

本資料のうち、枠囲みの内容は当社の商業機密若しくは防護上の観点又は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 21
提出年月日	2021年8月4日

補足-140-1 【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】

目次

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について
 - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
 - 1.4 管路解析モデルについて
 - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
 - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
 - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について
 - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
 - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
 - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
 - 4.3 漂流物による衝突荷重について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
 - 5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
 - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
 - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
 - 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
 - 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について
 - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
 - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について
- 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について
- 5.21 屋外タンク等からの溢水影響評価について
- 5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について
- 5.23 タービン補機冷却海水系ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について
- 5.24 津波への流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価
 - 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.2 3号機海水系ポンプの基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.3 3号機取水側海水系配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.4 2号機および3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
 - 5.24.5 2号機および3号機海水系配管・弁の津波に対する強度評価
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 6.1 防潮堤に関する補足説明
 - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
 - 6.3 防潮壁に関する補足説明
 - 6.4 貯留堰に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.2 水密扉に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明
 - 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
 - 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
 - 6.6 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明
 - 6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

: 本日の説明範囲

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.3 防潮壁に関する補足説明

目次

- 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
 - 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
 - 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
 - 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
 - 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
 - 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
 - 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
 - 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
 - 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
 - 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
-
- 参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方
 - 参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について
 - 参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について
 - 参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について
 - 参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について
 - 参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について
 - 参考資料 7 杭下端部の安定性について
 - 参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について
 - 参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について
 - 参考資料 10 スロッシング荷重の影響について
 - 参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について
 - 参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について
 - 参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について

参考資料 15 杭周地盤ばねの設定に用いる地盤の剛性について

参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

: 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて

目 次

1. 止水ジョイント部材について	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	4
1.3 止水ジョイント部材の仕様	5
1.4 試験条件の設定	5
1.5 性能確認試験	10
1.6 耐久性について	24
1.7 維持管理方針	32
2. シール材について	34
2.1 概要	34
2.2 評価方針	37
2.3 耐圧試験	38
2.4 変形性能の確認	39
2.5 維持管理方針の検討	43

1. 止水ジョイント部材について

1.1 概要

防潮壁は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水ジョイント部材が地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧と余震による変位に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な耐久性に関しては、耐候性試験により確認する。

なお、止水ジョイント部材はM型ジョイントを基本とするが、鋼製遮水壁（鋼板）における鋼板とフーチング間については、構造的に分離させる構造としており、当該箇所止水性の確保のためにΩ型ジョイントを設置する。なお、M型ジョイントとΩ型ジョイントの接合部については、工場で一体成型して設置することにより、交差箇所の止水性を確保する。

止水ジョイント部材の構造概要を図 1.1-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 1.1-2 に、止水ジョイント交差部の一体成型（金型）事例を図 1.1-3 に示す。

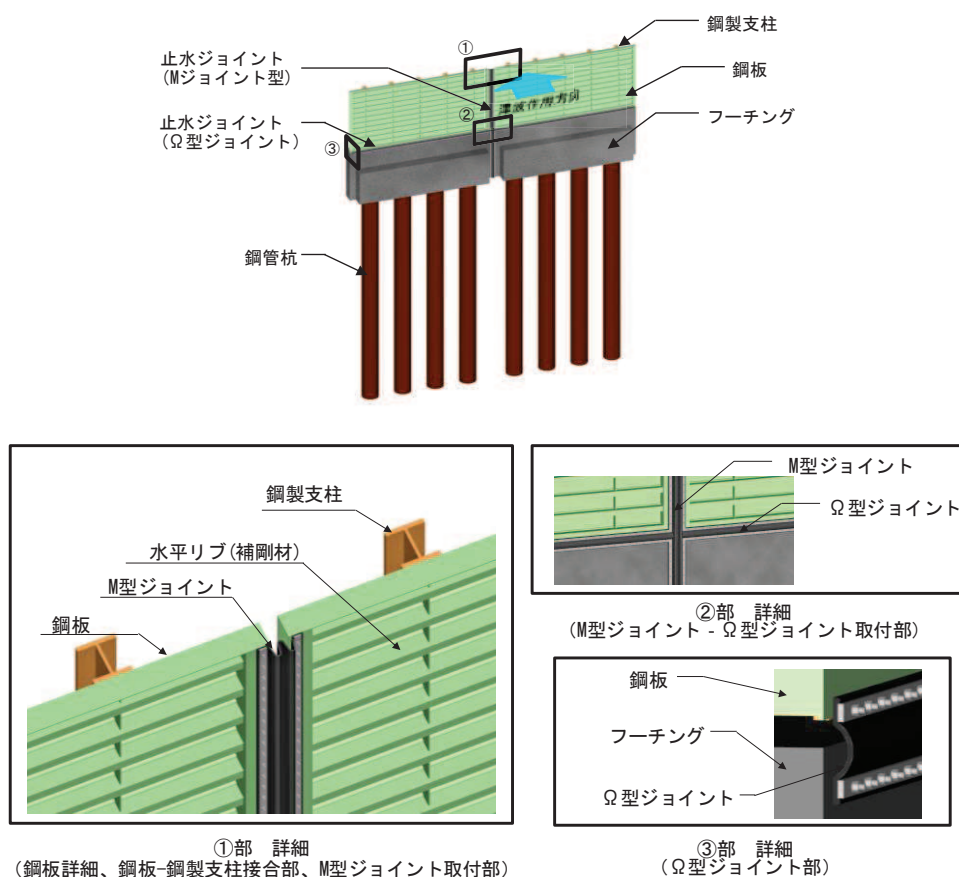


図 1.1-1(1) 止水ジョイント部材の構造概要
(鋼製遮水壁（鋼板）)

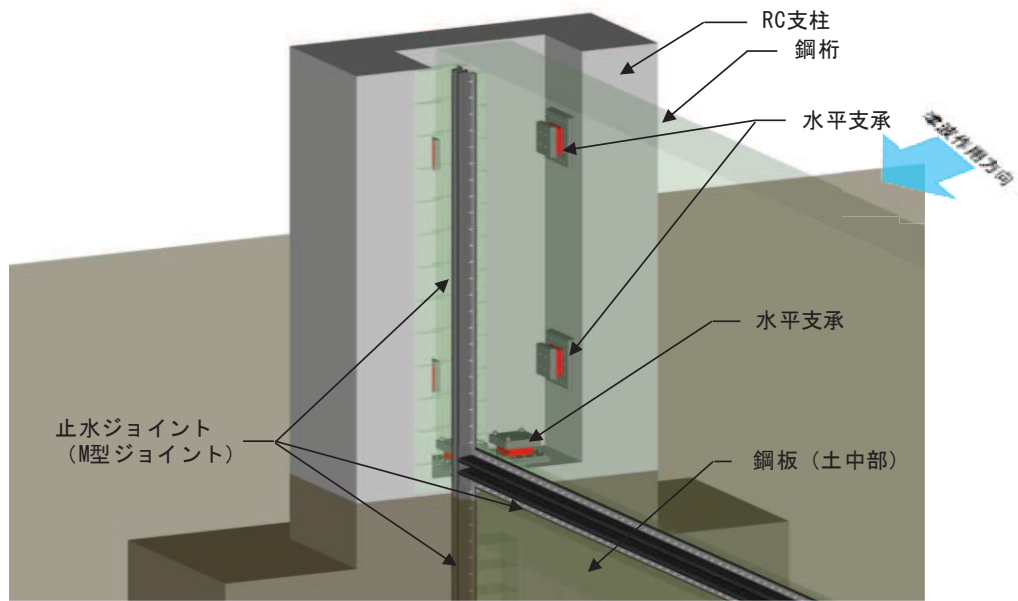
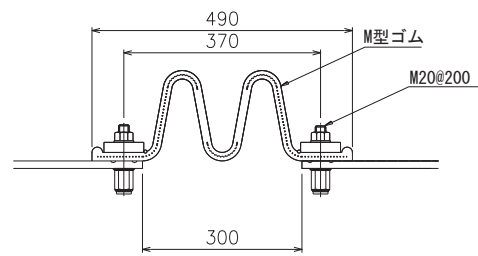
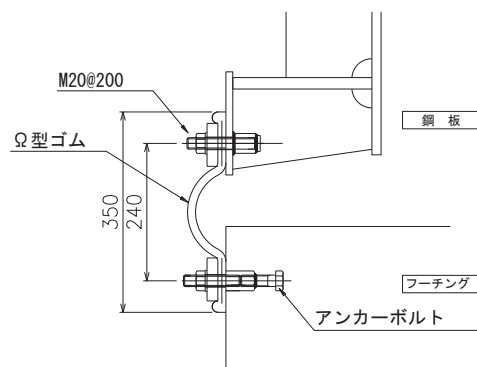


図 1.1-1(2) 止水ジョイント部材の構造概要
 (鋼製遮水壁 (鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細))



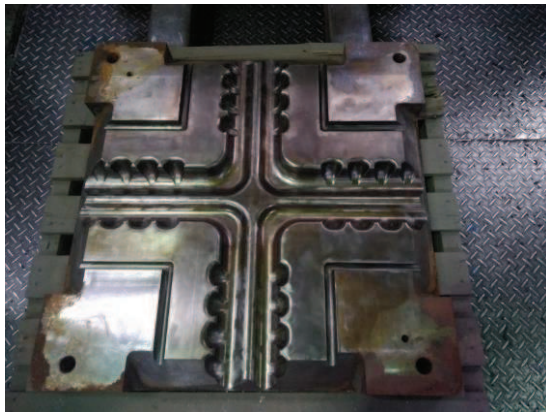
(M 型ゴム)



(Ω 型ゴム)

* 寸法値単位 : mm (標準値)

図 1.1-2 止水ジョイント部材詳細図



止水ジョイント金型
(M型ジョイント-M型ジョイントの例)



完成後
(M型ジョイント-M型ジョイントの例)

図 1.1-3 止水ジョイント交差部の一体成型（金型）事例

1.2 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震による変形に対し有意な漏えいを生じない状態に留まること、津波及び余震による変形・水圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験（変形，耐圧）により確認する。

また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを耐候性試験により確認する。

評価フローを図 1.2-1 に示す。

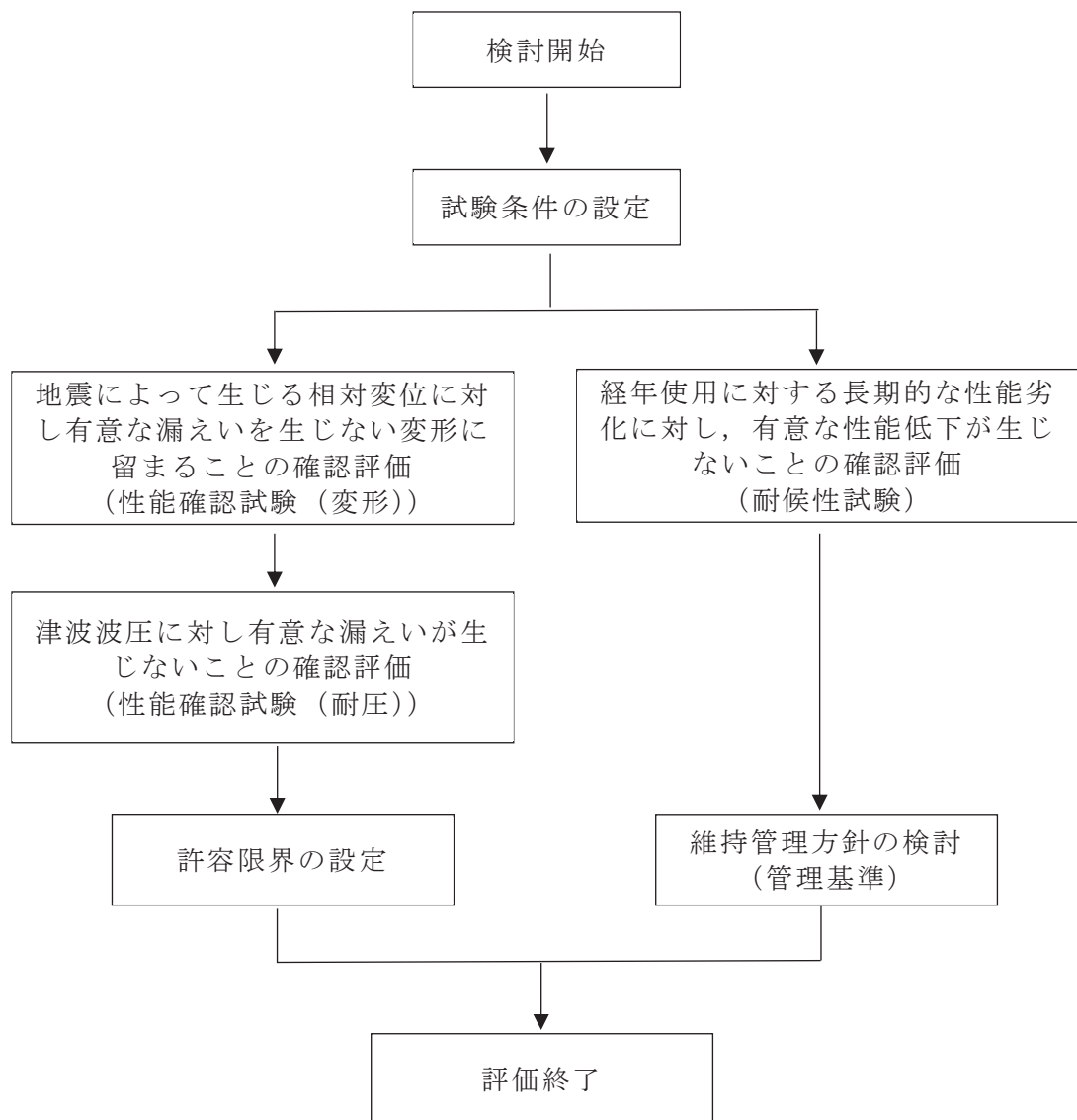


図 1.2-1 止水ジョイント部材の評価フロー

1.3 止水ジョイント部材の仕様

止水ジョイント部材の仕様を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 止水ジョイント部材の仕様

種別	名称	主成分	設置場所
M 型ゴム	ME300	クロロプレンゴム	防潮壁の構造目地部及び防潮堤・海水ポンプ室との取り合い部
Ω 型ゴム	オメガ型 B350	クロロプレンゴム	防潮壁の一部 (鋼板とフーチング間)

1.4 試験条件の設定

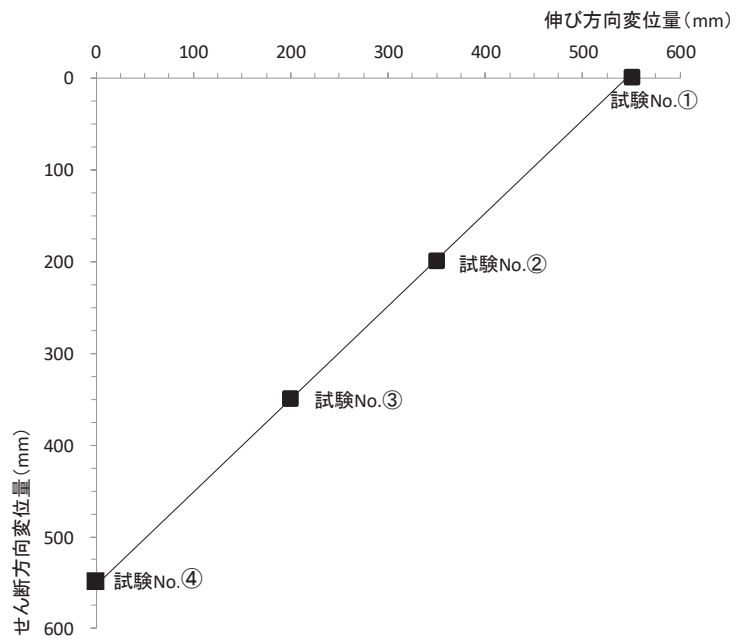
(1) 試験変形量

a. M 型ゴム

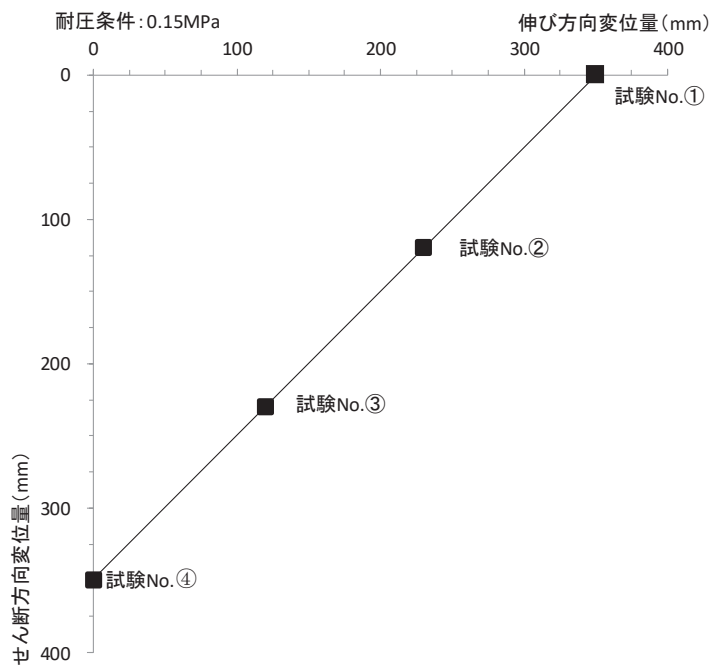
M 型ゴムの試験変形量は解析から求まる相対変位量を目安に、表 1.4-1 及び図 1.4-1 に示す 4 ケースを実施する。

表 1.4-1 M 型ゴムの試験変形量

試験 No.	地震時 (変形試験)	津波・余震重畳時 (変形+耐圧試験)
①	伸び 550mm	伸び 350mm
②	伸び 350mm, せん断 200mm	伸び 230mm, せん断 120mm
③	伸び 200mm, せん断 350mm	伸び 120mm, せん断 230mm
④	せん断 550mm	せん断 350mm



(変形試験)



(変形+耐圧試験)

図 1.4-1 M型ゴムの試験変形量

b. Ω型ゴム

Ω型ゴムの試験変形量は、その設置状況*から鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等への追従が目的であることを踏まえ、表 1.4-2 及び図 1.4-2 に示す 2 ケースを実施する。

注記*：Ω型ゴムを設置する鋼製遮水壁（鋼板）の鋼板-フーチング間については、鋼板がフーチングに支持された鋼製支柱に剛結されることから、鋼板最下部とフーチング最上面は一体的な挙動を示すものと想定されるため、鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等による微小な変位のみが生じる。

表 1.4-2 Ω型ゴムの試験時変位量

試験 No.	地震時 (変形試験)	津波・余震重畳時 (変形+耐圧試験)
①	伸び 50mm	伸び 50mm
②	せん断 50mm	せん断 50mm

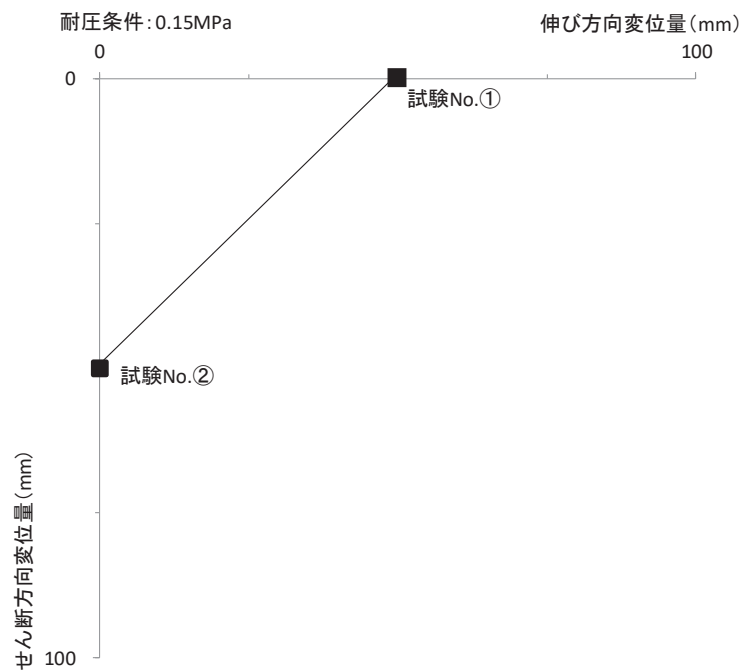


図 1.4-2 Ω型ゴムの試験変形量

(2) 試験水圧

試験水圧は、止水ジョイントに作用する水圧として、設計用津波水位（入力津波水位+0.5m）と設置地盤高さ（盛土が分布する場合は地震による揺すり込み沈下量を考慮）の差の作用水深に基づく静水圧荷重及び余震による動水圧荷重を考慮する。

余震による動水圧荷重は、図 1.4-3 に示す鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面地点における地表面の最大応答加速度を用い、Westergaard 式により算定する。

ここで、動水圧荷重を算定した地点は、設置する 4 つのエリアを概ねカバーし、地層条件についても盛土部（地点①～③）、全深度地盤改良部（地点④、⑦）、岩盤部（⑤、⑥）等の地層条件についても網羅できているが、不確かさの影響等を考慮し、求めた作用水圧に余裕を考慮する。

各地点の作用水圧の算定結果を表 1.4-3 に、設計用津波水位作用時（重畳時）の概念図を図 1.4-4 に示す。

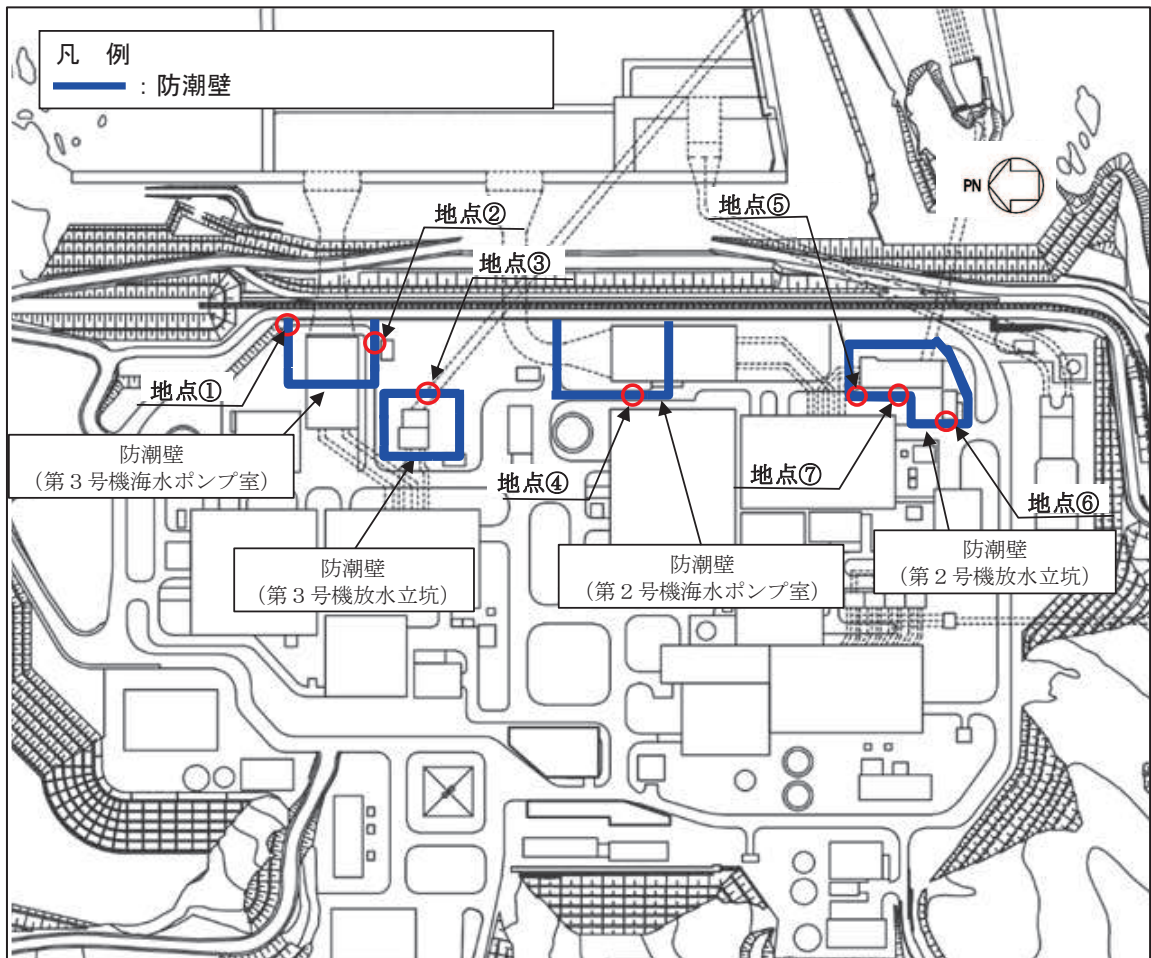


図 1.4-3 評価対象地点

表 1.4-3 作用水圧の整理

地点	設計用 津波水位 (m)	静水圧 (kN/m ²)	動水圧 (kN/m ²)	余震時最大 応答加速度 (cm/s ²)	計 (kN/m ²)	備考
①	O. P. 19.5	57.6	20.6	301.4	78.2	盛土部 (0.4m 沈下 考慮)
②	O. P. 19.5	57.6	18.8	268.4	76.4	
③	O. P. 18.0	42.4	15.9	285.3	58.3	
④	O. P. 18.6	48.5	29.3	678.4	77.8	全深度 地盤改良部
⑤	O. P. 17.9	41.4	23.5	636.1	64.9	岩盤部
⑥	O. P. 17.9	41.4	29.5	798.1	70.9	岩盤部
⑦	O. P. 17.9	41.4	19.3	522.3	60.7	全深度 地盤改良部

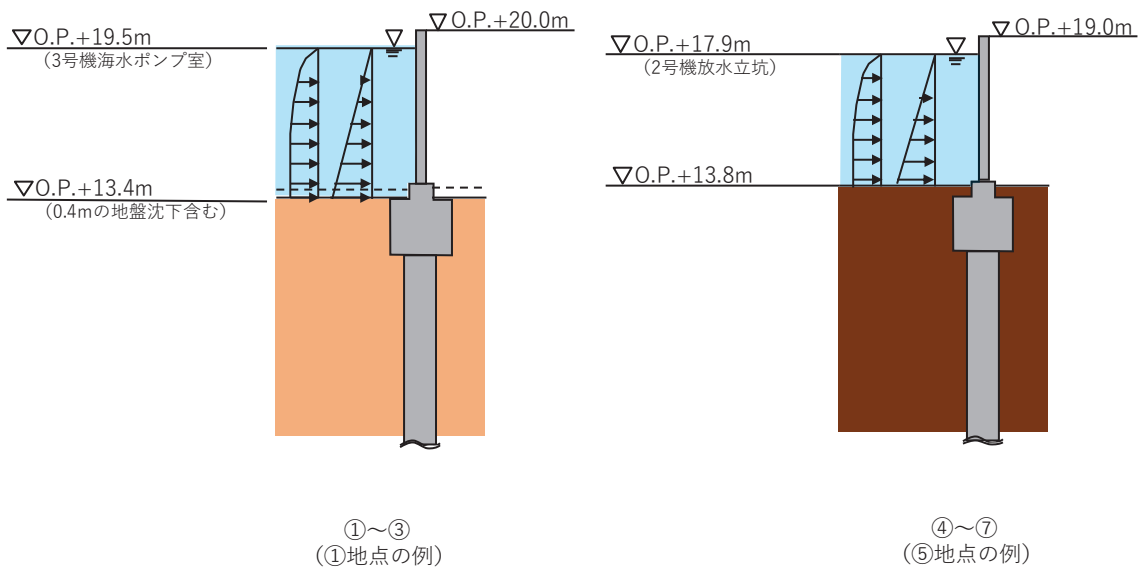


図 1.4-4 設計用津波水位作用時（重畳時）の概要

以上より、最も作用水圧が大きくなるのは、地点①において、78.2kN/m²となったが、前述のとおり、動水圧荷重の不確かさ等を踏まえ、試験水圧は保守的に 150 kN/m² (0.15 MPa) とする。

1.5 性能確認試験

(1) 試験結果

図 1.1-2 に示す止水ジョイント部材の取付け状態（ボルト径やボルト間隔）を模擬した試験機によって、止水ジョイントに対して地震時の相対変位を想定した伸び・せん断変形させ、有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。また、試験機によって、止水ジョイントに対して津波余震時の水圧と相対変位を想定した伸び・せん断変形及び水圧を作用させることにより、有意な漏えいを生じない性能を保持することを確認する。

a. 止水ゴム（M型）

(a) 試験条件（試験変位置量，水圧）

試験条件として表 1.5-1 に示す変位置量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔（M20@200mm）は，実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

性能確認試験フローを図 1.5-1 に，試験機概要を図 1.5-2 示す。

表 1.5-1 M型ゴムの試験条件

試験種別	試験 No	変位置量	水圧	必要耐圧 保持時間*
変形試験	①	伸び 550mm	/	/
	②	伸び 350mm せん断 200mm		
	③	伸び 200mm せん断 350mm		
	④	せん断 550mm		
耐圧試験	①	伸び 350mm	0.15MPa	10 分以上
	②	伸び 230mm せん断 120mm	0.15MPa	10 分以上
	③	伸び 120mm せん断 230mm	0.15MPa	10 分以上
	④	せん断 350mm	0.15MPa	10 分以上

* 加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

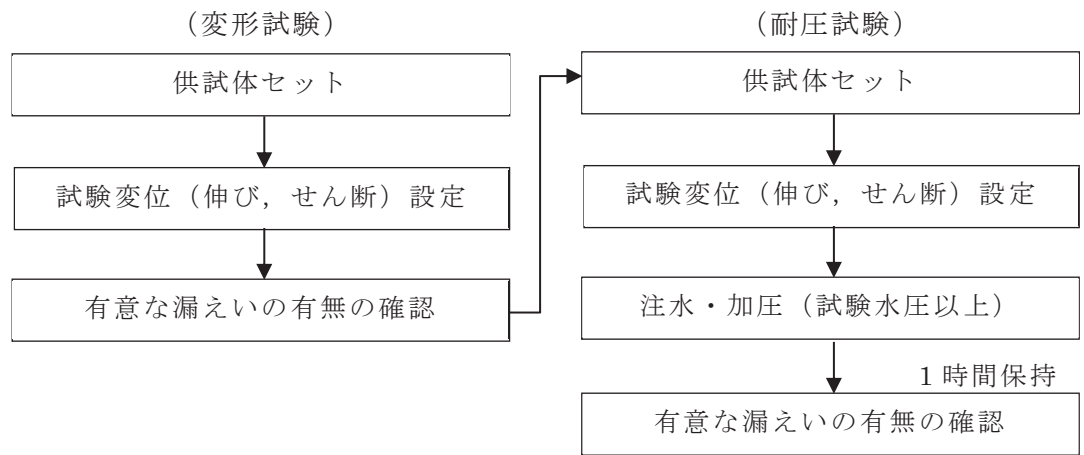
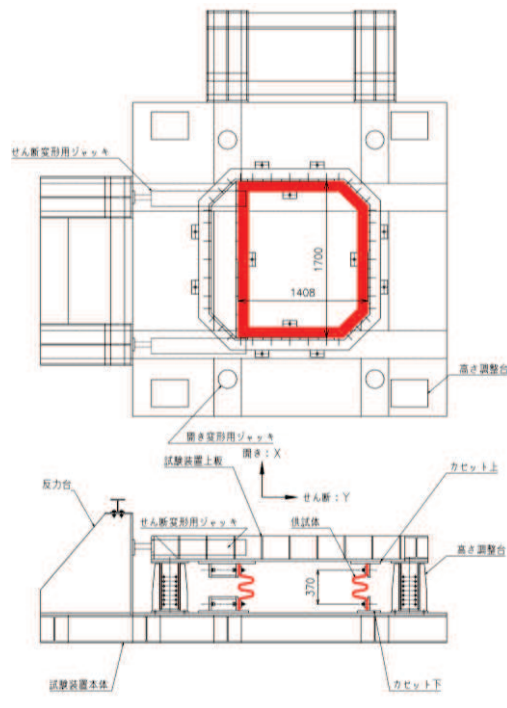


図 1.5-1 性能確認試験フロー

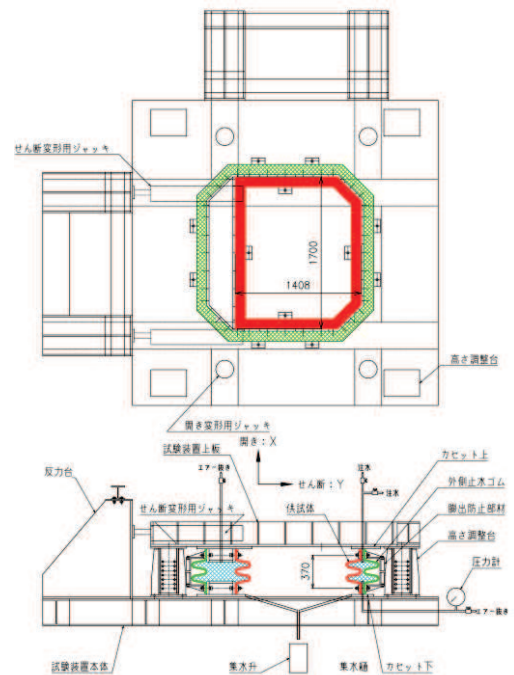


(耐圧試験の試験方法)

カセットの内側に供試体（赤部）
外側に外側止水ゴム（緑部）を取付
け、内側と外側止水ゴムの間に水を
注入して加圧する。



(変形試験)



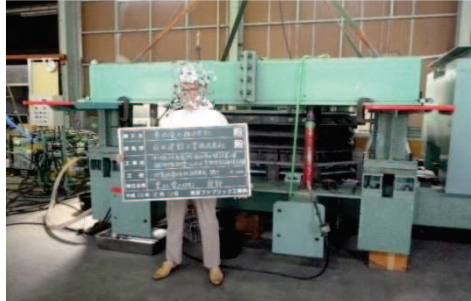
(耐圧試験)

図 1.5-2 試験機概要図

(b) 試験状況

試験状況を図 1.5-3～図 1.5-10 に示す。

イ. 変形試験 No. ① (伸び 550 mm)



変形前状況



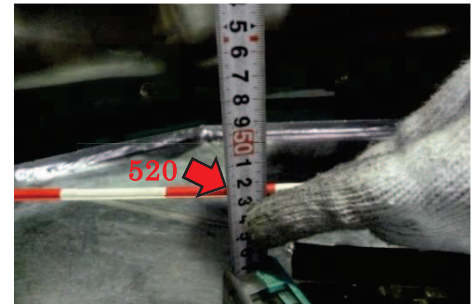
ゴムジョイント設置状況
(ボルト M20@200mm にて固定)



枠間距離計測状況

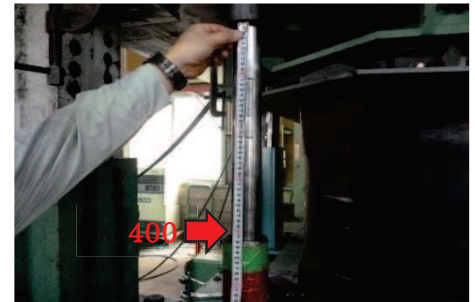
(枠間距離 (初期値) : 520 mm*)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm に対して, 初期段階で 150mm 伸びた状態で設置



伸び変形量計測状況

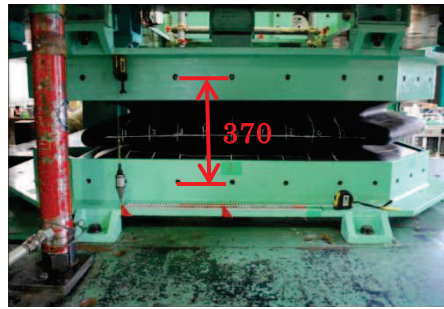
(初期伸び 150 mm + 計測値 400 mm (伸び量) = 伸び 550mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-3 試験状況 (変形試験 No. ①)

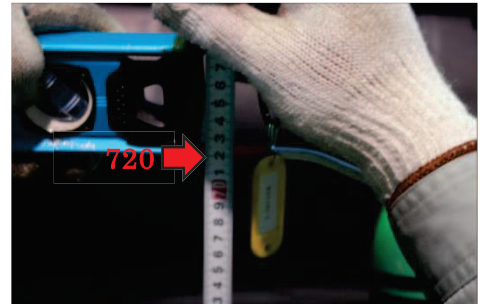
ロ. 変形試験 No. ② (伸び 350 mm, せん断 200mm)



変形前状況

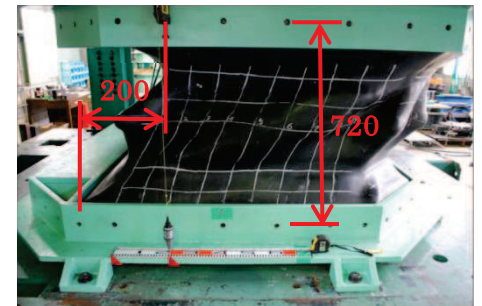


伸び変形後状況



伸び変形量 (枠間距離) 計測状況
(計測値 720mm - 初期値 370 mm * = 伸び 350mm)

注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



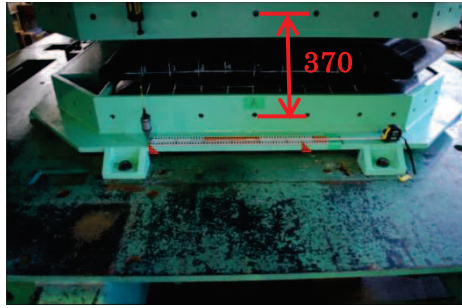
伸び+せん断変形後状況
(伸び 350mm, せん断 200mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-4 試験状況 (変形試験 No. ②)

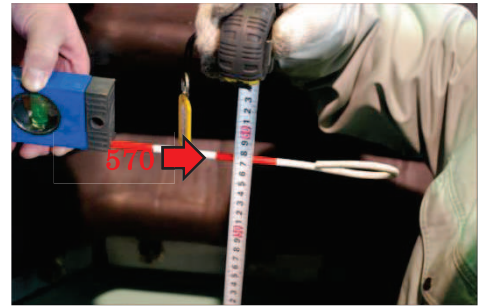
ハ. 変形試験 No. ③ (伸び 200 mm, せん断 350mm)



変形前状況

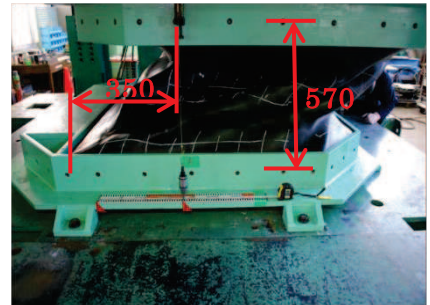


伸び変形後状況

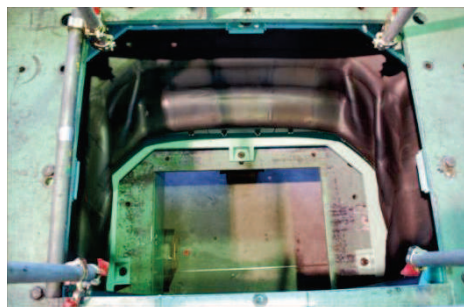


伸び変形量 (棒間距離) 計測状況
(計測値 570mm - 初期値 370 mm * = 伸び 200mm)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm



伸び+せん断変形後状況
(伸び 200mm, せん断 350mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-5 試験状況 (変形試験 No. ③)

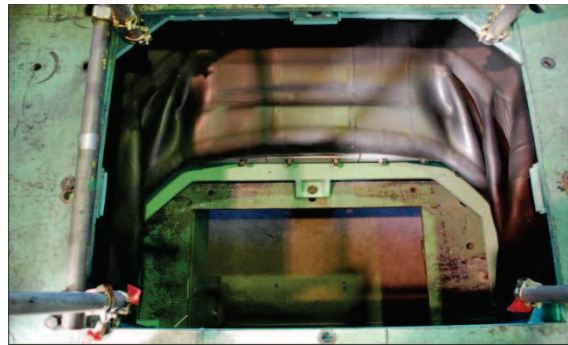
ニ. 変形試験 No. ④ (伸び 0 mm, せん断 550mm)



変形前状況



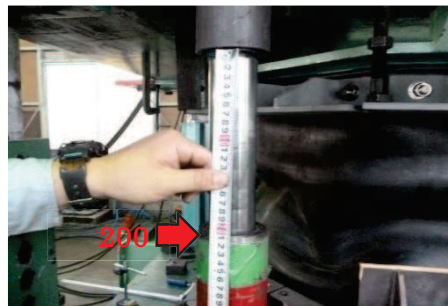
せん断変形後状況
(せん断 550mm)



変形完了 (損傷なし)

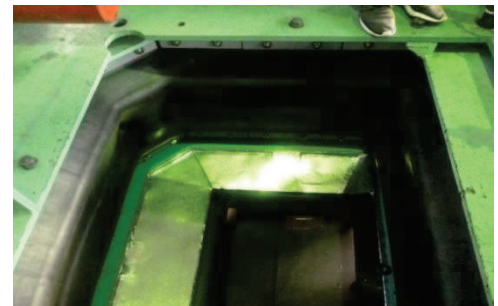
図 1.5-6 (変形試験 No. ④)

ホ. 耐圧試験 No. ① (伸び 350 mm, せん断 0mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(初期伸び 150 mm + 計測値 200 mm (伸び量) = 伸び 350mm)



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

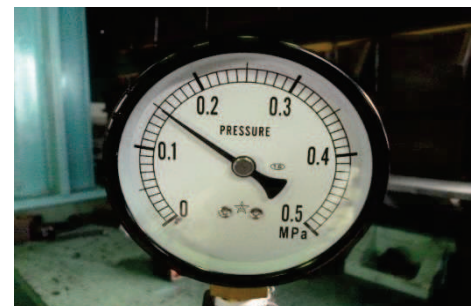
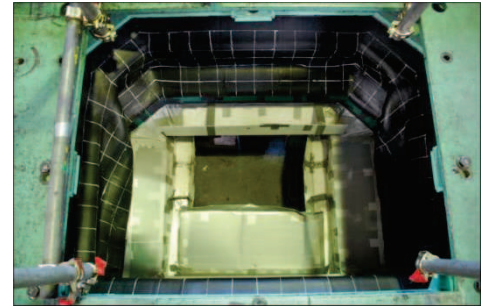
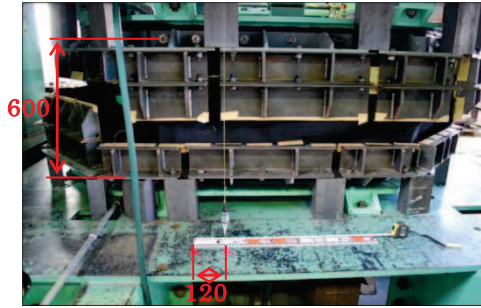


図 1.5-7 試験状況 (耐圧試験 No. ①)

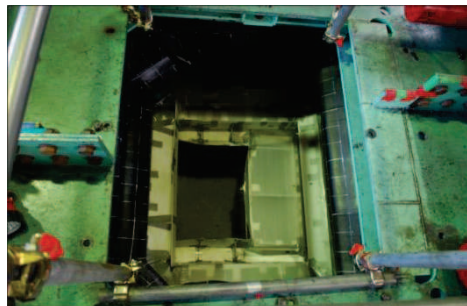
へ. 耐圧試験 No. ② (伸び 230 mm, せん断 120mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 600mm - 初期値 370 mm* = 伸び 230 mm, せん断 120mm)

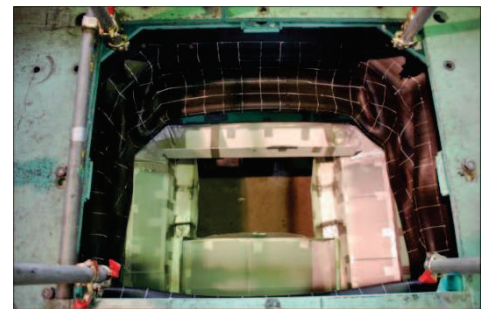
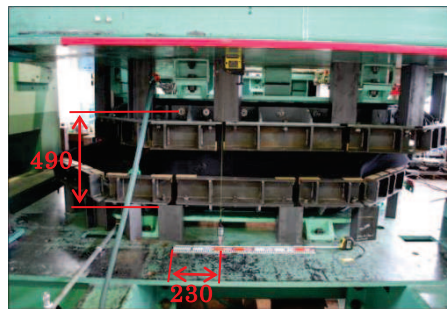
注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-8 試験状況 (耐圧試験 No. ②)

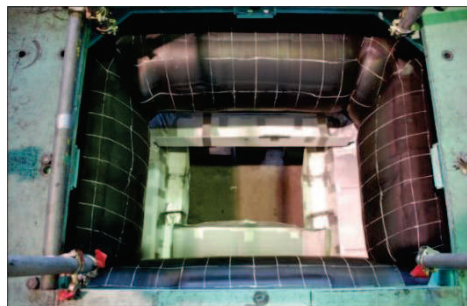
ト. 耐圧試験 No. ③ (伸び 120 mm, せん断 230mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 490mm - 初期値 370 mm* = 伸び 120 mm, せん断 230mm)

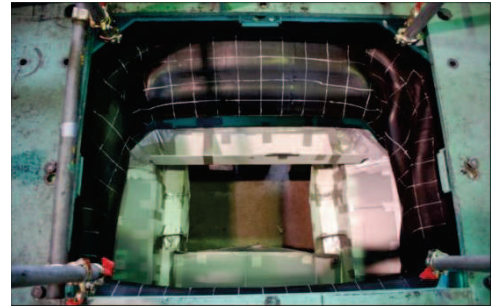
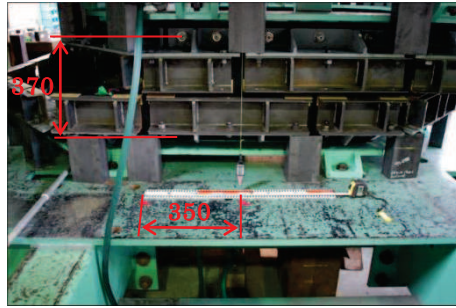
注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-9 試験状況 (耐圧試験 No. ③)

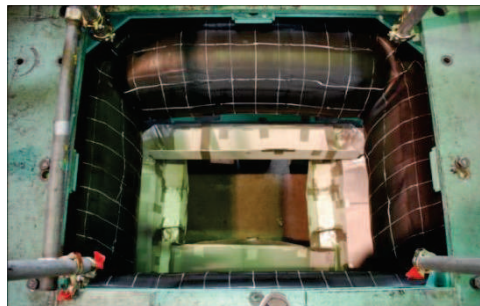
チ. 耐圧試験 No. ④ (伸び 0 mm, せん断 350mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 370mm - 初期値 370 mm* = 伸び 0mm, せん断 350mm)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-10 試験状況 (耐圧試験 No. ④)

(c) 試験結果

性能試験結果を表 1.5-2 に示す。所定の変位を与えた上で、津波荷重を上回る水圧 (0.15 MPa) を 10 分以上 (加圧時間 1 時間) 加圧し、すべてのケースにおいて、損傷及び漏えいがないことを確認した。

表 1.5-2 性能試験結果

試験種別	試験 No	変位量	水圧	耐圧保持時間	損傷, 漏えい	判定
変形試験	①	伸び 550mm			無	OK
	②	伸び 350mm せん断 200mm			無	OK
	③	伸び 200mm せん断 350mm			無	OK
	④	伸び 550mm			無	OK
耐圧試験	①	伸び 350mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	②	伸び 230mm せん断 120mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	③	伸び 120mm せん断 230mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	④	せん断 350mm	0.15MPa	1 時間	無	OK

b. 止水ゴム（Ω型）

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 1.5-3 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔（M20@200mm）は，実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。性能確認試験フローを図 1.5-11 に示す。

表 1.5-3 Ω型ゴムの試験条件

試験種別	試験 No	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
耐圧試験	①	伸び 50mm	0.15MPa	10 分以上
	②	せん断 50mm	0.15MPa	10 分以上

加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

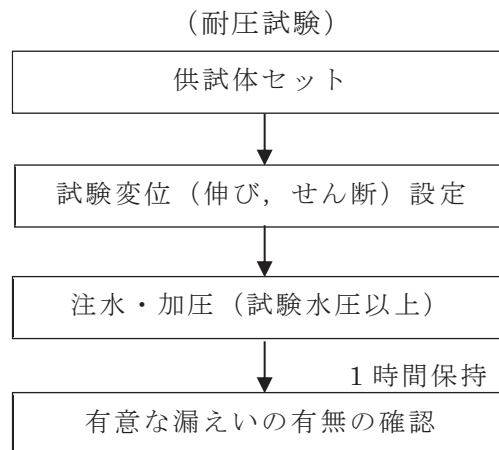
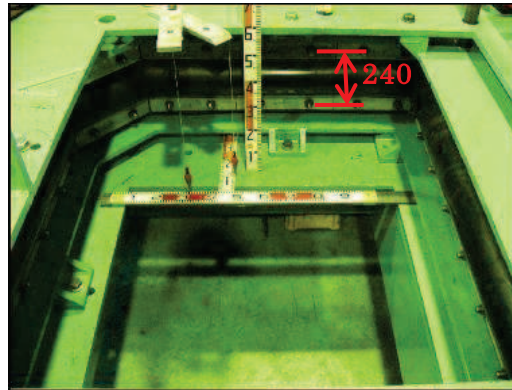


図 1.5-11 性能確認試験フロー

(b) 試験状況

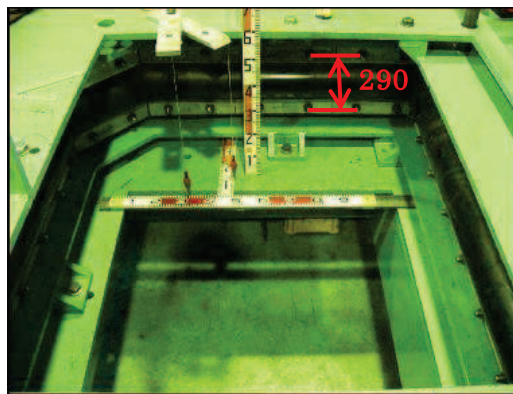
試験状況を図 1.5-12 に示す。



変形前状況

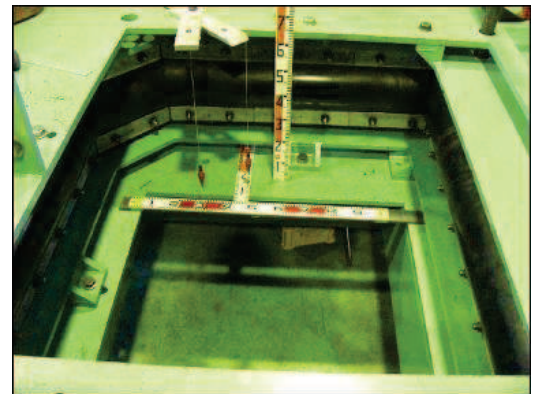
(枠間距離 (初期値) : 240mm)

図 1.5-12(1) 試験状況 (試験前)



変形完了

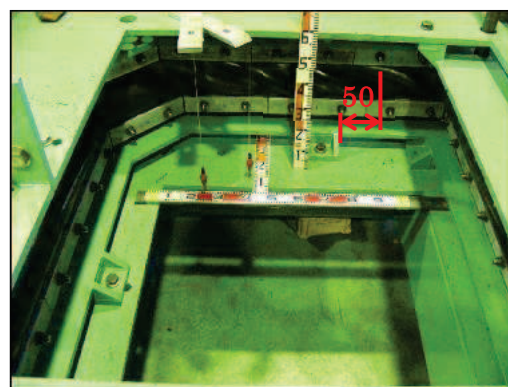
(計測値 290mm - 初期値 240mm = 伸び
50mm)



加圧完了

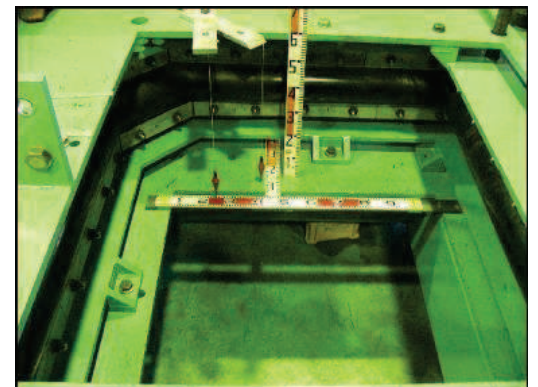
(0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-12(2) 試験状況 (耐圧試験①)



変形完了

(せん断 50mm)



加圧完了

(0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-12(3) 試験状況 (耐圧試験②)

(c) 試験結果

性能試験結果を表 1.5-4 に示す。

表 1.5-4 性能試験結果

試験種別	試験No	変位量	水圧	耐圧保持時間	損傷, 漏えい	判定
耐圧試験	①	伸び 50mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	②	せん断 50mm	0.15MPa	1 時間	無	OK

(2) 許容限界の設定

試験結果を踏まえた止水ジョイント部材の許容限界を表 1.5-5 に示す。

表 1.5-5 止水ジョイント部材の許容限界

評価項目		許容限界	備考
M 型ゴム	地震時	伸び : 550 mm せん断 : 550 mm	
	津波余震 重畳時	伸び : 350 mm せん断 : 350 mm	試験水圧 0.15MPa
Ω 型ゴム	地震時	伸び : 50 mm せん断 : 50 mm	
	津波余震 重畳時	伸び : 50 mm せん断 : 50 mm	試験水圧 0.15MPa

(3) ゴムジョイント取付け部

ゴムジョイントの取付け部の止水性については、取り付け部の固定ボルト（又はアンカーボルト）を押さえ板を介し、ボルト1本当たりを150N・mのトルクで締め付け管理を行った上で、前述の止水試験を実施しており、その結果にて有意な漏えいを生じていないことを確認している。

よって、本施工においても同様のトルク管理を行うことで、所定の面圧を作用させるが、以下に示すとおり応力緩和時においても所定の面圧を確保できることを確認している。

図 6.1.5-13 にゴムジョイントの断面を示す。

$$P_0 = \frac{Ff \times \alpha}{wL} = (28693 \times 0.65) / (75 \times 200) = 1.24 \quad (\text{MPa}) \quad > \quad 0.15 (\text{MPa})$$

P_0 : 締め付け面圧 (MPa=N/mm²)

Ff : 固定ボルトの締め付け力 (N) (図 1.5-14 式より $T_f=150\text{N}\cdot\text{m}$ となる場合の締め付け力として算定)

α : 応力緩和係数(0.65)

w : 押さえ板の接触幅 (75mm)

L : 取付けボルトのピッチ (mm)

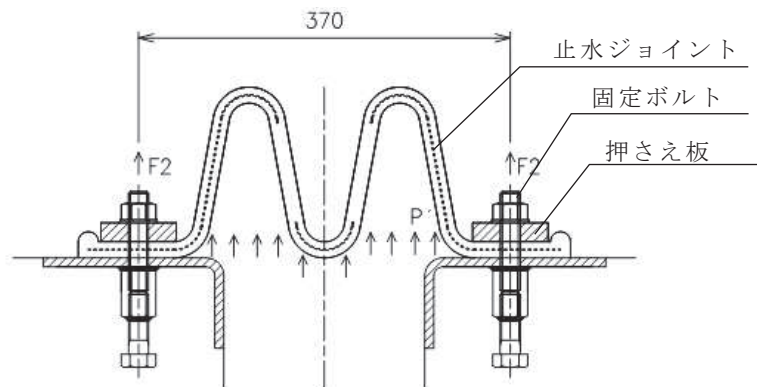


図 1.5-13 ゴムジョイントに生じる引張応力の概念図

6.2 締付けトルク

ねじ締結体において、ナットに加えられる締付けトルク T_f は式 (4.10) の右辺とナット座面における摩擦に打ち勝つためのトルクとの和としてつぎのようにあらわされる。

$$T_f = \frac{1}{2} F_f \{ d_p \tan(\rho' + \beta) + d_w \mu_w \}$$

ここで、 $\tan(\rho' + \beta) = (\tan \rho' + \tan \beta) / (1 - \tan \rho' \tan \beta)$ とおいて展開し微少項を省略するとともに $\tan \rho' = \mu_s / \cos \alpha' = 1.15 \mu_s$ とおけば

$$T_f = \frac{1}{2} F_f \{ d_p (1.15 \mu_s + \tan \beta) + d_w \mu_w \} \quad (6.8)$$

がえられる。

ここで、 F_f ：ボルトに発生した締付け力

d_p ：おねじの有効径（計算には基準寸法 d_2 を用いる）

β ：ねじのリード角で $\tan \beta = \frac{P}{\pi d_2}$ 、 P ：ピッチ（一条ねじ）

μ_s ：ねじ面における摩擦係数

μ_w ：座面における摩擦係数

図 1.5-14 締付けトルクと締付け力の関係式
（「ねじ締め付けの理論と計算（株式会社養賢堂，1985）」より抜粋）

1.6 耐久性について

(1) 基本方針

止水ジョイントの主成分であるゴム材（クロロプレンゴム）の経年劣化に対する耐久性については、同じゴム材であるゴム支承の様々な劣化要因に対する設計上の配慮事項が示されている「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に準拠し、表 1.6-1 に示す劣化要因に対する試験等により耐久性が確認された製品を使用する。

また、熱老化による変形性能の低下（ゴムの伸び性能の低下）が想定されることから、空気加熱老化試験（以下、JIS K 6257）に基づく耐熱性試験を実施し、熱老化をさせた試験体での伸びの変化率を確認する。

表 1.6-1 止水ジョイント部材の劣化要因に対する耐久性の確保・確認方法

劣化要因	耐久性の確保・確認方法
熱	空気加熱老化試験（JIS K 6257）により熱老化に対する耐久性が確認された製品を使用する。
オゾン ・酸素	静的オゾン劣化試験（JIS K 6259）*1により、十分な耐オゾン性を有することを確認された製品を使用する。
紫外線	ゴム材にカーボンブラックが配合された製品を使用することで、内部までの光の浸透を阻止し、耐久性を確保する*2。
低温	低温衝撃ぜい化試験（JIS K 6261）*3により、十分な耐寒性を有することを確認された製品を使用する。

注記*1：東北地方に位置する綾里（岩手県大船渡市）のオゾン濃度が 40ppb 程度（気象庁による観測）及び牡鹿（宮城県女川町）のオゾン濃度が 50ppb（第 4 次酸性雨全国調査報告書（平成 18 年度）国立環境研究所 地球環境研究センター）であるのに対し、オゾン劣化試験では 500ppb のオゾン濃度で評価を実施し、耐オゾン性を確認する。

*2：日本ゴム協会誌第 77 巻（2004）3 号 p.109～p.115 を参照。

*3：ゴム材の低温ぜい化温度は-30℃以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は-2.6℃，日最低気温は-14.6℃）。

(2) 耐熱性試験

耐熱性の指標として伸び性能の初期値からの残存率を確認することで、経年劣化に対する耐久性能を確認する。下記に試験の方法を示す。

ここで、基本設計段階において実施していた試験（以下「過年度試験」という。）では、劣化予想に影響する低温（70℃）での試験が老化時間 1000 時間程度しか行っていないかった。先行サイトの試験データを確認した結果、より長時間（5000 時間）まで実施していることから、試験結果の妥当性を検証するために、先行サイトと同条件（1000～5000 時間のデータまで取得）のもとでの試験（以下「追加試験」という。）を実施していることから、本資料では追加試験を基本に整理している。なお、後述のとおり、過年度試験と追加試験において、長時間データの有無の違いによる劣化予想結果の違いは認められるものの、大きな傾向としては有意な差は無い結果となっている。

【試験方法】

- ① ダンベル型試験片を熱老化試験機に投入し、表 1.6-2 に示す温度、時間にて加熱する。
- ② 熱老化前及び所定の熱老化時間を作用させたダンベル型試験片を引張試験機にセットし、引張試験（JIS K 6251）を行い、破断時の伸び及び引張強さを測定
- ③ 老化時間と破断時の伸びの低下率に基づき、アレニウスプロットによる耐久性予想を実施

表 1.6-2 熱老化条件

	熱老化温度		
	70℃	100℃	120℃
熱 老 化 時 間	—	—	24 時間（1 日）
	—	48 時間（2 日）	48 時間（2 日）
	—	96 時間（4 日）	96 時間（4 日）
	192 時間（8 日）	192 時間（8 日）	192 時間（8 日）
	600 時間（25 日）	600 時間（25 日）	600 時間（25 日）
	1008 時間（42 日）	1008 時間（42 日）	—
	2016 時間（84 日）*	—	—
	3000 時間（125 日）*	—	—
	5000 時間（208 日）*	—	—

注記*：過年度試験から追加した範囲

(3) 試験結果

熱老化後の引張試験結果を表 1.6-3 に、耐候性試験結果に基づく耐久性予想結果を図 1.6-1 に示す。

表 1.6-3 試験結果

老化温度	老化時間	引張強度	伸び	伸び残存率
℃	時間	N/mm ²	%	%
—	—	18.6	410 (410)	基準値
70	192	17.6	373 (370)	90
	600	17.5	364 (360)	88
	1008	17.6	357 (360)	88
	2016	16.4	318 (320)	78
	3000	16.4	292 (290)	71
	5000	14.9	253 (250)	61
100	48	18.4	371 (370)	90
	96	17.5	353 (350)	85
	192	17.6	309 (310)	76
	600	15.0	188 (190)	46
	1008	15.9	129 (130)	32
120	24	17.1	339 (340)	83
	48	17.5	300 (300)	73
	96	16.1	214 (210)	51
	192	16.4	138 (140)	34
	600	15.5	4 (0)	0

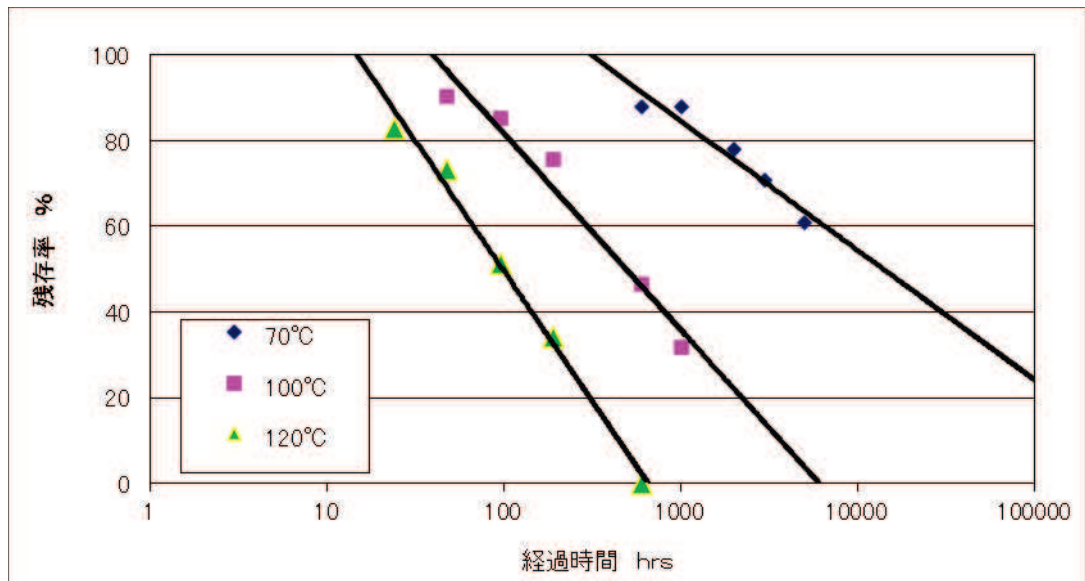


図 1.6-1 ゴム材料の熱老化試験結果

熱老化試験結果から得られた図 1.6-1 のグラフより各温度で残存率が 90%，80%，70%，60%，50%となる経過時間をそれぞれ読み取り日数に換算し，日数を縦軸，温度（絶対温度）の逆数 $1/T$ を横軸に取ったグラフにプロットし，経過時間と温度の関係をグラフ化したものを図 1.6-2 に示す。

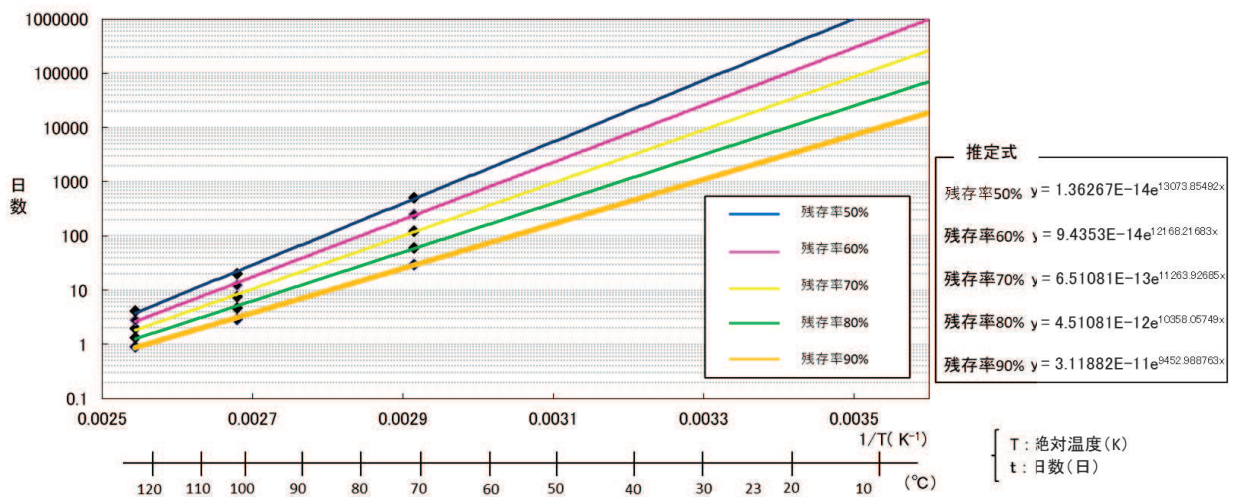


図 1.6-2 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

図 1.6-2 から，20℃，30℃，40℃及び女川原子力発電所地点における月別平均最高気温 23℃における各残存率と日数の関係を読み取り，各温度で残存率を縦軸，経過日数を横軸に取った伸び性能低下予想グラフを図 1.6-3 に，残存率 50%に至るまでの期間を表 1.6-4 に示す。

なお，図 1.6-3 には自然曝露試験体（三重県（三重郡菟野町）），年間平均気

温 20.9℃) における残存伸びの試験結果をプロットしており、若干のばらつきは認められるが、試験結果に基づく予想結果と曝露試験体の残存伸びは概ね整合的である。

この結果から、推定される女川原子力発電所地点における月別平均最高気温 23℃で残存率 50%までの経過年数は、564 年である。

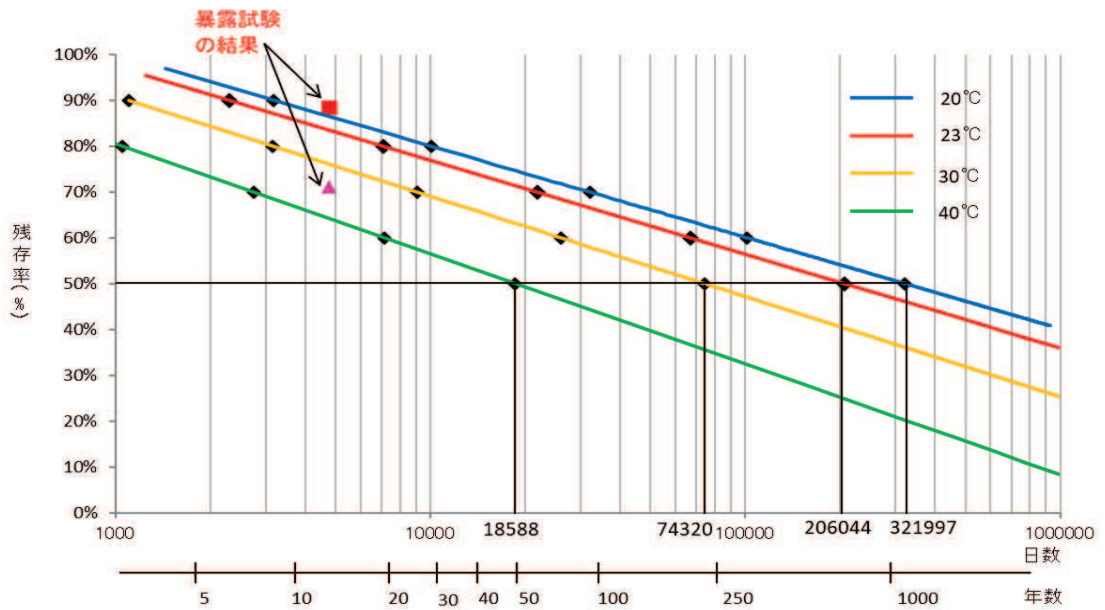


図 1.6-3 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(残存率と日数の関係)

表 1.6-4 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(残存率：50%に至るまでの期間)

雰囲気温度	基準伸び量：410%から 残存率 50% (伸び量 205%) まで 伸び性能が低下する期間
20℃	880 年 (321397 日)
23℃*	564 年 (206044 日)
30℃	203 年 (74320 日)
40℃	50 年 (18588 日)

注記*：女川原子力発電所地点における月別平均最高気温

(4) 先行サイトにおける耐候性試験結果との比較について

先行サイト（東海第二発電所）で実施している熱老化試験結果*との比較を図 1.6-4 に、東海第二発電所で示している条件（伸び残存率 50%，雰囲気温度 30℃）と同一条件における残存率と経過時間のグラフを図 1.6-5 に、残存率 50%に至るまでの期間を表 1.6-5 に示す。

東海第二発電所と同条件（雰囲気温度 30℃）で、伸び残存率 50%に至るまでの期間は東海第二発電所の 38 年に対して、女川原子力発電所（追加試験）では 203 年と大きな差が生じる結果となっている。

なお、図 1.6-4 には女川原子力発電所の過年度試験についても示しているが、と長時間データの有無の違いによる劣化予想結果の違いは認められるものの、全体的な傾向としては追加試験と過年度試験で極端に傾向が異なる結果にはなっていない。

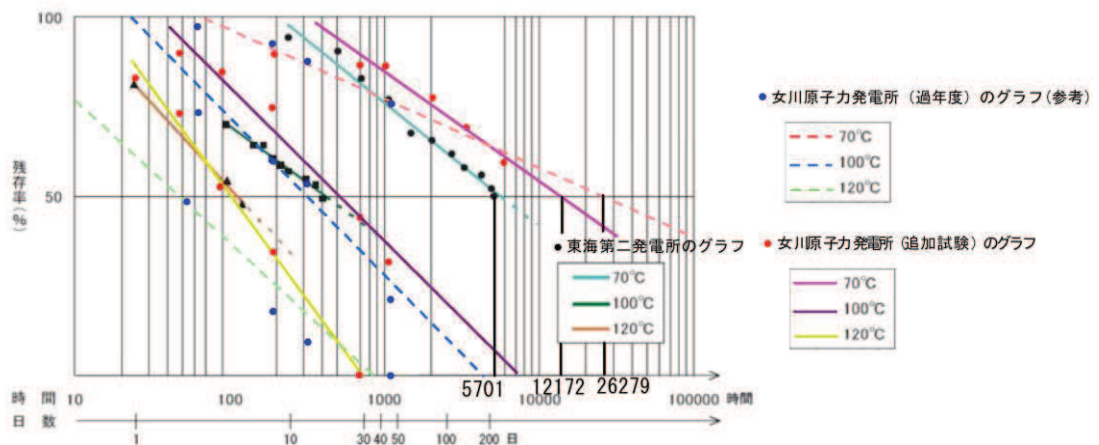


図 1.6-4 ゴム材料の熱老化試験結果の比較
(過年度試験及び東海第二発電所との比較)

注記*：平成 30 年 3 月 19 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

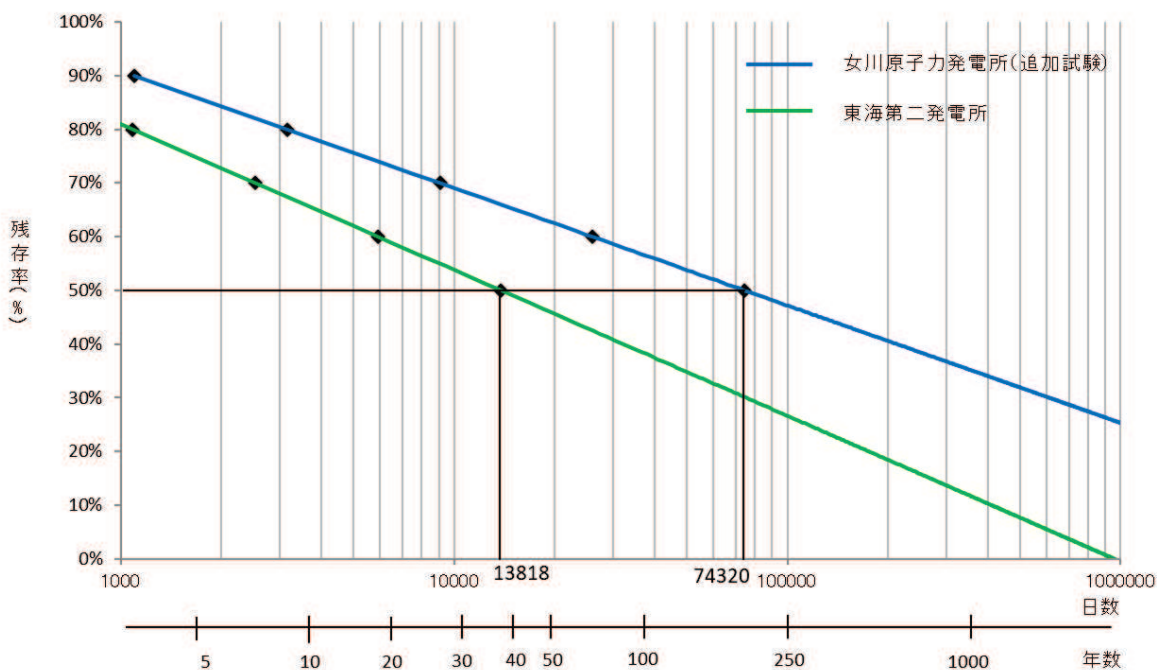


図 1.6-5 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(東海第二発電所との比較)

表 1.6-5 ゴムジョイントの伸び性能低下予想の比較
(残存率：50%に至るまでの期間)

項目	東海第二発電所	女川原子力発電所
伸び残存率：50%に至るまでの時間 (雰囲気温度：30℃)	38年 (13818日)	203年 (74320日)

伸び性能低下予想の違いは、図 1.6-4 に示す熱老化試験における 70℃の試験結果の差に起因する。

今回の伸び性能低下予想に用いるアレニウス則は、活性化エネルギーから耐久性を求める方法で、図 1.6-4 のグラフで、東海第二発電所の 70℃の近似線の傾きに比べ、女川原子力発電所（防潮壁）の 70℃の近似線の傾きが同傾向であるが右寄りになっている。傾斜が緩くかつ右寄りとなり、各温度のグラフから読み取る任意の残存率での経過時間の差が大きくなると、図 1.6-6 に示すアレニウスプロットを作成した際のグラフの傾きが大きくなり、活性化エネルギーが大きくなるため、劣化の進行が遅くなり、耐久年数が長く算出される。

今回の比較においては、70℃ ($1/T=1/343=0.002915$) の試験結果の違いにより、傾きに差が生じ耐久年数の評価に違いが生じている。

なお、試験結果の違いについては、J I Sに基づく方法にて、老化時間等の試験条

件も同一としているため、試験条件の違いによるものではなく、材料特性の違いによるものと推測される。ゴムの製作は、原材料の投入、混合、成型、加硫（加圧）など様々な工程を経て行われるものであり、耐久性に関する特性もそれに左右される。配合や製造過程は、メーカーによりノウハウが異なるものであり、これが耐久性の違いに現れたものと考えられる。

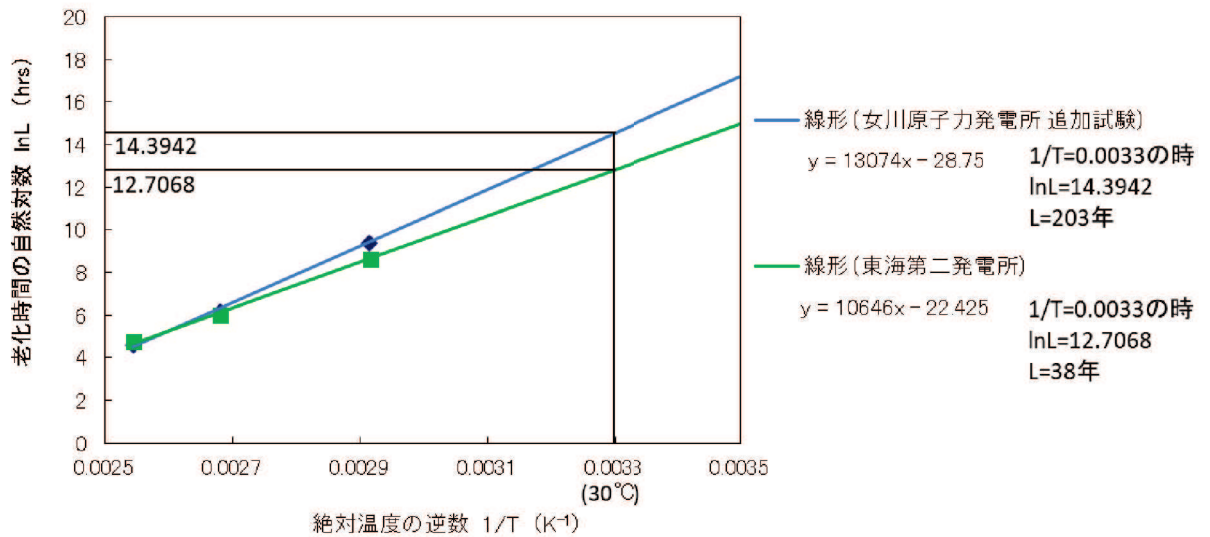


図 1.6-6 雰囲気温度 30°Cにおけるアレニウスプロット
(東海第二発電所との比較)

1.7 維持管理方針

(1) 点検計画

止水ジョイント部材の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握し、許容限界を満足することを確認することを目的に、定期的な目視点検及び曝露試験を行う。

点検時期及び点検方法を表 1.7-1 に示す。なお、詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書に示す。

表 1.7-1 止水ジョイント部材の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/月	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回/年	足場等を用いた目視点検
	曝露試験		1回/年 (竣工後 15年以降)	曝露試験体を用いた引張試験*2

注記*1：巡視点検（1回/月），並びに定期点検（1回/年）による外観目視点検を行う。巡視点検では可視範囲で，定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに，必要に応じ試験等を行う。

*2：曝露試験体の伸び量等を測定し，設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。

(2) 管理基準値

補修，取替えについては，表 1.7-1 に示す点検の結果に基づき補修，取替えの計画を行うものとし，曝露試験においては管理基準値を定める。

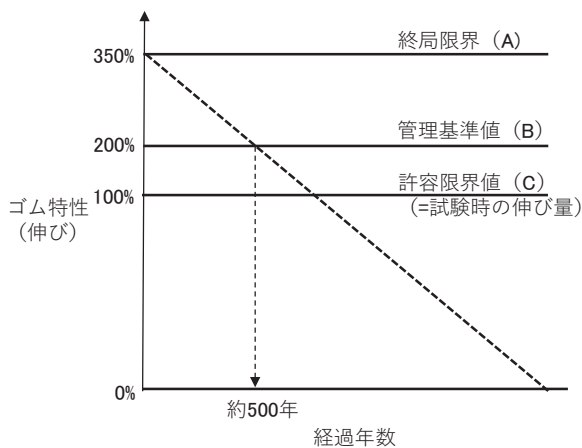
管理基準値の詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書にて示す予定としているが，以下に設定方針（案）を示す。

<曝露試験における管理基準値の設定方針（案）>

止水ジョイント部材における管理基準の設定方針（案）を図 1.7-1 に示す。

管理基準値(B)は，終局限界値（初期状態での破断伸び）(A)に対して，耐久性予測による経年劣化分（供用期間を考慮）を評価した値とし，許容限界値(C)に対して余裕を有する設定として伸び量 200%とする。

ここで，1.6(3)に示す耐久性試験結果より，終局限界値(A)→管理基準値(B)まで伸び性能が低下する期間は図 1.7-1 に示すとおり約 500 年であるが，安全側に竣工後 15 年経過以降に 1 回／年の頻度で曝露試験を行う。



項目	伸び量*1	備考
(A)終局限界値	350%*2 (100%)	初期状態の破断伸び
(B)管理基準値	200%*3 (57%)	
(C)許容限界値	100%*3 (28%)	試験時における最大伸び

注記*1：() 内の数値は残存伸び率を示す。

*2：メーカー保証値

*3：許容限界値に余裕を考慮して設定

*4：試験時の推定伸び量（70%）に余裕を考慮

図 1.7-1 止水ジョイント部材の曝露試験における管理基準の設定方針（案）

2. シール材について

2.1 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

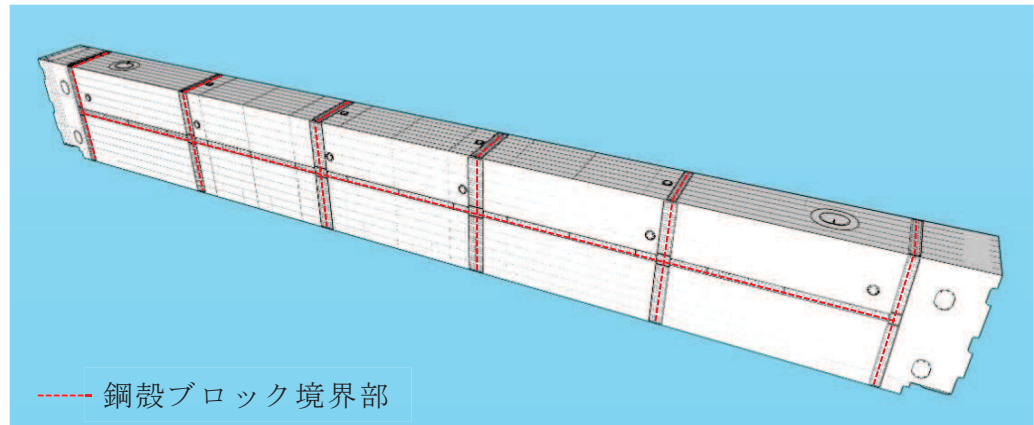
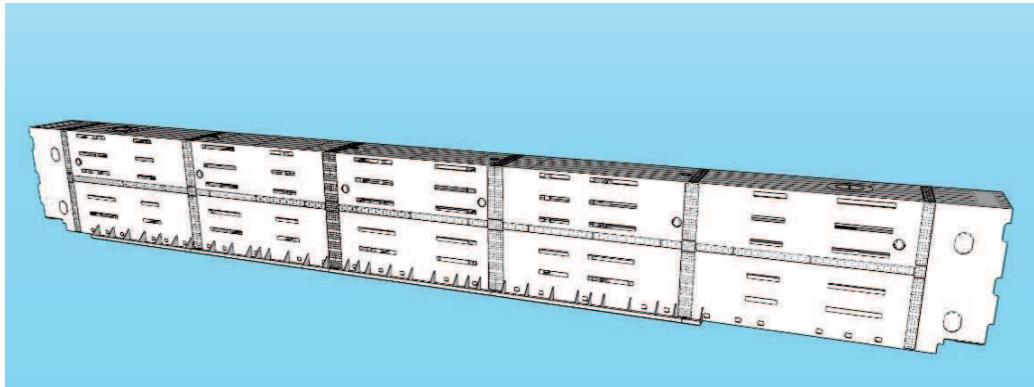
鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間に隙間が生じるため、シール材を設置することで、津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、地震時、津波時、及び重畳時（余震と津波時）の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

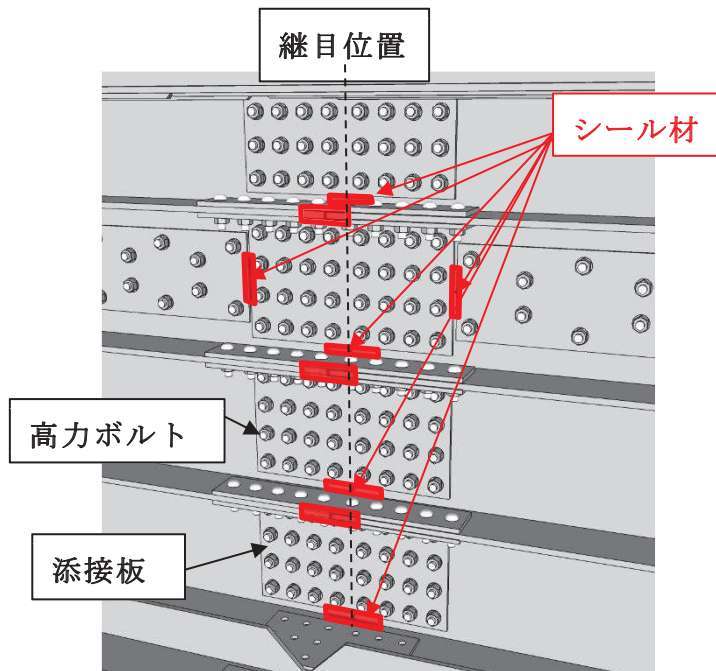
長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により、健全性を確認する。

また、鋼製遮水壁（鋼板）の鋼板と鋼製支柱のボルト接合部に対しても、同仕様のシール材により止水を行う計画としている。なお、止水対象であるボルト孔とボルト間、及びボルトと鋼板間は、ボルト締めにより隙間が微小で、鋼桁添接部に比べ十分に小さいため、鋼桁添接板継ぎ手部を対象としたシール材を適用することで止水性が確保されるものと判断されることから、評価を省略する。

鋼桁の構造概要を図 2.1-1 に、鋼板と鋼製支柱のボルト接合部の止水処置の概要を図 2.1-2 に示す。

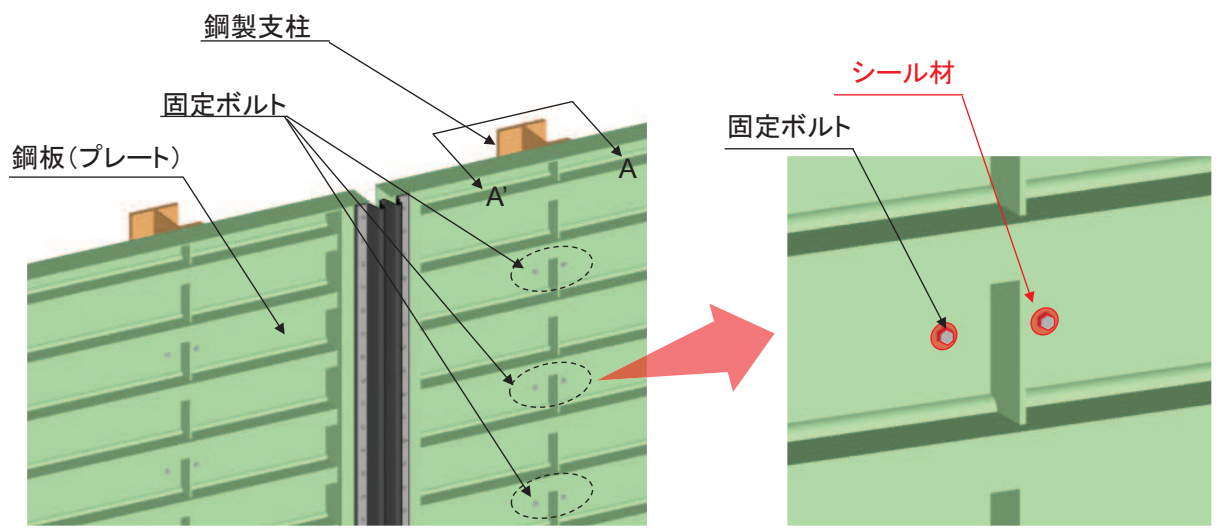


(鋼桁の概要)

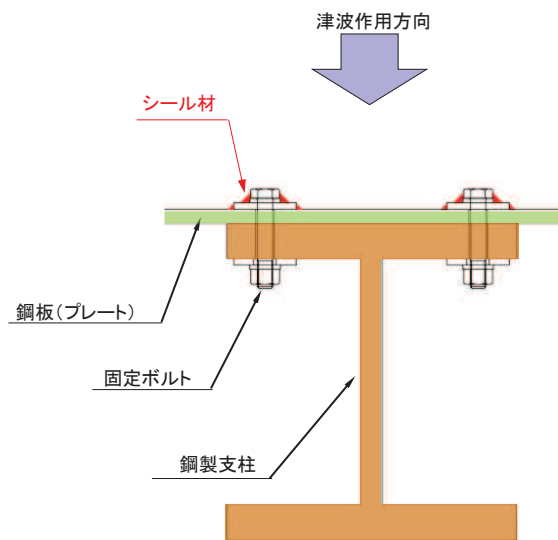


(鋼殻ブロック境界部拡大)

図2.1-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要
（鋼桁の継ぎ目部）



(全体概要)



(A-A' 断面)

図2.1-2 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要
（鋼製支柱と鋼板接合部）

2.2 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを耐圧試験及び変形性能により確認する。

耐圧試験については、使用するシール材 は、東海第二原子力発電所において、同様の構造形式（鋼製防護壁）に用い、耐圧試験等により津波時の止水性等を確認*していることから、その試験条件に包含されることを確認することにより、東海第二発電所で実施された試験結果が女川原子力発電所でも適用できることを確認する。

変形性能については、地震時及び津波余震時において想定される変形量（伸び、曲げ）が、許容限界以下であることを確認する。

シール材の仕様を表 2.2-1 に、施工方法を図 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 シール材の仕様

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm ²)	耐候性
	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年

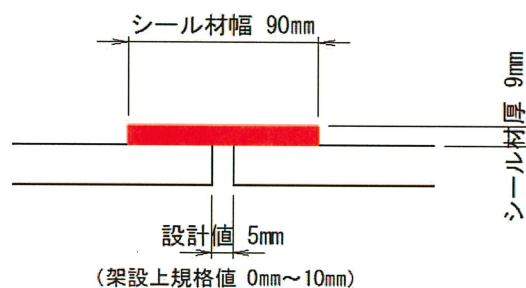


図 2.2-1 シール材の施工方法

注記*：平成30年5月1日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

2.3 耐圧試験

東海第二発電所で実施した試験と女川原子力発電所での使用条件との比較を表 2.3-1 に示す。女川原子力発電所で使用する条件を超える条件のもとで各種試験が実施されており、東海第二発電所で実施された試験結果*が包絡関係にあり、女川原子力発電所でも適用できると考えられる。

なお、試験結果を踏まえ、Case-1（継目部のみ）の方法で施工を実施する。

表 2.3-1 東海第二発電所で実施した試験と女川発電所での使用条件の比較

項目		東海第二発電所で実施した試験条件	女川原子力発電所で使用する条件	備考
設置条件	使用材料		同左*	
	施工範囲	継ぎ目部のみ (CASE1)	同左	東海第二発電所で実施した試験試験では、以下の3ケースを実施しているが、図 2.2-1 に対応する条件は CASE1。 CASE1：継目部のみ CASE2：継目部+添接板（継目部に横断する方向） CASE3：継目部+添接板（全周）
	継ぎ目幅	15mm	10mm*1	*1：設計値 5 mm で許容施工誤差 ±5 mm を考慮し最大幅は 10 mm
	シール厚さ	9mm	9mm	
	シール幅	90mm	90mm	
外力条件	水圧	0.50MPa	0.15MPa*2	*2：1.4 (2) 試験水圧に示す、止水ジョイント部材と同様の設定とする。

注記*：平成 30 年 5 月 1 日「新規規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

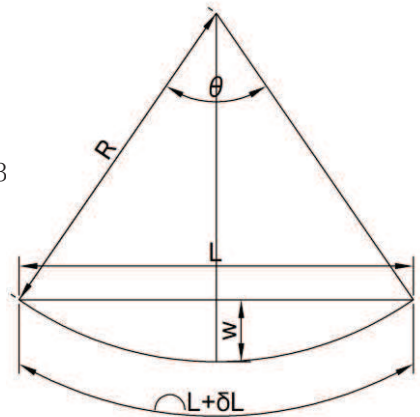
2.4 変形性能の確認

変形性能の確認は、支間長が最大で、地震時及び津波余震時における支間中央の変形量が最大となる鋼桁 4（第 3 号機海水ポンプ室）を対象に行う。

(1) 地震時の継目部の伸び量

地震時の三次元フレーム解析による鋼桁支間中央部下端の鋼桁支間中央下端のたわみ量 w （桁軸直角方向の変位）は 67 mm であることから、保守的に直角方向の変位量を 100 mm とし、支間長を $L = 45.9$ m の鋼桁が円弧で変形すると仮定した場合の継目部（シール材）の伸び量（ δL_d ）を算定する。

$$\begin{aligned}
 L &= 45900 \text{ mm (鋼桁支間長)} \\
 L/2 &= 22950 \text{ mm} \\
 W &= 100 \text{ mm (設計たわみ量)} \\
 R &= (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 2633563 \\
 \cos(\theta/2) &= (R-w)/R = 0.999962 \\
 \theta/2 &= 0.00871 \text{ rad} \\
 \theta &= 0.01743 \text{ rad} \\
 L_1 &= R \cdot \theta = 45900.6 \text{ mm} \\
 \delta L &= L_1 - L = 0.6 \text{ mm} \\
 \delta L_d &= 1.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



ここで、

- L : 鋼桁支間長 (mm)
- w : 鋼桁支間中央下端のたわみ量 (mm)
- R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)
- θ : 中心角 (rad)
- L_1 : R と θ からなる弧長 (mm)
- δL : たわみによる鋼桁伸び量 (mm)
- δL_d : 鋼桁の設計伸び量 (mm)

上記で求めた δL_d を用い、鋼桁の伸び量と継ぎ目部（シール材）の伸び量は概ね同様な変形が生じるとして、下記の式により地震時の継目部の伸び量を δx を算定する。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\triangle x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 2.2 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

伸び率とした場合、

$$\varepsilon = 2.2 \times 10^{-4} / 10 \times 100 = \underline{0.002 \%}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)=45.9 m

δL_d : 鋼桁の設計伸び量=1mm

x : 最大継目幅=10mm

(2) 津波余震時の継目部の伸び量

津波余震時の 3 次元動的フレーム解析による鋼桁支間中央部下端の直角方向の変位は 301 mm である。保守的に直角方向の変位量を 350 mm、支間長を L = 45.1 m で円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

L = 45900 mm (鋼桁支間長)

L/2 = 22950 mm

W = 350 (mm)

R = $(w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 752607$

$\cos(\theta/2) = (R - w) / R = 0.999535$

$\theta/2 = 0.03050 \text{ rad}$

$\theta = 0.06100 \text{ rad}$

L1 = R · $\theta = 45907.1 \text{ mm}$

$\delta L = L1 - L = 7.1 \text{ mm}$

$\delta L_d = 8.0 \text{ (mm)}$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)

w : 鋼桁支間中央下端のたわみ量 (mm)

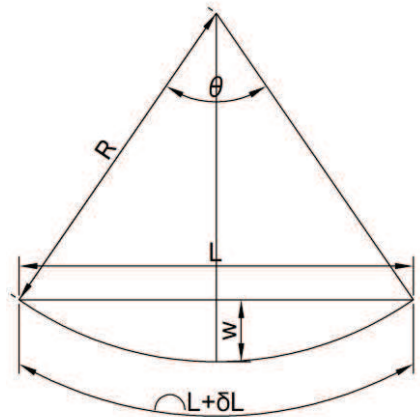
R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)

θ : 中心角 (rad)

L1 : R と θ からなる弧長 (mm)

δL : たわみによる鋼桁伸び量 (mm)

δL_d : 鋼桁の設計伸び量 (mm)



上記で求めた δL_d を用い、鋼桁の伸び量と継ぎ目部 (シール材) の伸び量は概ね同様な変形が生じるとして、下記の式により地震時の継目部の伸び量 δx を算定する。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\delta x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 1.7 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

伸び率とした場合、

$$\varepsilon = 1.7 \times 10^{-3} / 10 \times 100 = \underline{0.017 \%}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)=45.9 m

δL_d : 鋼桁の設計伸び量=8mm

x : 最大継目幅=10mm

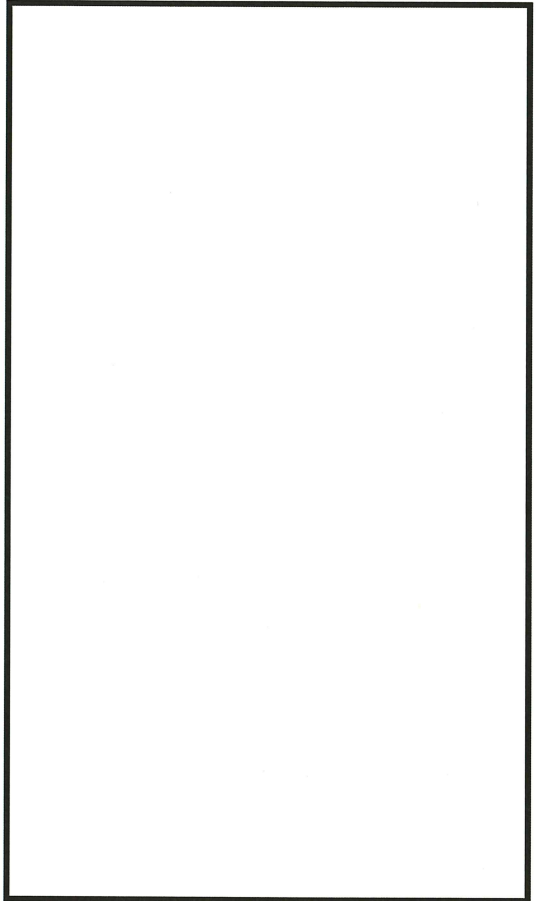
(3) シール材の許容伸び量

のカタログ記載値より、引張強度
(最大強度) 100 %の伸び性能を許容値と
する。

継目幅 10 mmに対して許容伸び量は、

$$10 \text{ mm} \times (100/100) = \underline{10 \text{ mm}}$$

(許容引張強度 : 2.45N/mm²)



(セメダイン株式会社のカatalogより)

(4) 地震時及び津波余震時の継目部の伸び量

地震時及び津波余震時の継目幅の伸び率を表 2.4-1 に示す。計算の結果、許容伸び率 100%に対し、地震時は 0.002%、津波余震時は 0.017%と伸び率が十分に小さいことを確認した。したがって、地震時及び津波余震時のシール材の変形が漏えいを生じない変形に留まると考えられる。

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

表 2.4-1 継目部の伸び率算定結果

	伸び量 (mm)	伸び率 (%)	許容伸び率 (%)	判定
地震時の継目幅の伸び量	2.2×10^{-4}	0.002	100	OK
津波余震時の継目幅の伸び量	1.7×10^{-3}	0.017	100	OK

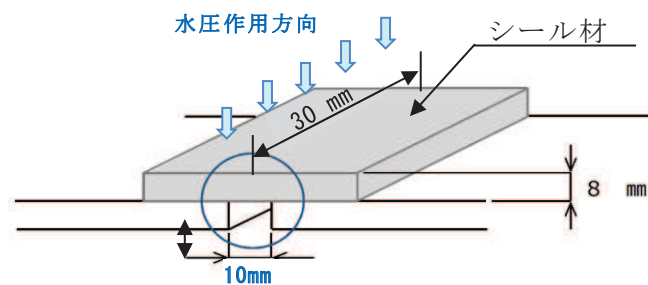
(5) 津波荷重に対する強度計算

津波荷重作用時の曲げ引張応力度を算出する。算定の結果、許容引張強度に対して発生引張応力度が十分に小さいことを確認した。

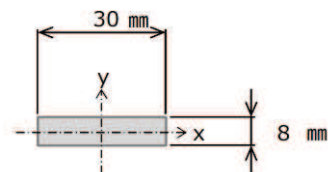
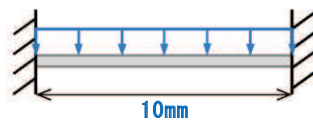
設計水圧： 0.15 MPa

シール幅： 30 mm

シール厚さ： 8 mm^{*1}



$$q = 0.15(\text{N/mm}^2) \times 30(\text{mm}) = 4.5(\text{N/mm})$$



*1：計算厚さは施工時誤差を考慮し、-1mmで算出する。

設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 4.5 \times 10^2 = 37.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 37.5 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.12 \text{ N/mm}^2} < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

2.5 維持管理方針の検討

シール材及の維持管理は、耐候性試験結果に基づく耐用年数が 50 年相当であることを踏まえ、初回点検のほか、定期的な目視点検を行い、部材の劣化、変状の発生・進行を把握するとともに、状態に応じてシール材の再施工を行う方針とする。

点検時期及び点検方法を表 2.5-1 に示す。なお、詳細は本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 2.5-1 シール材の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/年	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回/10年	足場等を用いた目視点検

注記*1: 巡視点検では可視範囲で、定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し、劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに、必要に応じてシール材及び塗料の除去及び再施工を行う。

(別紙) 東海第二発電所で実施した試験*及び確認項目の概要

(1) 耐圧試験

継ぎ目部の止水シールの設置・施工状況を模擬した試験体に対して、津波時の想定水圧を作用させた状態を保持し、漏えいの有無を確認した。試験条件を表 2.5-2 に示す。その結果、すべてのケースにおいて漏えいがないことを確認している。

表 2.5-2 試験条件

水 圧	必要耐圧 保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分



図 2.5-1 耐圧試験装置の概要

注記*：平成 30 年 5 月 1 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

(2) 耐候性試験

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 2.5-3 に示す。この表より PM700LMG が熱老化性に優れ 80℃で 10,000 時間、100℃で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。したがって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 2.5-3 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコンエポキシ樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ(N/mm ²)	破断箇所* ¹
初期		5.7	cf
80℃ 熱老化	500H* ²	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100℃ 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

注記*1: 破壊状態 af: 接着剤と金属界面の破壊 cf: 接着剤の界面破壊

*2 H: 時間

(セメダイン株式会社による試験より)

b. 乾湿繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチックー実験室光源による暴露試験方法ー第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 2.5-4 に示す。この表より 35,000 時間後も 70 %の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。したがって、「(1) 変形性能確認」より地震時は 0.002 %、津波余震時は 0.017 %と伸びは極僅かであるため、長期に渡り伸び性能を維持するものである。

また、「(1) 変形性能確認」より地震時及び津波余震時の最大たわみ時の引張応力は、乾湿繰り返し試験の 35,000 時間後（116 年に相当）の破断強度 2.16 N/mm² に対して、本震時は 4.9×10^{-5} N/mm²、余震時は 0.12 N/mm² と十分に余裕があることを確認した。

表 2.5-4 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm ²)	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温 度：ブラックパネル温度 63±3℃

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 16±5℃

（セメダイン株式会社による試験より）

- 6 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	16
3. 評価対象	17
4. 固有周期の計算	18
4.1 解析モデル	18
4.2 固有周期の計算結果	20
5. 荷重及び荷重の組合せ	38
5.1 荷重の設定	38
5.2 荷重の組合せ	40
5.3 設計用地震力	44
6. 評価方法及び材料諸元	49
6.1 RC 壁	49
6.2 鋼板	61
6.3 アンカーボルト	69
7. 評価結果	81
7.1 評価結果	81
7.2 断面力図等	86

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の防潮堤との取り合い部については、防潮堤背面補強工から張り出した鉄筋コンクリート壁（以下、RC壁という。）に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。

本書では、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁及び鋼板の構造強度について示す。防潮堤との取り合い部の位置を図 1-1 に、構造概要を図 1-2 に、構造図及び配筋概要図を図 1-3～図 1-8 に、下部の止水対策の概要を図 1-9 に示す。なお、ボイリングに対する評価結果は参考資料 4 に示す。

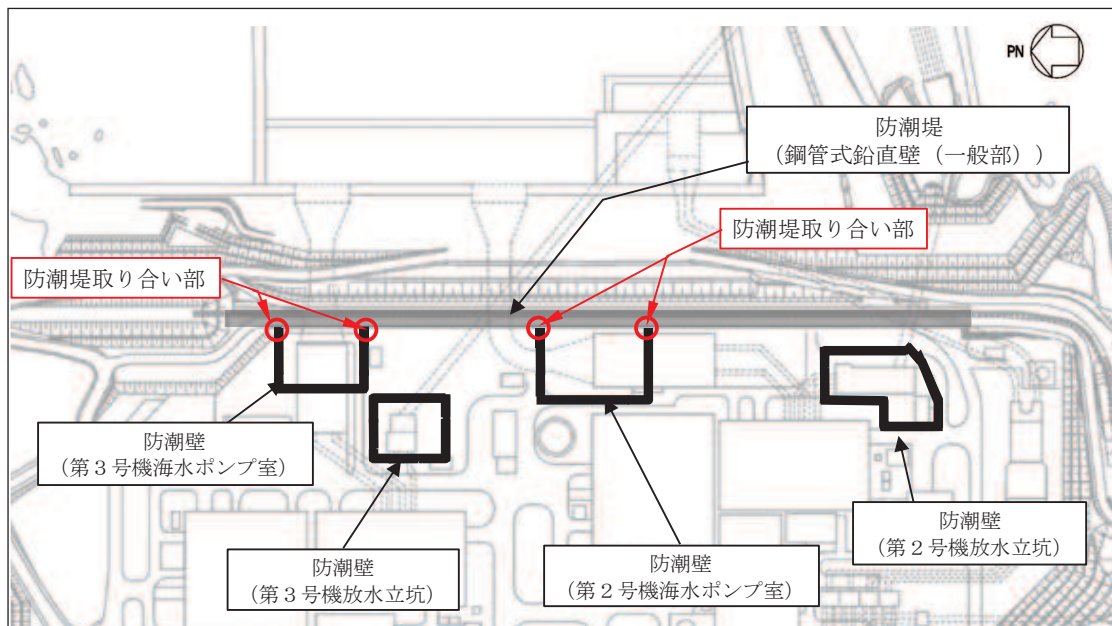


図 1-1 防潮堤取り合い部の配置図

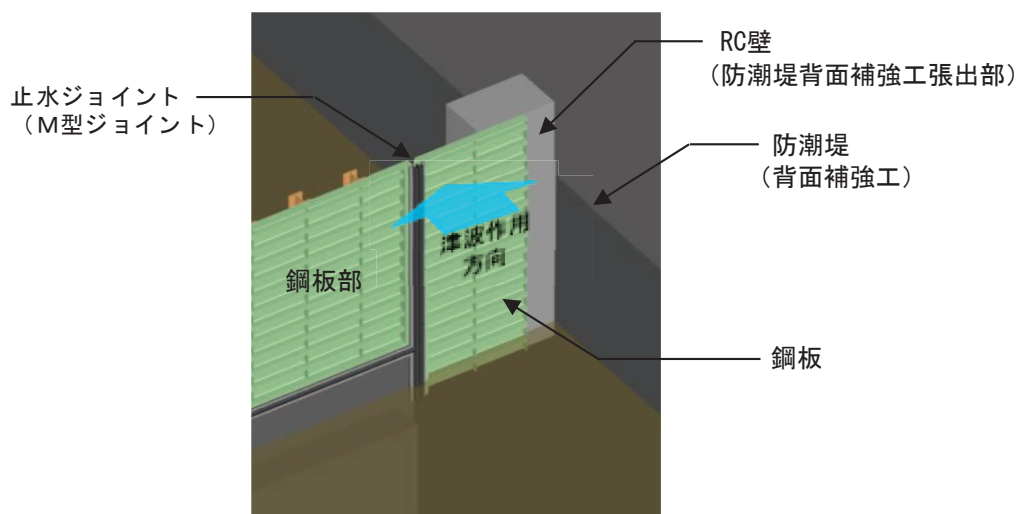
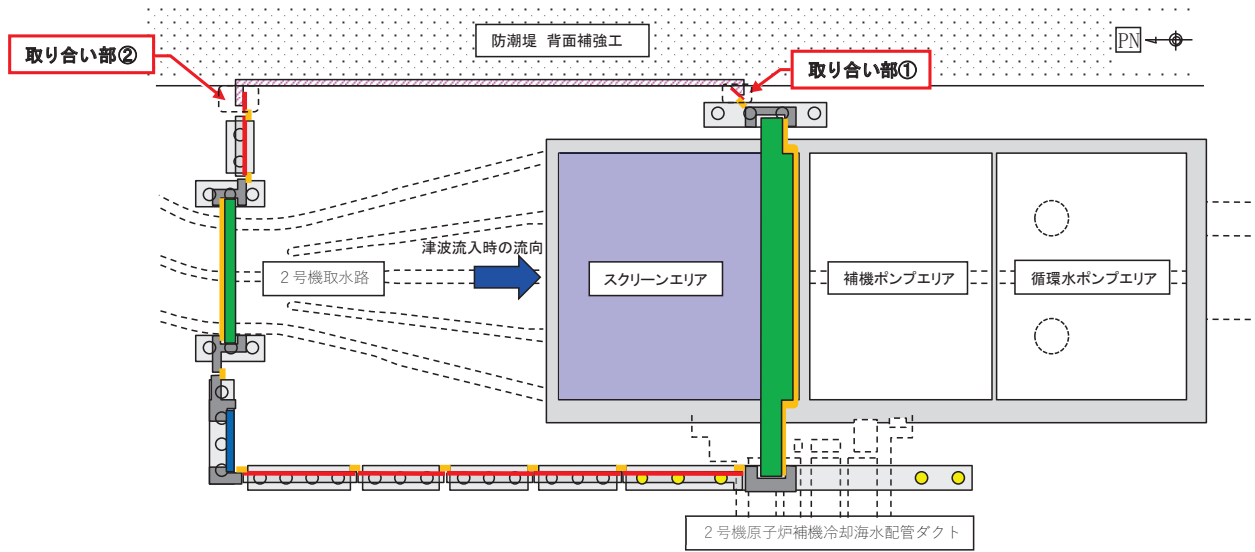
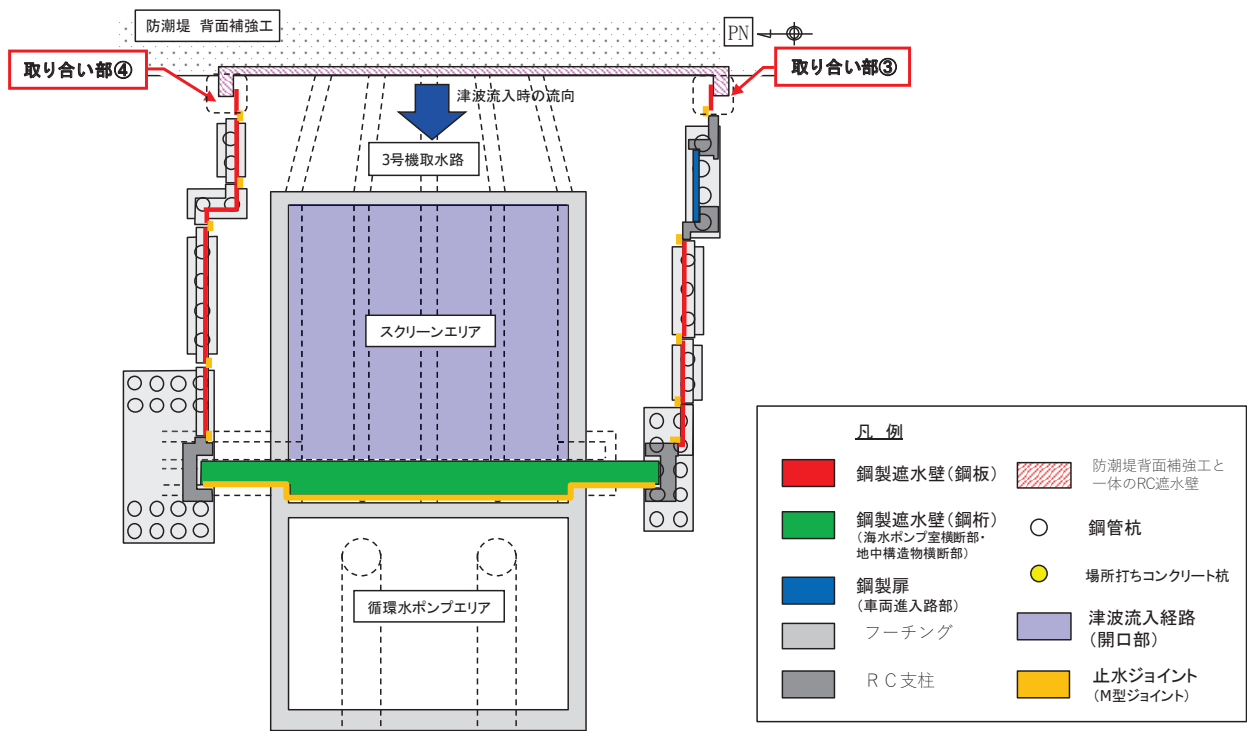


図 1-2(1) 防潮堤取り合い部の構造概要

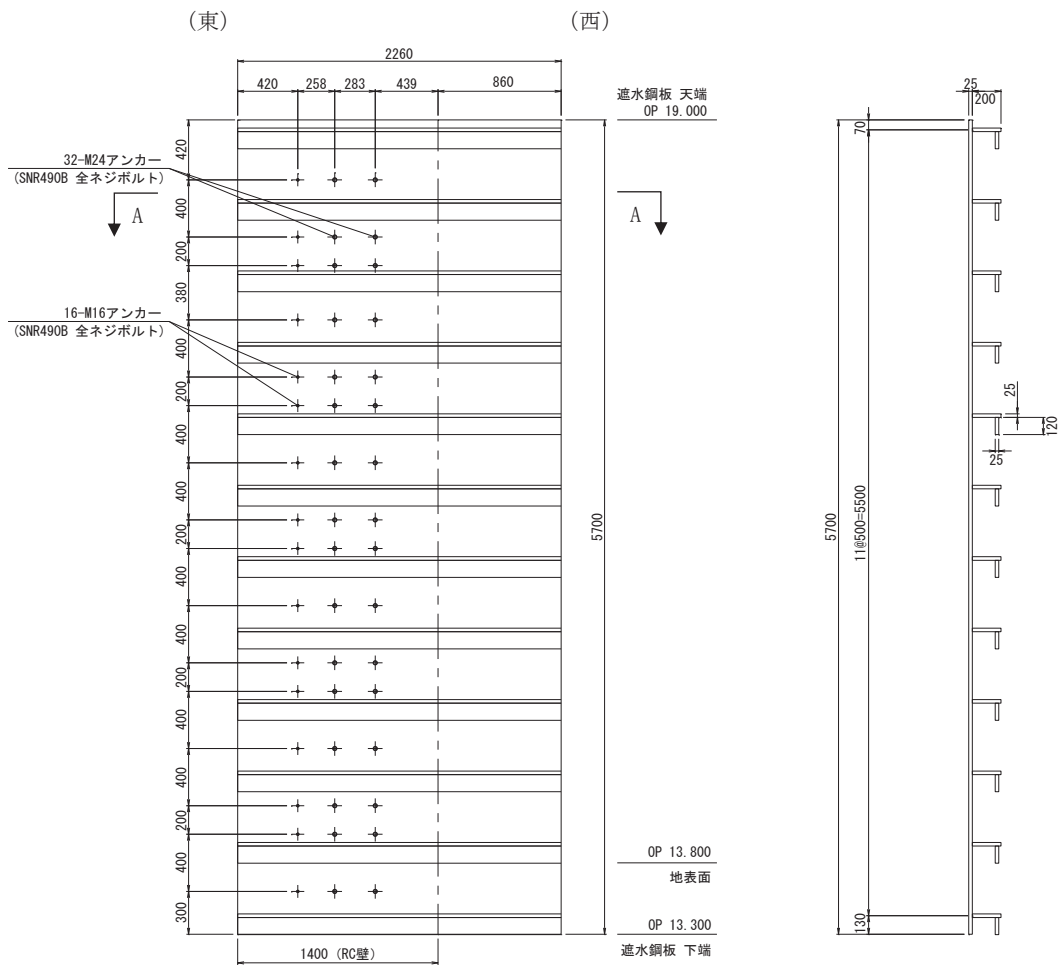


(2号海水ポンプ室)

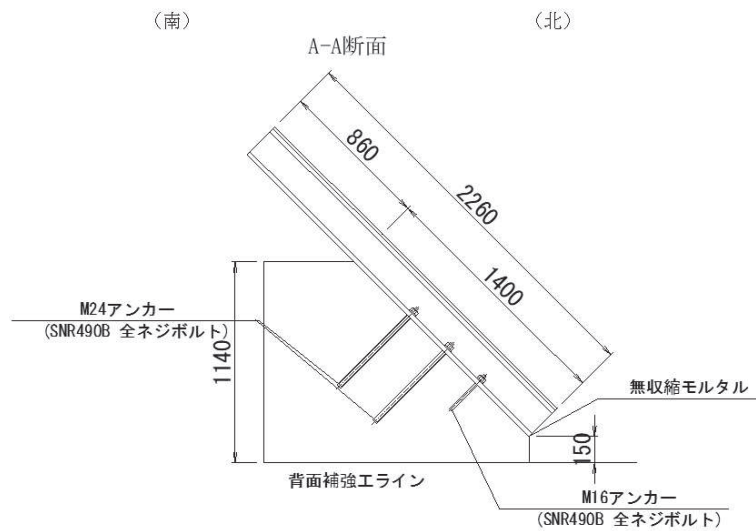


(3号海水ポンプ室)

図 1-2(2) 防潮堤取り合い部の概要
(平面図)



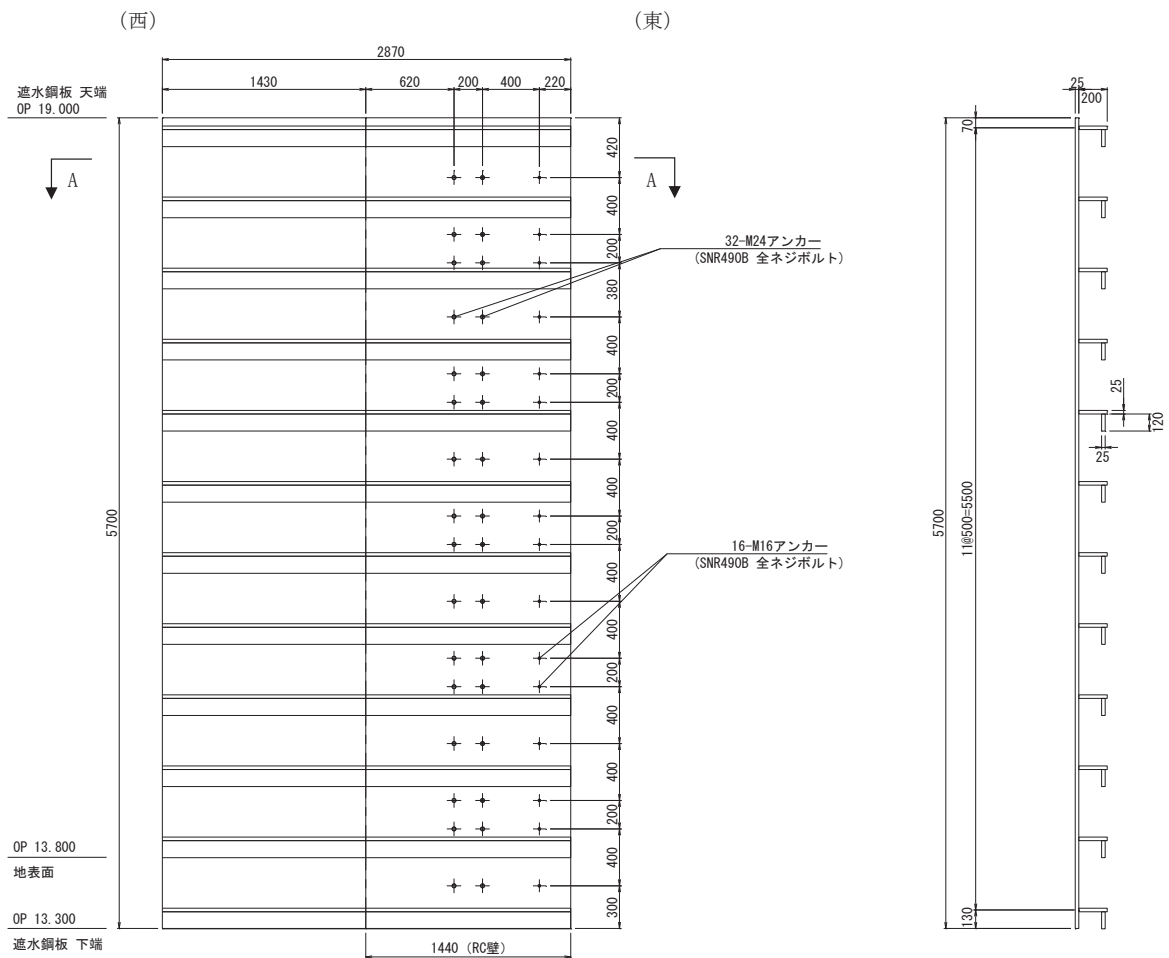
(正面図)



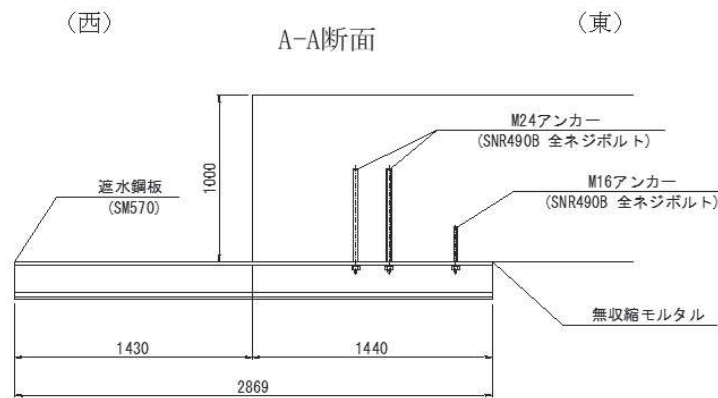
(平面図)

図 1-3(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図

(取り合い部①)



(正面図)



(平面図)

図1-3(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(取り合い部②)

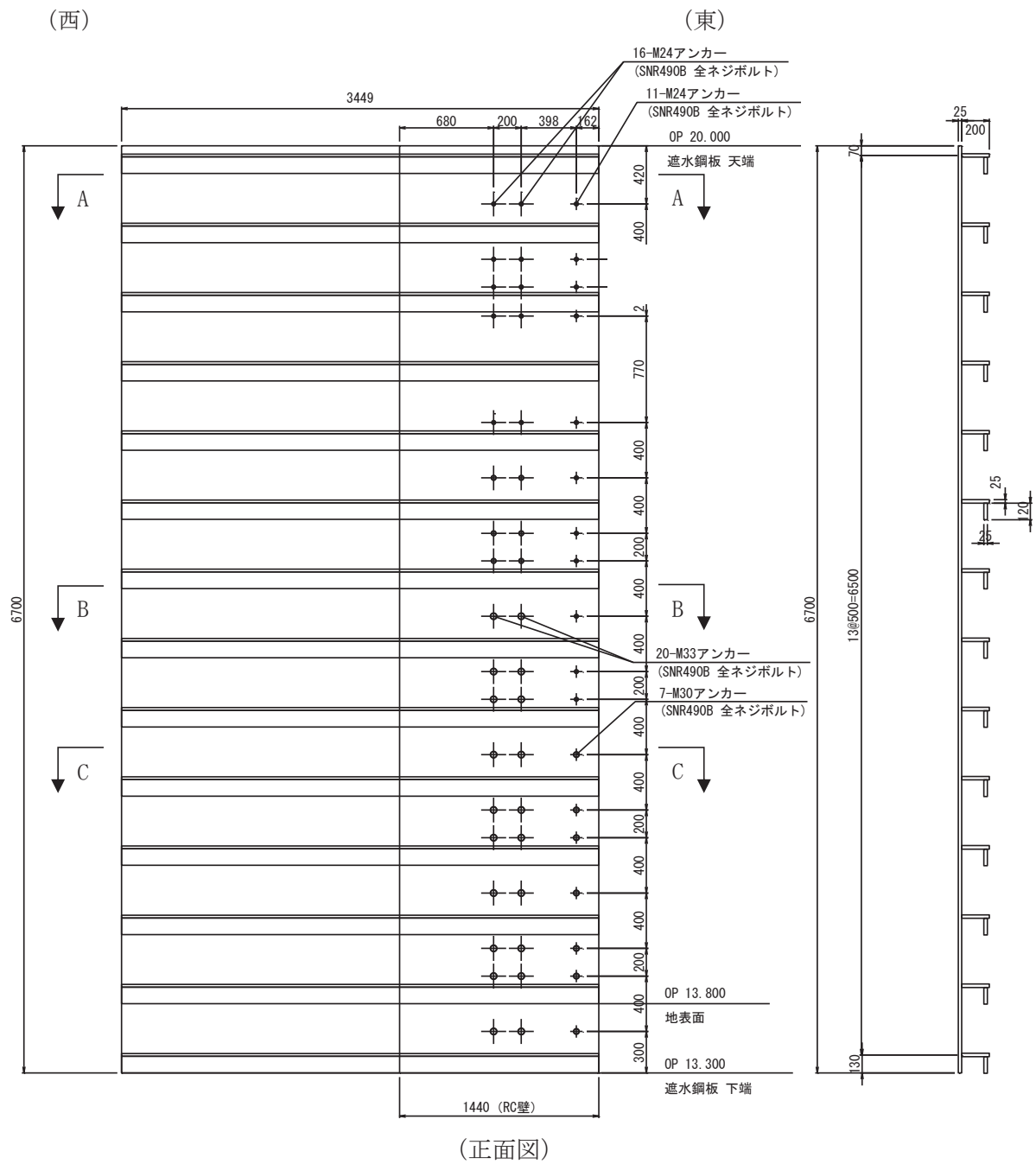
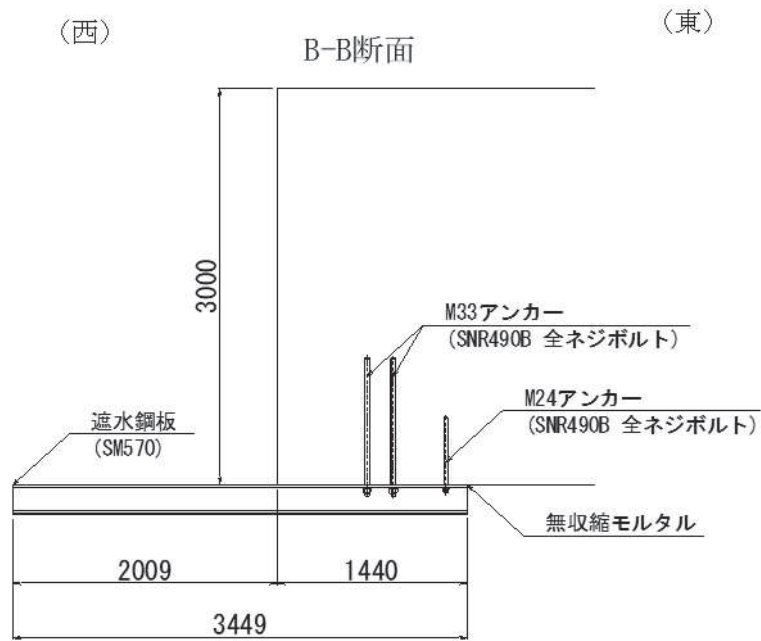
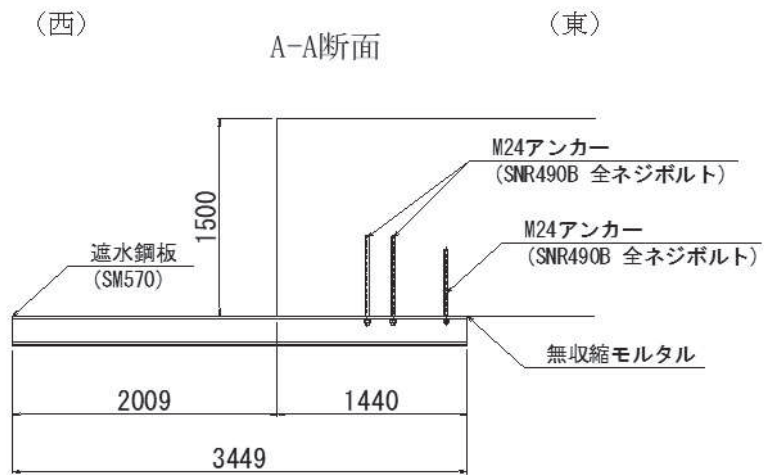


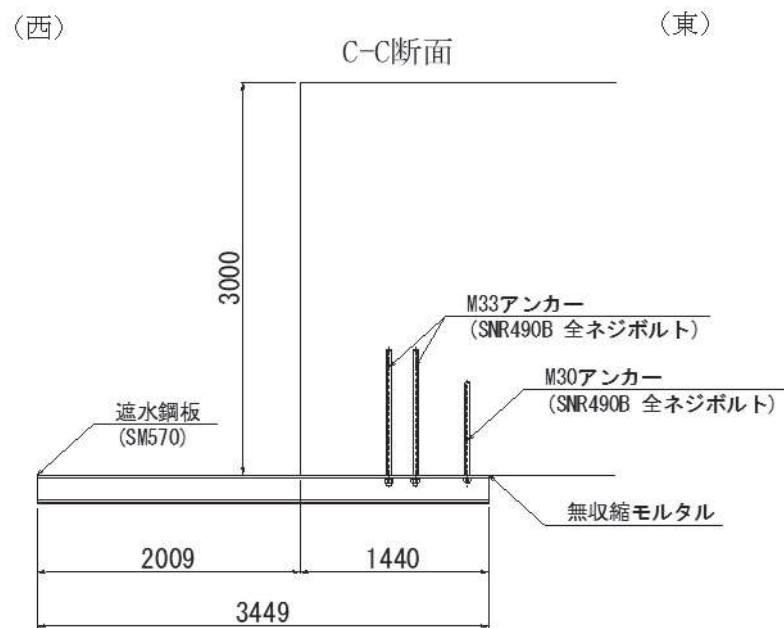
図 1-3(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(取り合い部③・④：取り合い部④の例)



(平面図)

図 1-3(4) 防潮堤取り合い部の構造概要図

(取り合い部③・④：取り合い部④の例)



(平面図)

図 1-3 (5) 防潮堤取り合い部の構造概要図

(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

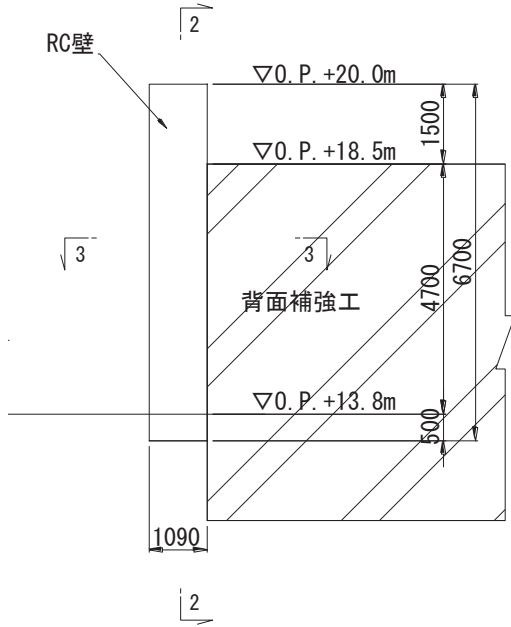
(西)

(東)

(北)

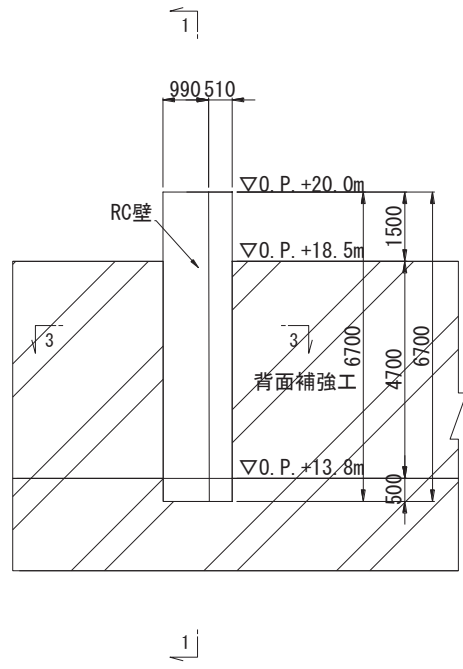
(南)

1 - 1



(断面図：西→東)

2 - 2

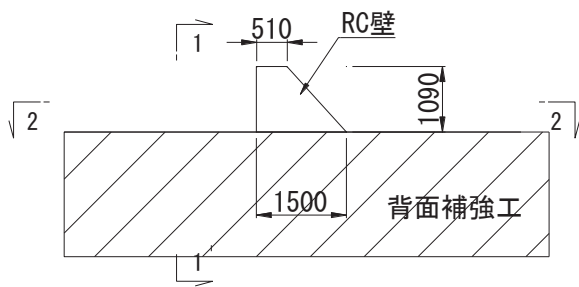


(正面図：北→南)

(南)

(北)

3 - 3



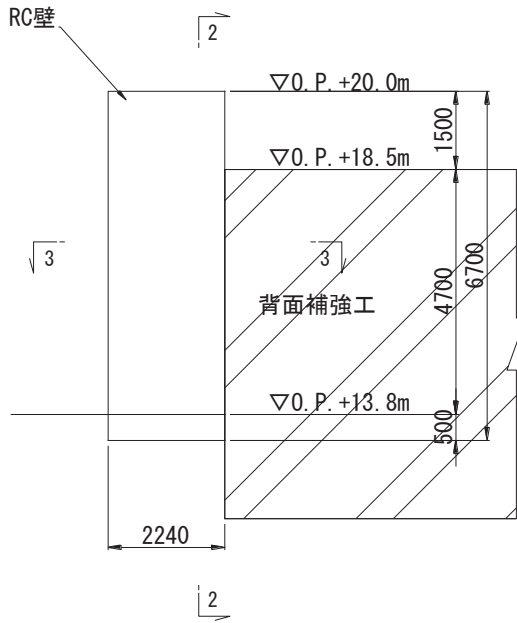
(平面図)

図 1-4(1) RC 壁の構造図

(取り合い部①)

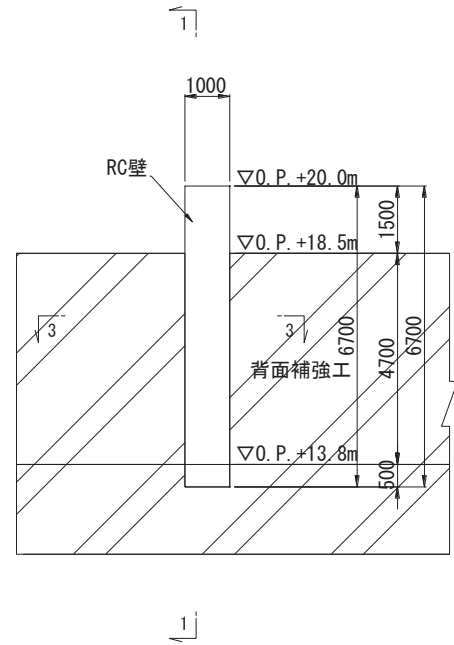
(西) (東) (北) (南)

1 - 1



(断面図：西→東)

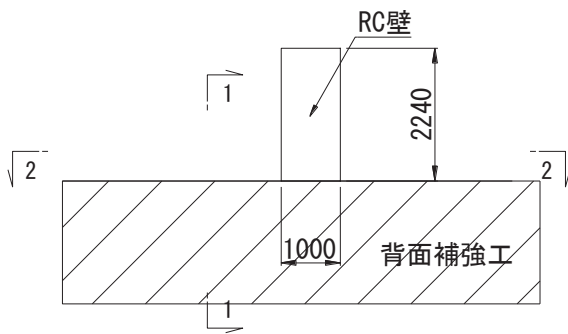
2 - 2



(正面図：北→南)

(南) (北)

3 - 3



(平面図)

図 1-4(2) RC 壁の構造図
(取り合い部②)

(西)

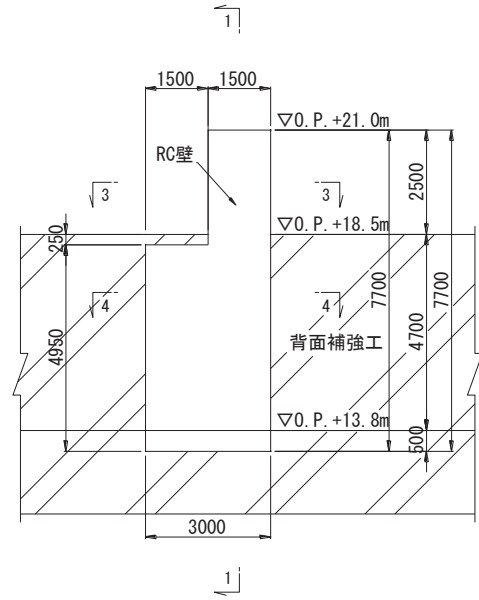
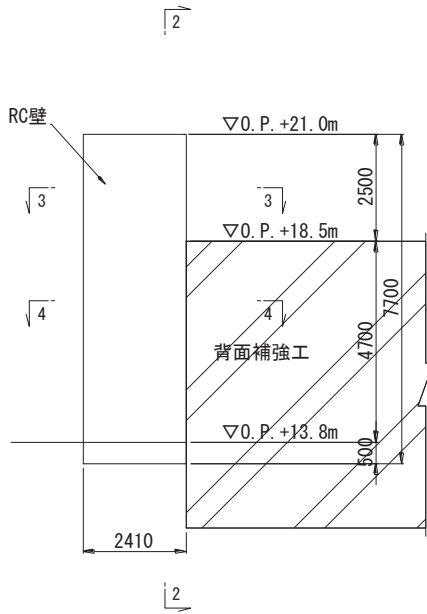
(東)

(北)

(南)

1 - 1

2 - 2



(断面図：西→東)

(正面図：北→南)

(南)

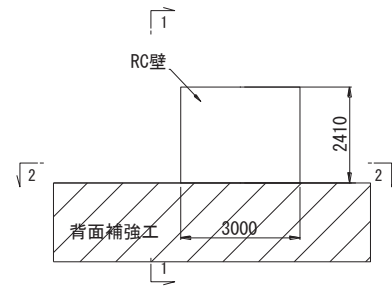
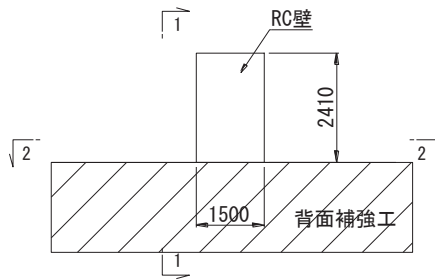
(北)

(南)

(北)

3 - 3

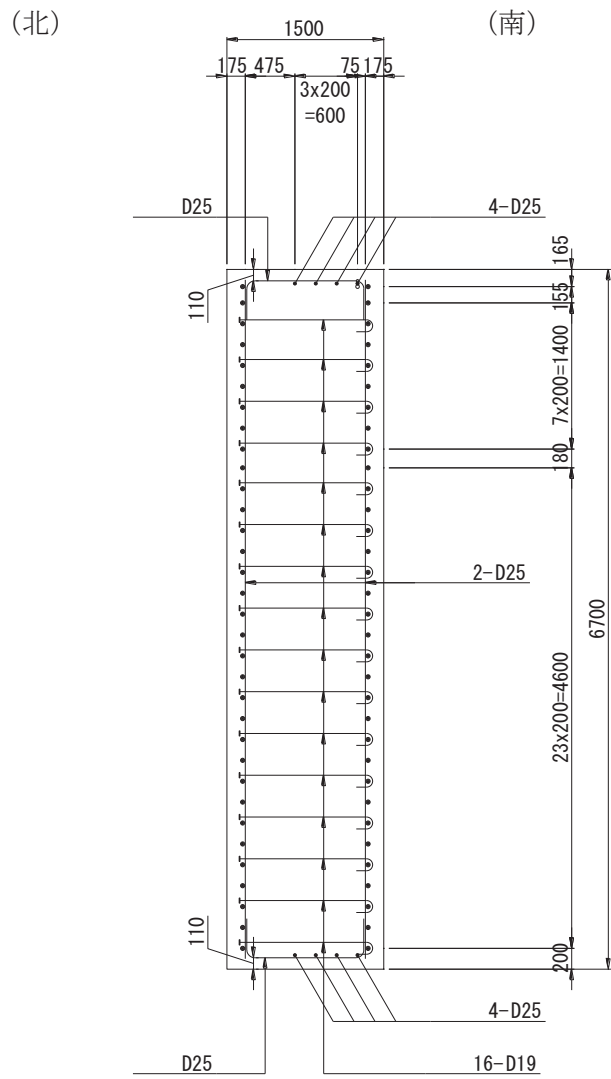
4 - 4



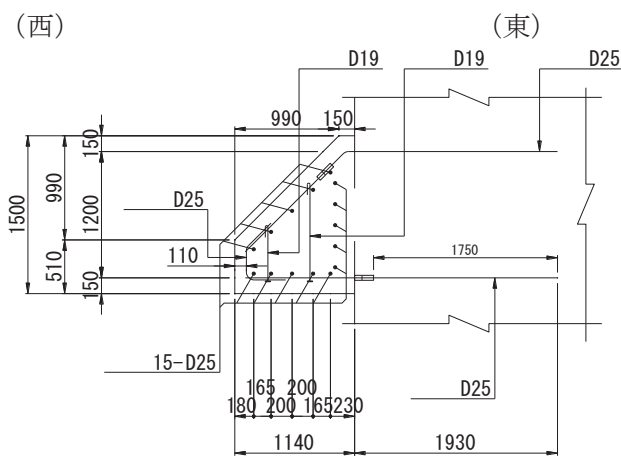
(平面図)

(平面図)

図 1-4(3) RC 壁の構造図
 (取り合い部③・④：取り合い部④の例)

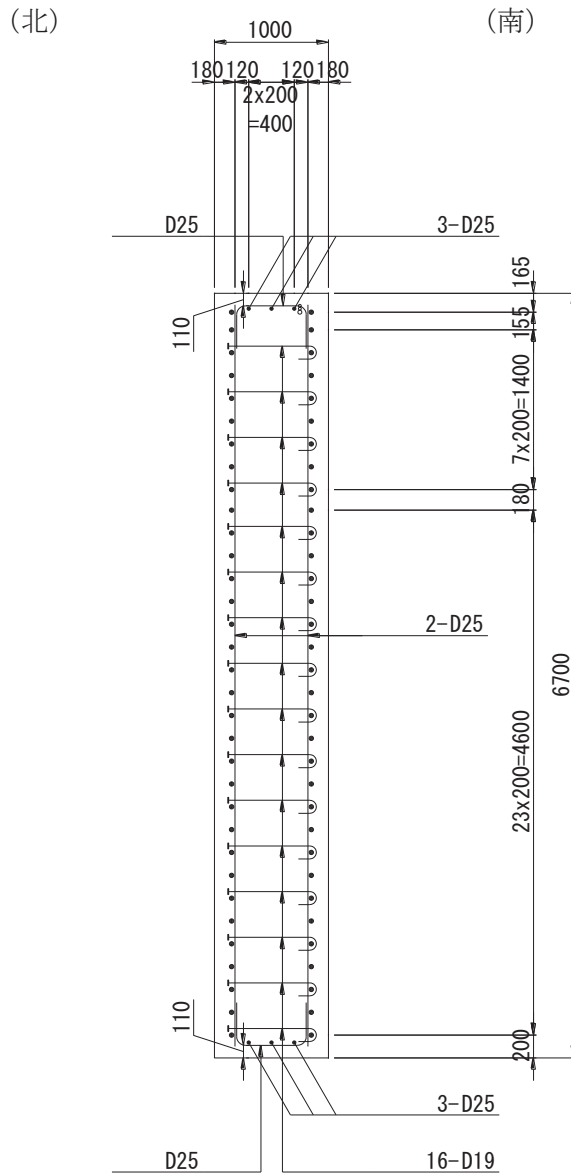


(正面図)

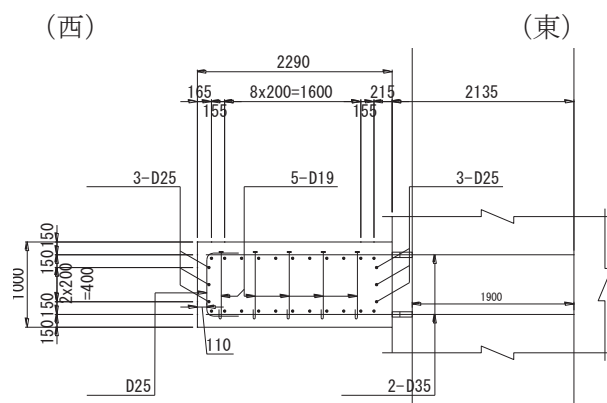


(平面図)

図 1-5 RC 壁の配筋概要図 (取り合い部①)



(正面図)

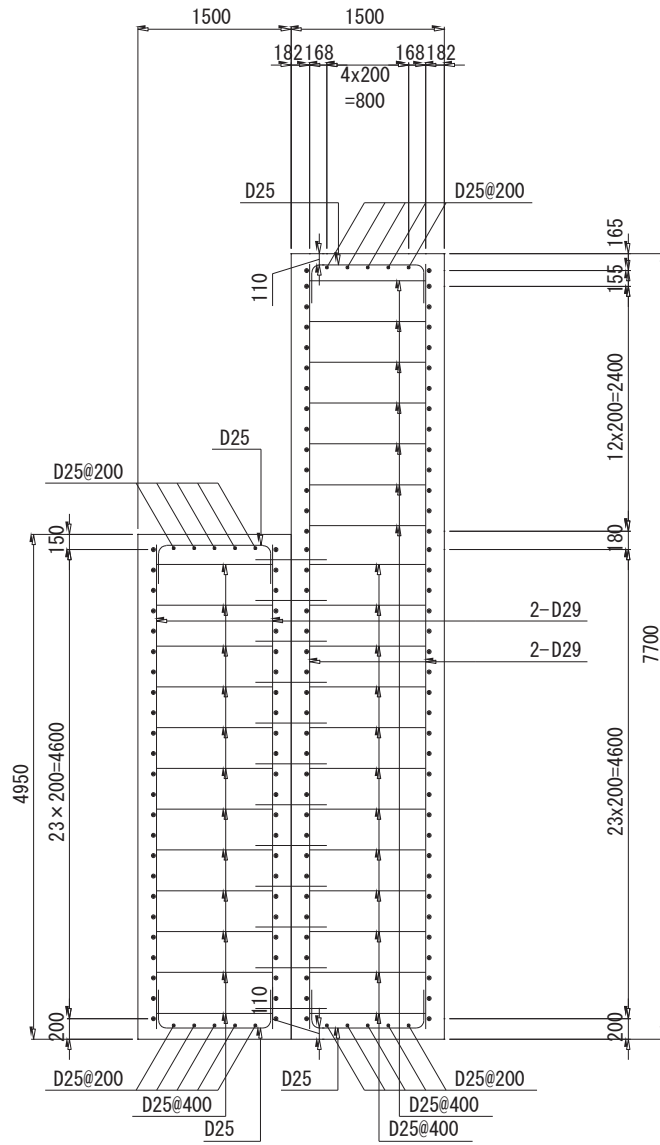


(平面図)

図 1-6 RC 壁の配筋概要図 (取り合い部②)

(北)

(南)



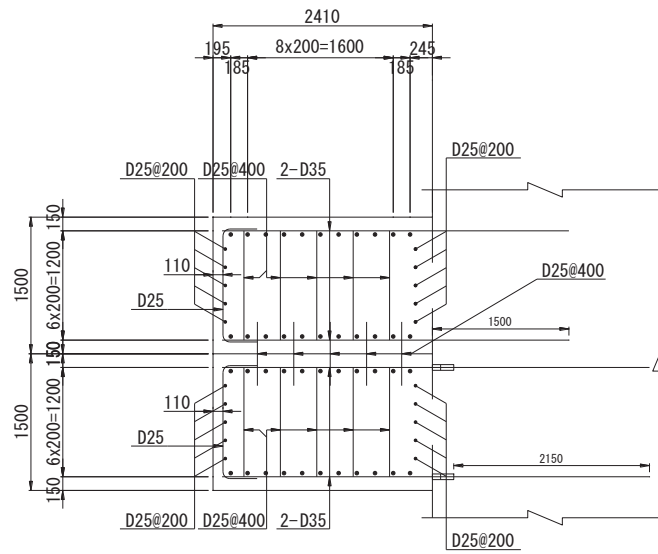
(正面図)

図 1-7 (1) RC 壁の配筋概要図

(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

(西)

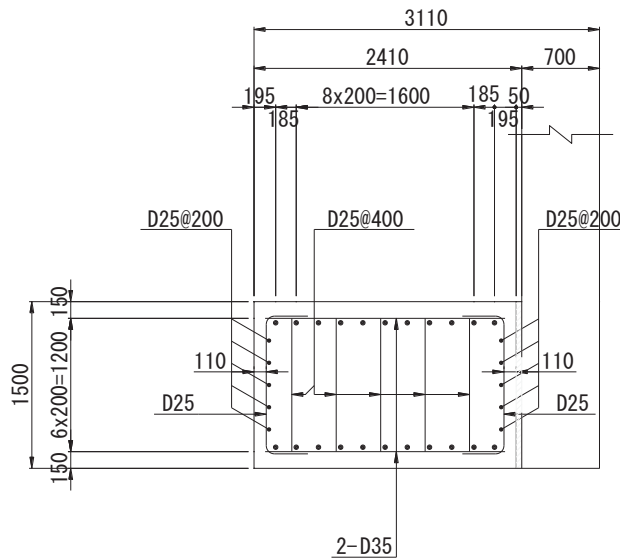
(東)



(平面図：壁厚 3m 部)

(西)

(東)



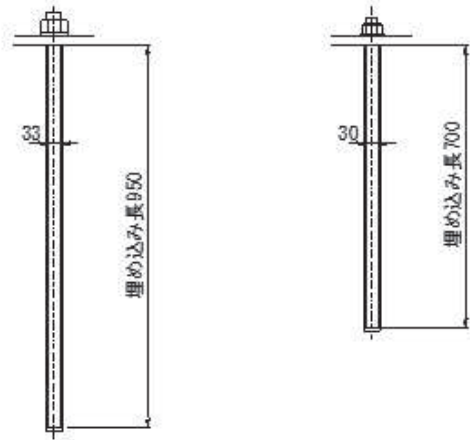
(平面図：壁厚 1.5m 部)

図 1-7 (2) RC 壁の配筋概要図

(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

アンカーボルト詳細図
20-M33(SNR490B 全ネジボルト)

アンカーボルト詳細図
7-M30(SNR490B 全ネジボルト)



アンカーボルト詳細図
16-M24(SNR490B 全ネジボルト)

アンカーボルト詳細図
11-M24(SNR490B 全ネジボルト)

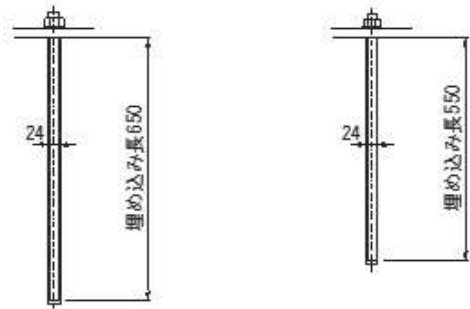


図 1-8 アンカーボルトの構造図
(取り合い部④の例)

追而

図 1-9 取り合い部下部の概要

2. 評価方針

防潮堤張り出し部の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤張り出し部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 防潮堤張り出し部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

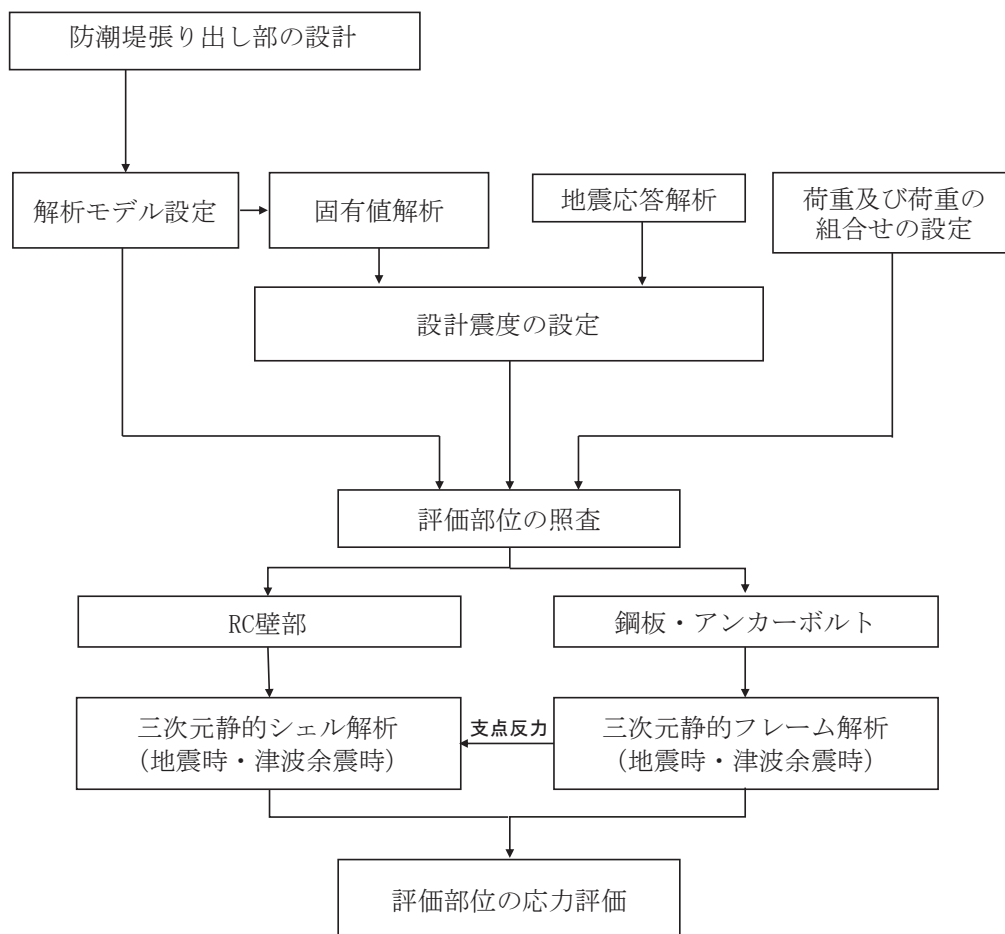


図 2-1 防潮堤取り合い部の評価フロー

3. 評価対象

防潮堤取り合い部の構造は、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁と鋼板及びそれらを接合するアンカーボルトで構成されていることから、これらの部材を評価対象とする。

評価断面は、防潮堤取り合い部の弱軸方向となる壁軸直交方向（防潮堤縦断方向）とし、評価ケースは、津波作用方向（防潮壁の内→外方向）において、鋼板が RC 壁に受圧する構造であり、地震時荷重よりも重畳時荷重が卓越するため、耐震評価における津波作用方向（防潮壁の内→外方向）は、強度評価に含まれることから評価を省略する。

また、取り合い部①・②及び取り合い部③・④については、それぞれ津波水位等が同じで鋼板及び RC 壁の構造仕様が同様であるが、構造上、鋼板の張り出し長（RC 壁先端からの張出長さ）の長さが異なるため、設計用地震力が同じ場合、張り出し長が大きいほど、慣性力や津波荷重により生じる断面力等が大きくなることから、それぞれの断面位置での地震力を包含する設計用地震力を用い、取り合い部①・②においては取り合い部②、取り合い部③・④においては取り合い部④にて評価を行うことで、評価を代表させる。

なお、取り合い部①と②では、鋼板やアンカーボルト仕様は同様であるが、張り出し長とアンカーボルト配置が異なる。ただし、張り出し長が大きく作用荷重が大きくなる取り合い部②の方が、1 本当たりのアンカーボルトに生じる荷重は大きくなると考えられるため、取り合い部②の評価で代表する。

評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-1 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	—	○
重畳時	○	—

表 3-2 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ		張出長 (mm)	評価対象断面
		RC 壁	鋼板		
取り合い部 ①	0. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. P. +20. 0m	0. P. +19. 0m	861	
取り合い部 ②	0. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. P. +20. 0m	0. P. +19. 0m	1429	○
取り合い部 ③	0. P. +19. 5m (3 号機海水ポンプ室)	0. P. +21. 0m	0. P. +20. 0m	1659	
取り合い部 ④	0. P. +19. 5m (3 号機海水ポンプ室)	0. P. +21. 0m	0. P. +20. 0m	2009	○

4. 固有周期の計算

4.1 解析モデル

固有周期の算定用モデルを図 4.1-1 及び図 4.1-2 に示す。なお、モデルの詳細は 6.1 及び 6.2 節に示す。

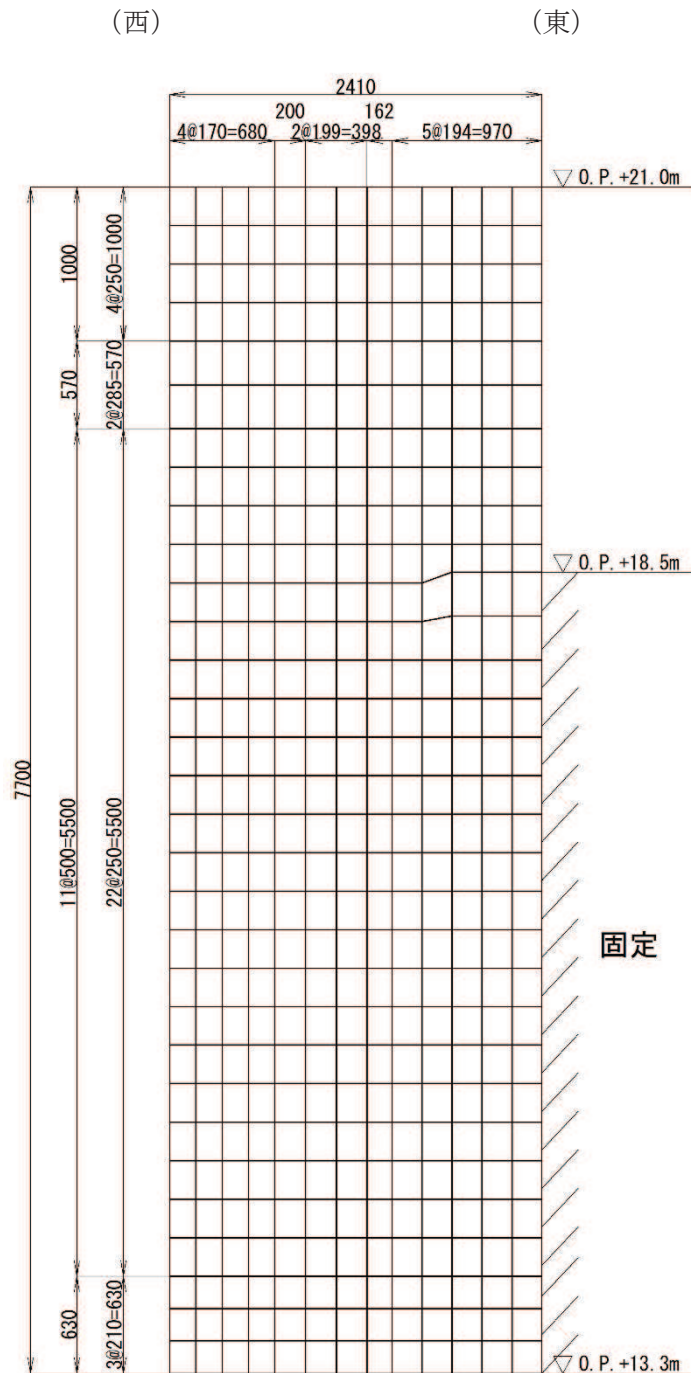


図 4.1-1 固有値解析モデル (RC 壁)

(取り合い部④の例)

(西)

(東)

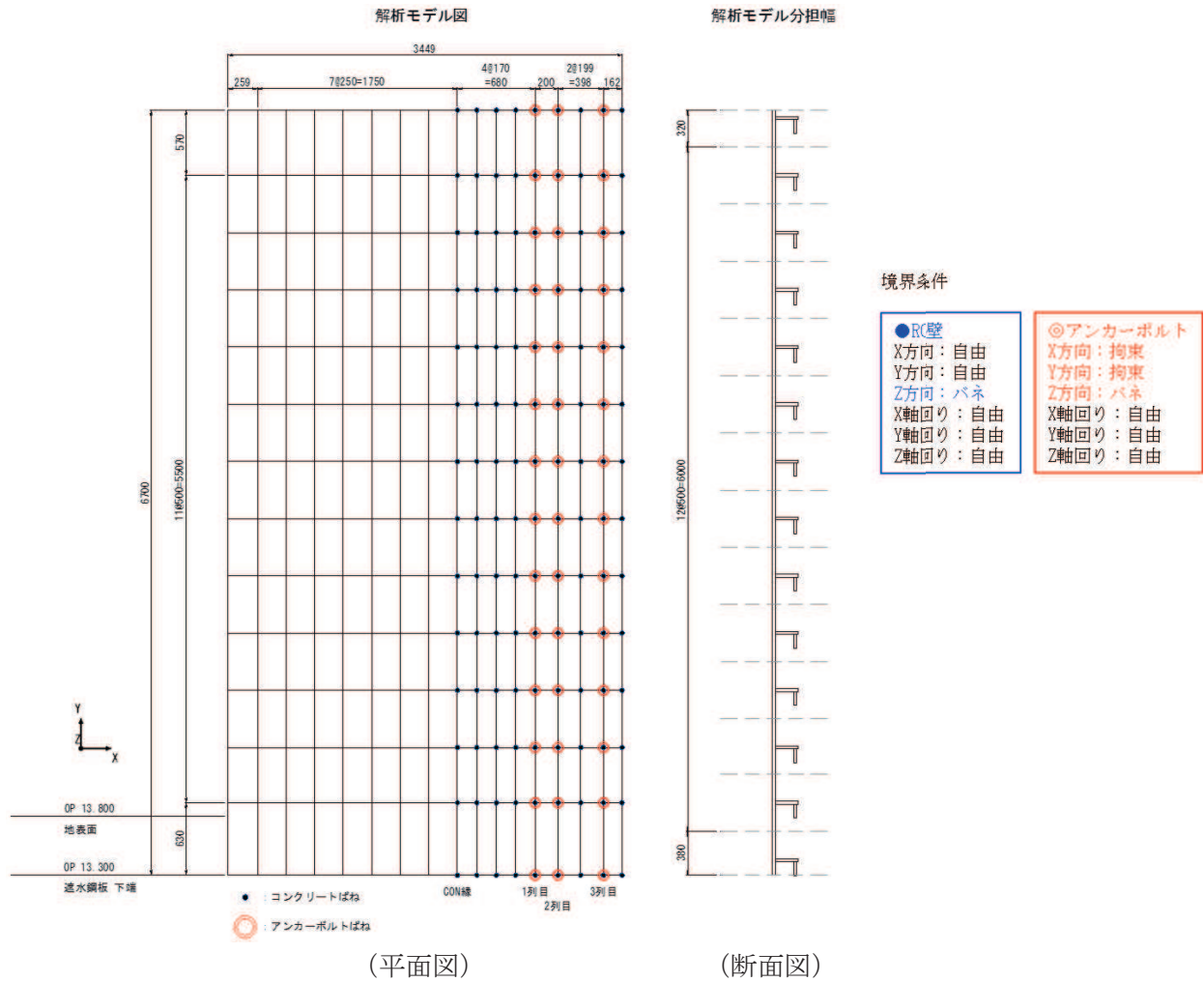


図 4.1-2 固有値解析モデル (鋼板)
(取り合い部④の例)

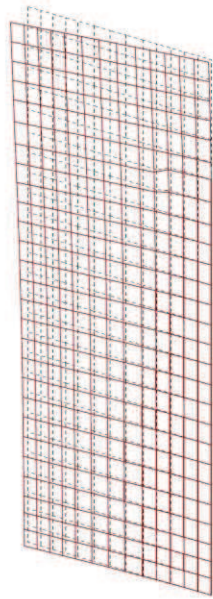
4.2 固有周期の計算結果

(1) RC 壁

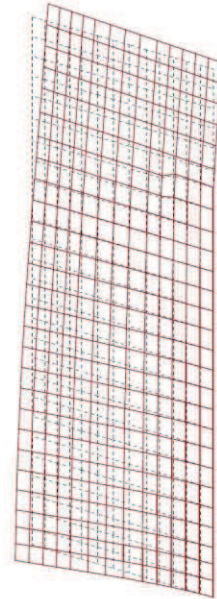
RC 壁の固有周期の計算結果を表 4.2-1~4.2-3 に、固有値解析結果のモード図を図 4.2-1 及び図 4.2-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.2-1 固有値解析結果（取り合い部②）

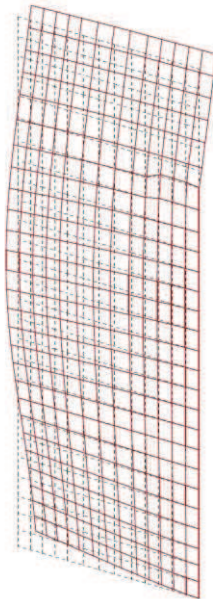
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T _x	T _y	T _z	β_x	β_y	β_z	
1	60.12	0	0	62	0.00	0.00	5.32	1次として採用
2	75.66	0	0	71	0.00	0.00	2.03	—
3	111.75	0	0	72	0.00	0.00	-0.60	—
4	117.76	8	42	72	1.91	4.39	0.00	—
5	169.03	8	42	73	0.00	0.00	0.94	—
6	192.29	17	69	73	2.07	-3.45	0.00	—
7	230.06	17	69	76	0.00	0.00	1.08	—
8	263.87	34	83	76	2.81	-2.59	0.00	—
9	293.66	84	86	76	4.75	1.20	0.00	—
10	297.41	84	86	77	0.00	0.00	-0.57	—



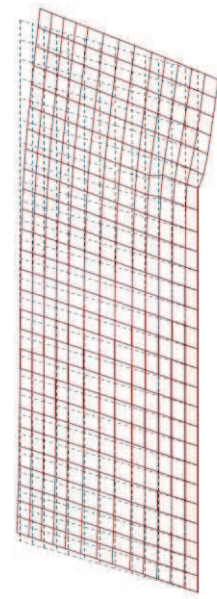
1次モード $f_1=60.117$ Hz



2次モード $f_2=75.657$ Hz

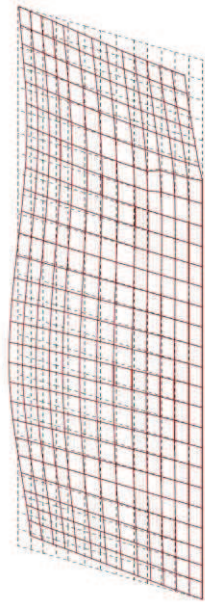


3次モード $f_3=111.752$ Hz

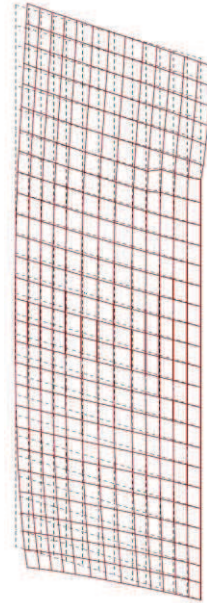


4次モード $f_4=117.761$ Hz

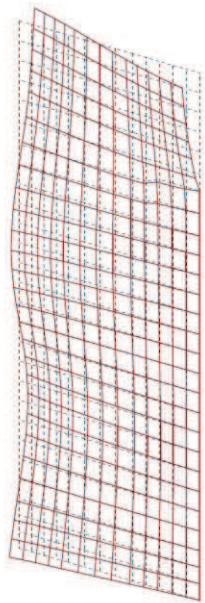
図 4.2-1(1) 固有値解析結果 (取り合い部② : モード図 (1/3))



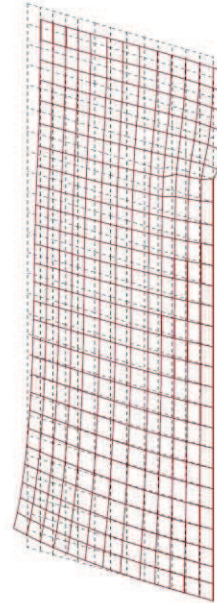
5次モード $f_5=169.033$ Hz



6次モード $f_6=192.286$ Hz

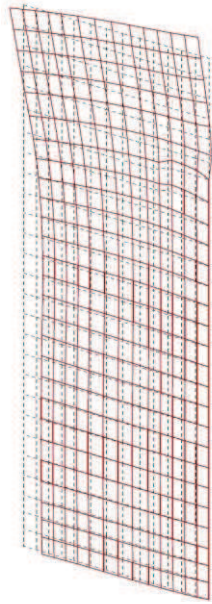


7次モード $f_7=230.064$ Hz

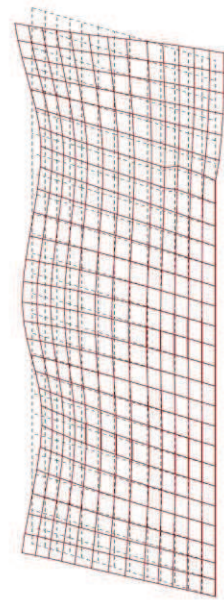


8次モード $f_8=263.873$ Hz

図 4.2-1(2) 固有値解析結果 (取り合い部② : モード図 (1/3))



9次モード $f_9=293.656$ Hz

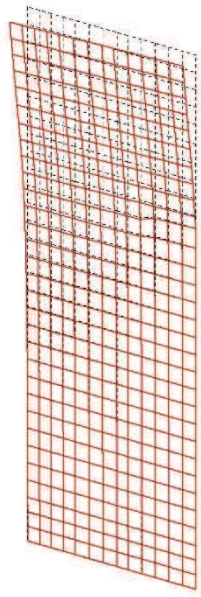


10次モード $f_{10}=297.407$ Hz

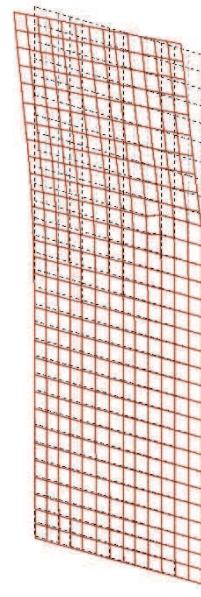
図 4.2-1(3) 固有値解析結果 (取り合い部② : モード図 (1/3))

表 4.2-2 固有値解析結果（取り合い部④）

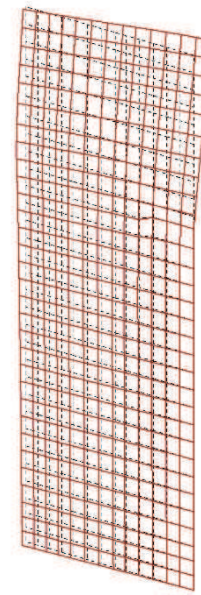
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T _x	T _y	T _z	β_x	β_y	β_z	
1	78.40	0	0	25	0.00	0.00	5.30	1次として採用
2	89.22	15	11	25	-4.07	-3.46	0.00	—
3	144.17	15	11	52	0.00	0.00	5.46	—
4	171.83	15	11	76	0.00	0.00	5.21	—
5	185.27	17	78	76	1.63	-8.69	0.00	—
6	214.19	17	78	78	0.00	0.00	-1.73	—
7	244.98	17	78	78	0.18	0.43	0.00	—
8	278.93	39	79	78	4.90	-1.13	0.00	—
9	281.84	39	79	79	0.00	0.00	-0.52	—
10	342.32	79	79	79	6.73	0.29	0.00	—



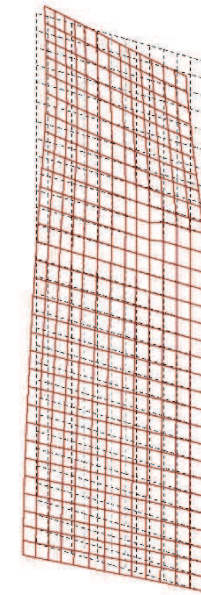
1次モード $f_1=78.402$ Hz



2次モード $f_2=89.226$ Hz

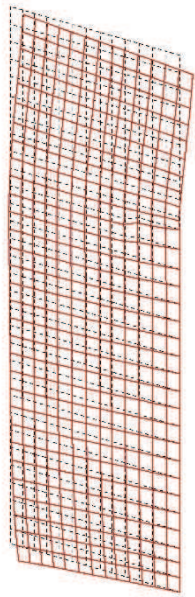


3次モード $f_3=144.171$ Hz

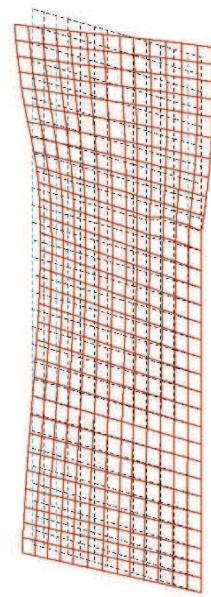


4次モード $f_4=171.828$ Hz

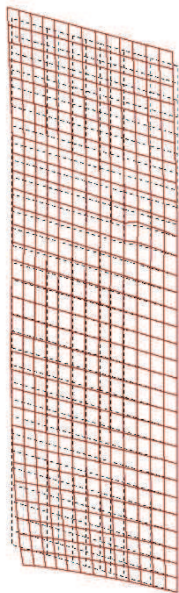
図 4.2-2(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (1/3))



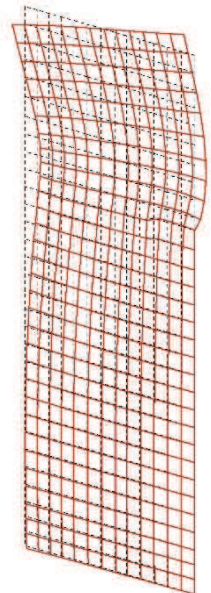
5次モード $f_5=185.269$ Hz



6次モード $f_6=214.188$ Hz

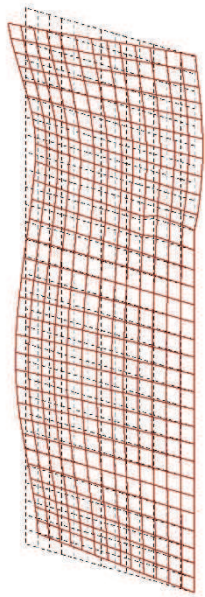


7次モード $f_7=244.982$ Hz

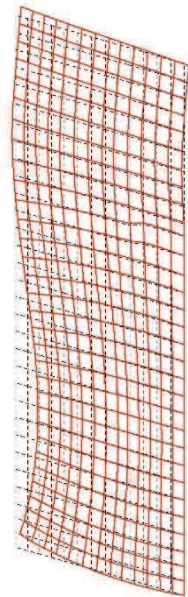


8次モード $f_8=278.933$ Hz

図 4.2-2(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (2/3))



9次モード $f_9=281.843$ Hz



10次モード $f_{10}=342.323$ Hz

図 4.2-2(3) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (3/3))

表 4.2-3 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	地震時 (外→内)	60.12	0.017
	重畳時 (内→外)	60.12	0.017
取り合い部④	地震時 (外→内)	78.4	0.013
	重畳時 (内→外)	78.4	0.013

(2) 鋼板

鋼板の固有周期の計算結果を表 4.2-4～表 4.2-6 に、固有値解析結果のモード図を図 4.2-3 及び図 4.2-4 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.2-4(1) 固有値解析結果 (取り合い部② : 地震時)

モード数 (次)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比			刺激係数		
			X(%)	Y(%)	Z(%)	FX	FY	FZ
1	36.252	0.028	0	0	27	0.000	0.000	1.480
2	37.089	0.027	0	0	13	0.000	0.000	1.003
3	37.487	0.027	0	0	7	0.000	0.000	0.727
4	39.038	0.026	0	0	0	0.000	0.000	-0.134
5	41.454	0.024	0	0	0	0.000	0.000	-0.083
6	45.225	0.022	0	0	0	0.000	0.000	-0.029
7	50.587	0.020	0	0	0	0.000	0.000	-0.087
8	58.025	0.017	0	0	0	0.000	0.000	0.007
9	67.669	0.015	0	0	0	0.000	0.000	0.028
10	73.212	0.014	0	64	0	-0.031	2.255	0.000

表 4.2-4(2) 固有値解析結果 (取り合い部② : 重畳時)

モード数 (次)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比			刺激係数		
			X(%)	Y(%)	Z(%)	FX	FY	FZ
1	62.476	0.016	0	0	15	0.000	0.000	-1.098
2	62.866	0.016	0	0	19	0.000	0.000	-1.236
3	63.337	0.016	0	0	1	0.000	0.000	0.213
4	64.552	0.015	0	0	0	0.000	0.000	0.106
5	66.819	0.015	0	0	0	0.000	0.000	0.144
6	70.191	0.014	0	0	0	0.000	0.000	0.016
7	73.212	0.014	0	64	0	0.031	-2.255	0.000
8	74.382	0.013	0	0	0	0.000	0.000	-0.198
9	79.260	0.013	0	0	0	0.000	0.000	-0.025
10	85.479	0.012	0	0	0	0.000	0.000	0.121

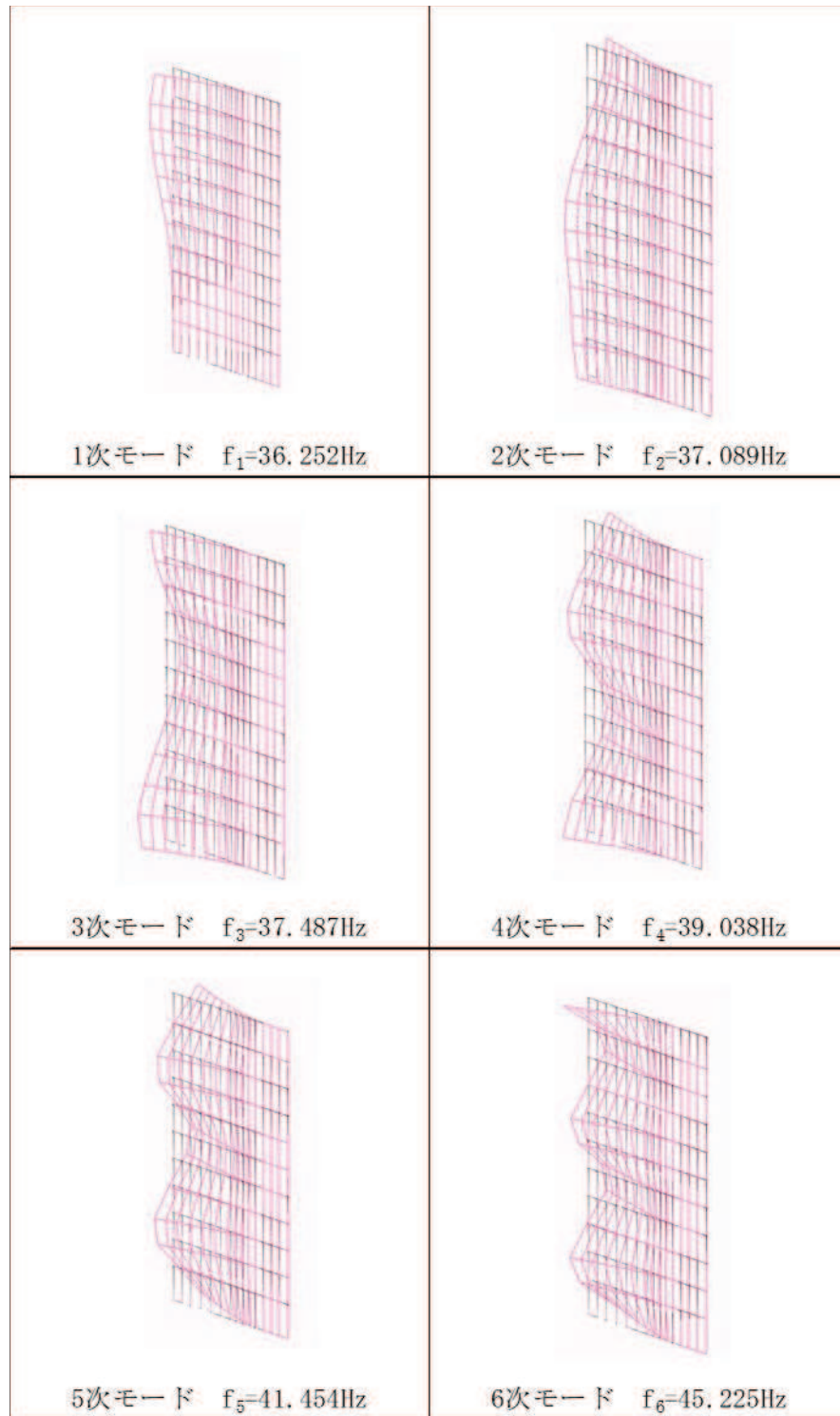


図 4.2-3(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②:地震時)

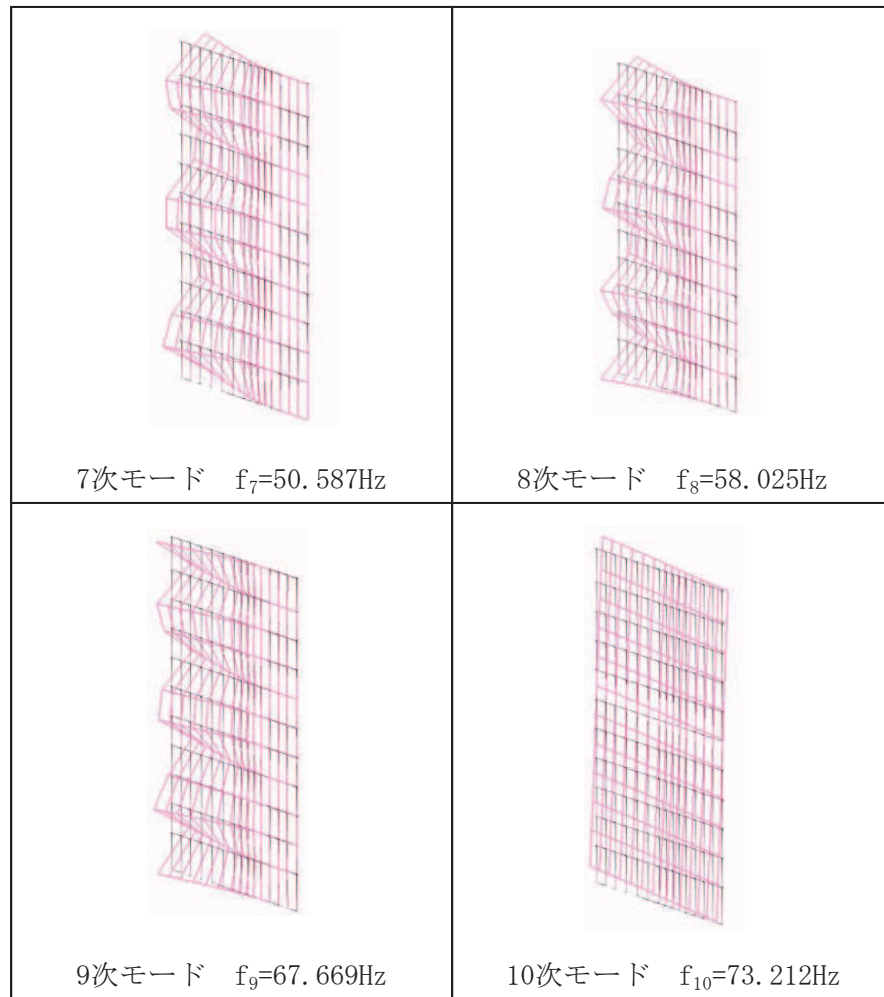


図 4.2-3(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②: 地震時)

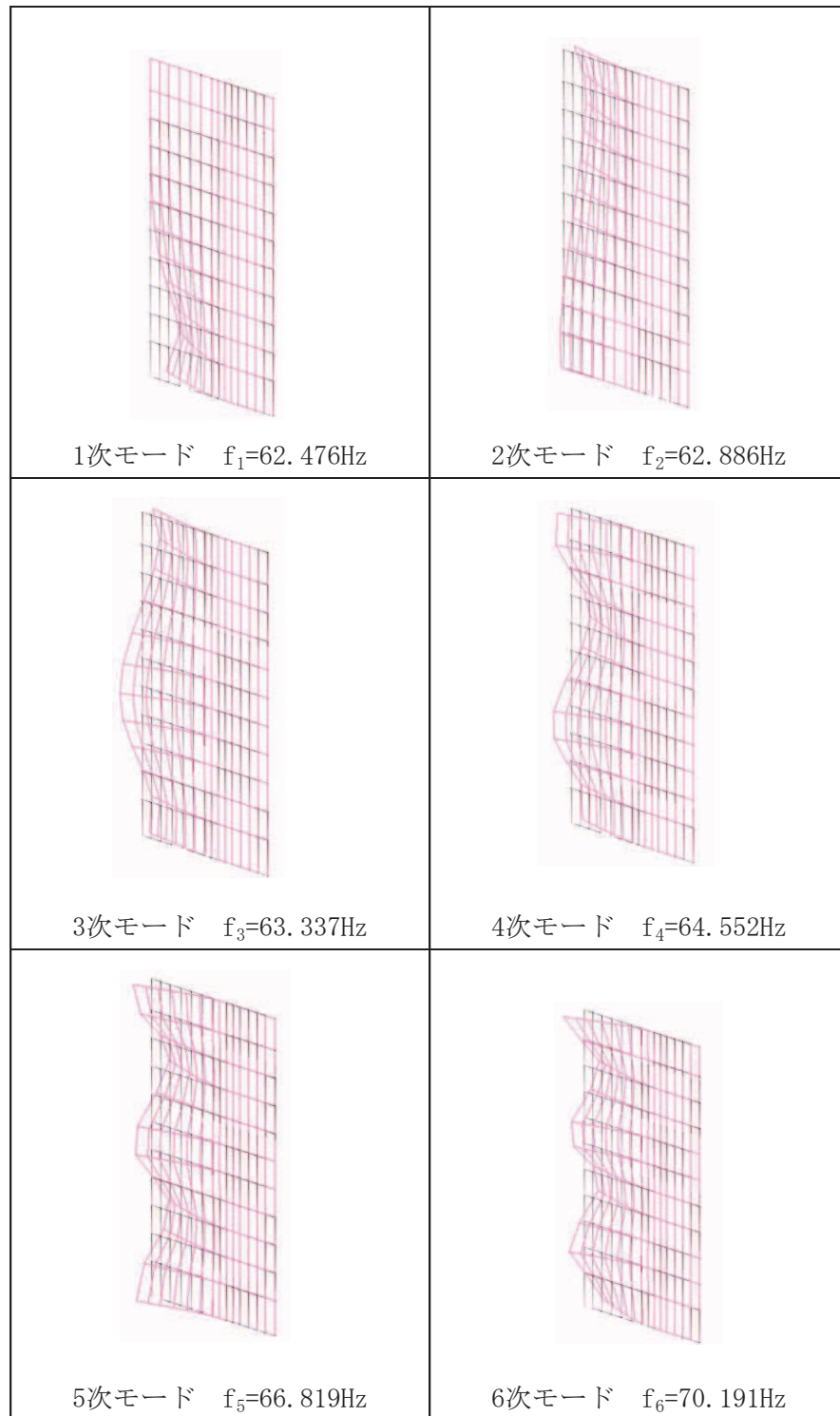


図 4.2-3(3) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②: 重畳時)

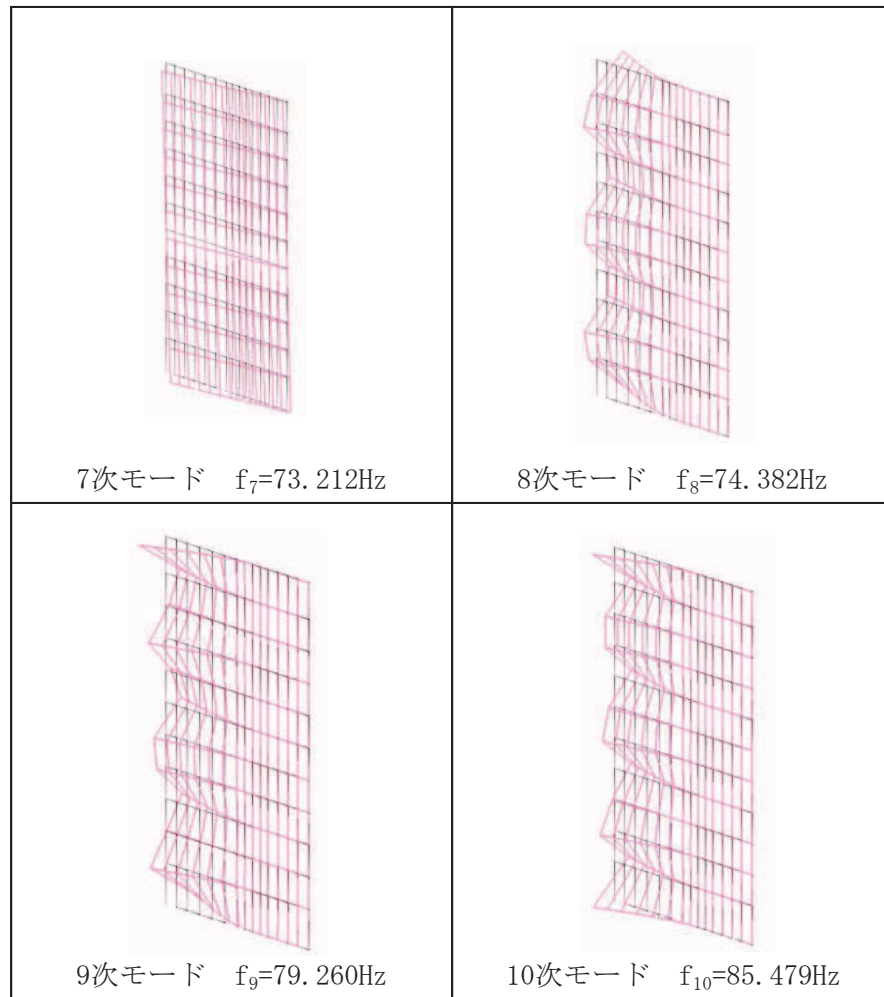


図 4.2-3(4) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②: 重畳時)

表 4.2-5(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : 地震時)

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比			刺激係数		
			X (%)	Y (%)	Z (%)	FX	FY	FZ
1	21.969	0.046	0	0	31	0.000	0.000	1.891
2	22.574	0.044	0	0	18	0.000	0.000	1.428
3	22.958	0.044	0	0	2	0.000	0.000	-0.423
4	24.047	0.042	0	0	0	0.000	0.000	-0.179
5	26.007	0.038	0	0	0	0.000	0.000	0.163
6	29.098	0.034	0	0	0	0.000	0.000	0.020
7	33.584	0.030	0	0	0	0.000	0.000	-0.052
8	39.659	0.025	0	0	0	0.000	0.000	-0.007
9	47.308	0.021	0	0	0	0.000	0.000	0.023
10	56.388	0.018	0	0	0	0.000	0.000	0.000

表 4.2-5(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : 重畳時)

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比			刺激係数		
			X (%)	Y (%)	Z (%)	FX	FY	FZ
1	34.265	0.029	0	0	38	0.000	0.000	2.082
2	34.435	0.029	0	0	1	0.000	0.000	0.407
3	34.963	0.029	0	0	1	0.000	0.000	0.345
4	36.048	0.028	0	0	0	0.000	0.000	0.056
5	37.826	0.026	0	0	1	0.000	0.000	0.243
6	40.375	0.025	0	0	0	0.000	0.000	-0.003
7	43.869	0.023	0	0	0	0.000	0.000	0.149
8	48.637	0.021	0	0	0	0.000	0.000	0.007
9	54.944	0.018	0	0	0	0.000	0.000	0.062
10	62.821	0.016	0	0	0	0.000	0.000	-0.001

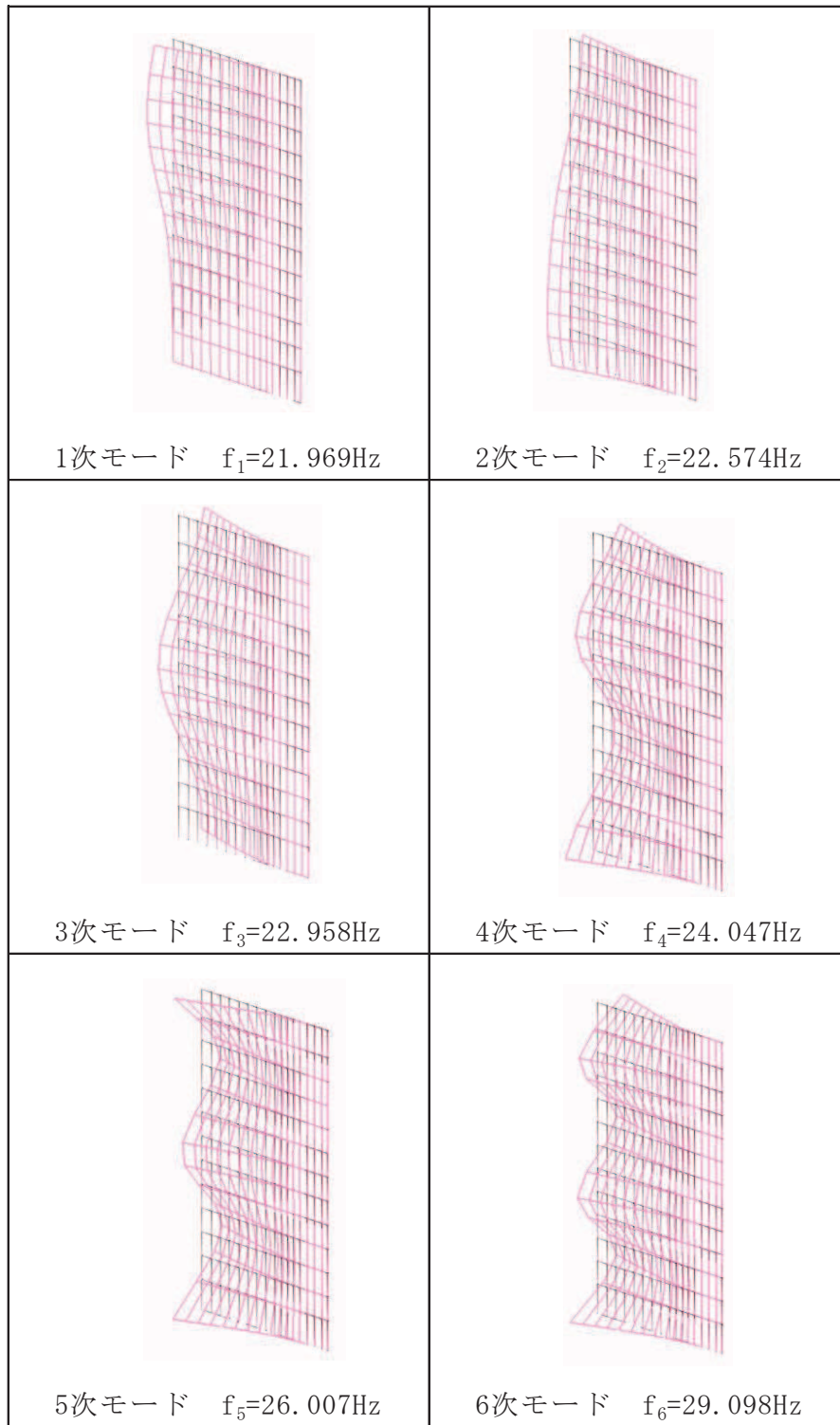


図 4.2-4(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④:地震時)

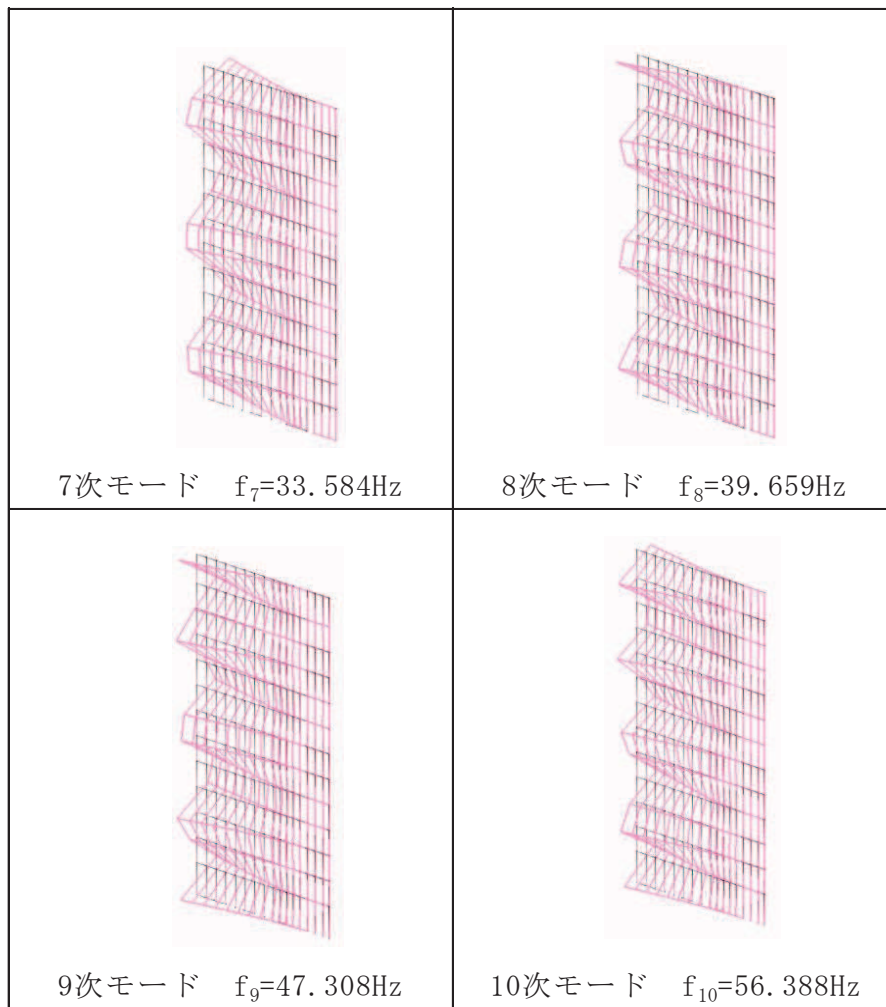


図 4.2-4(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 地震時)

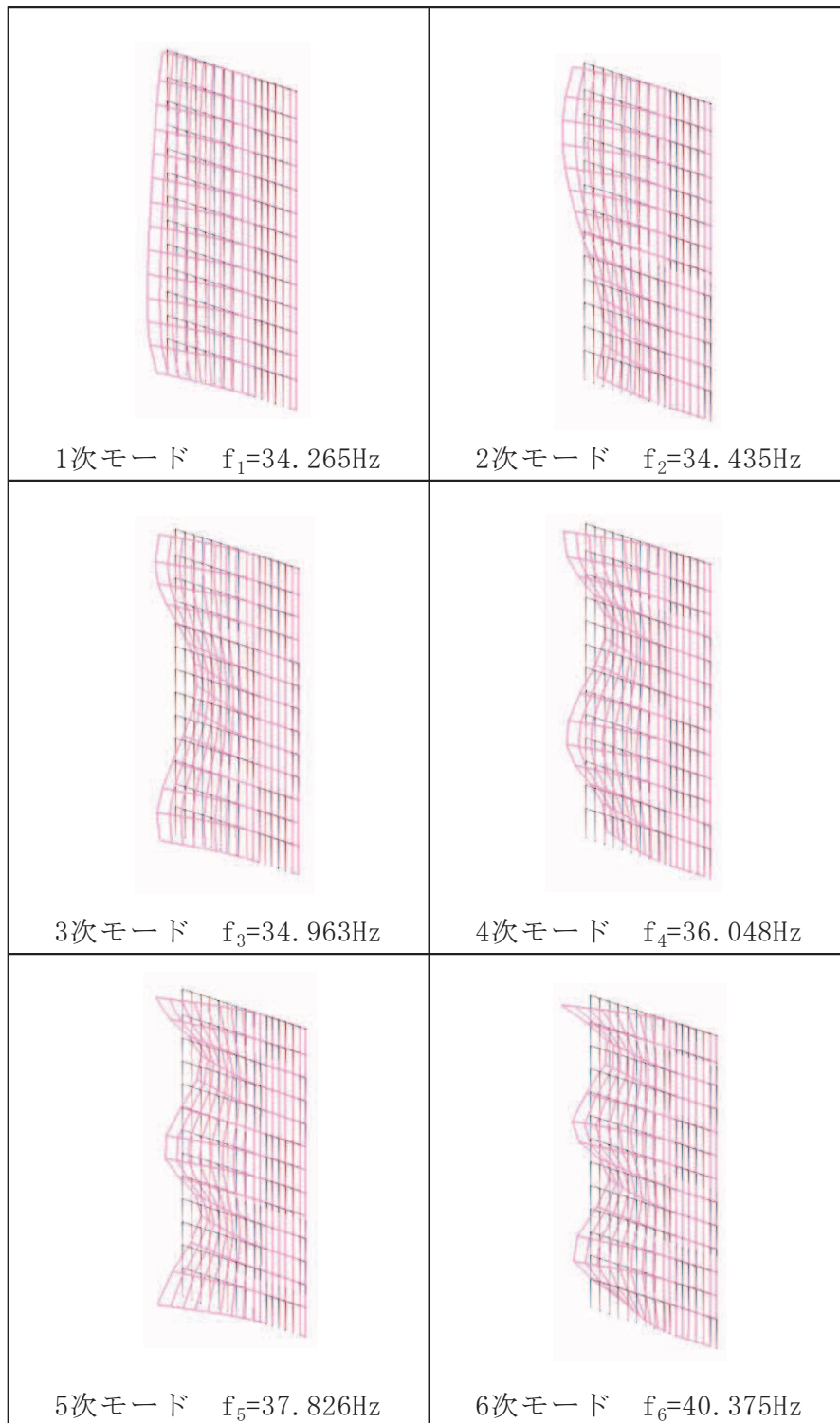


図 4.2-4(3) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 重畳時)

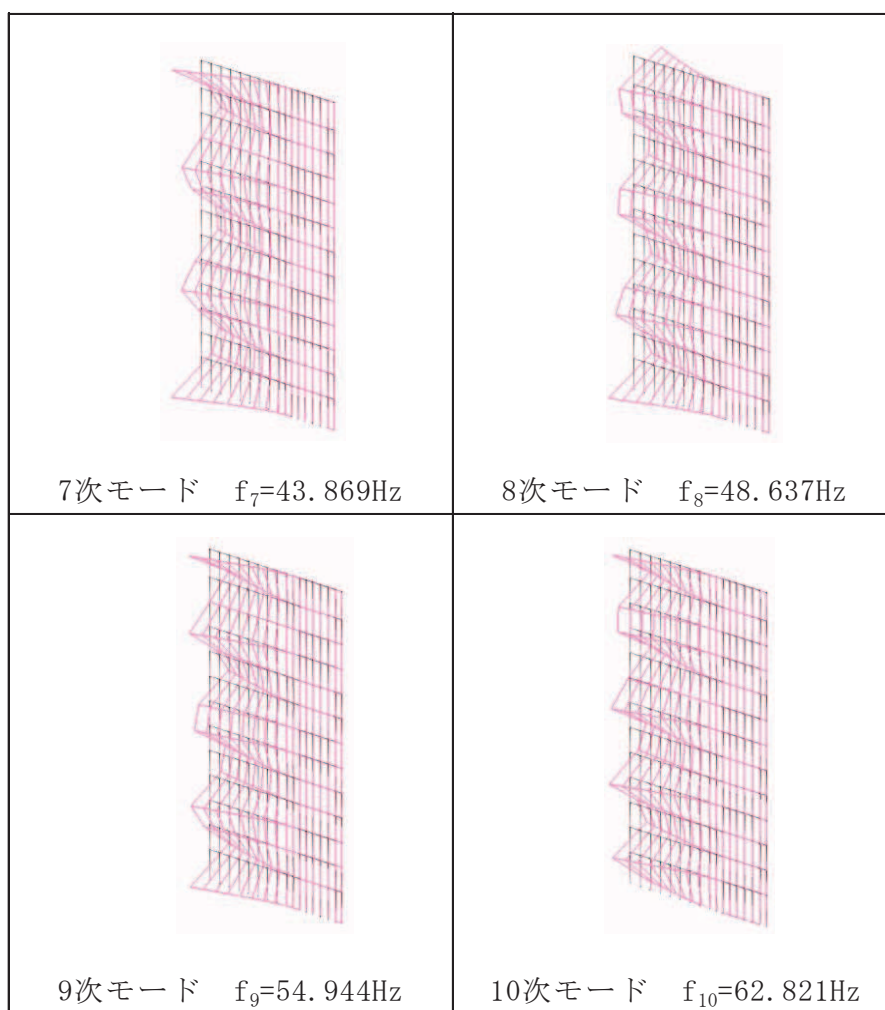


図 4.2-4(4) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 重畳時)

表 4.2-6 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	地震時 (外→内)	36	0.028
	重畳時 (内→外)	62	0.016
取り合い部④	地震時 (外→内)	22	0.046
	重畳時 (内→外)	35	0.029

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重の設定

防潮堤取り合い部の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、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。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、RC 壁及び鋼板自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に 0.98kN/m^2 を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(4) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する（地震時のみ）。

地震時主働土圧係数は、「道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_s)$$

$$\text{ここに、} K_{EA} = 0.24 + 1.08 K_{HS_s}$$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HS_s} 及び K_{VS_s} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

(5) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに $+0.5\text{m}$ の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。浸水津波荷重算定に用いる浸水高さを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-1 浸水津波荷重算定に用いる浸水高さ

評価対象	設計用津波水位 (m)	備考
取り合い部②	O. P. +18.6	2号機海水ポンプ室
取り合い部④	O. P. +19.5	3号機海水ポンプ室

(6) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

ここに、 $W_o = 10.1 \text{ kN/m}^3$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に、評価ケースを表 5.2-3 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。なお、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
		静止土圧	—	つり合うため考慮しない。
		外水圧	—	外水はないため考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
		風荷重	○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	外水及び内水はないため考慮しない。

表 5.2-2(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{sd}$

- G : 固定荷重
 P_s : 積雪荷重
 P_k : 風荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{sd} : 余震荷重

表 5.2-2(2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— つり合うため考慮しない。
	外水圧		— 外水はないため考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による動水圧を考慮する。

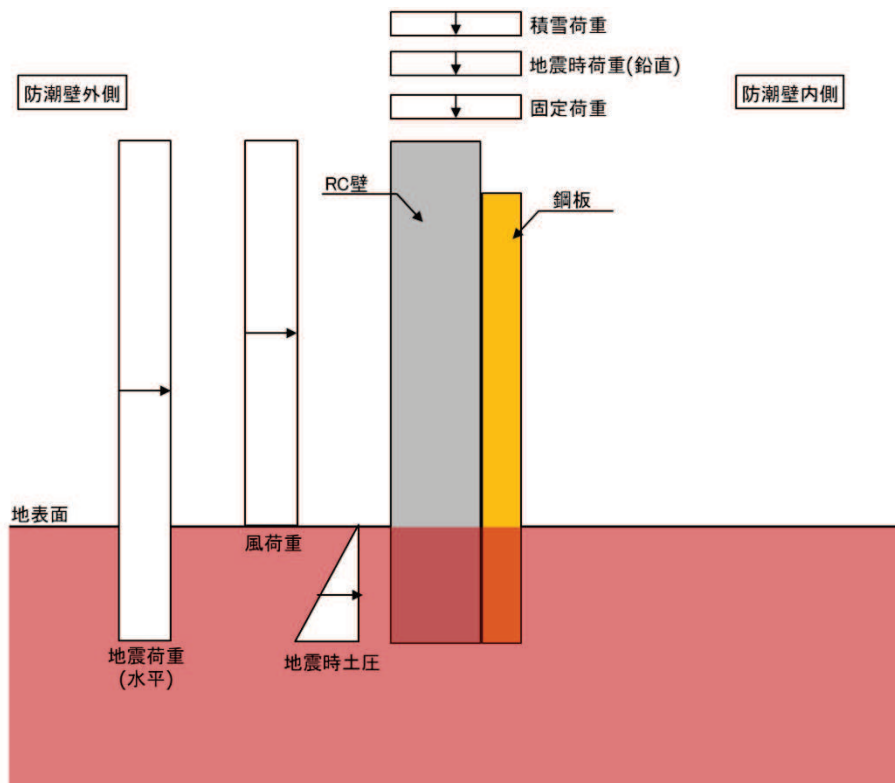


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

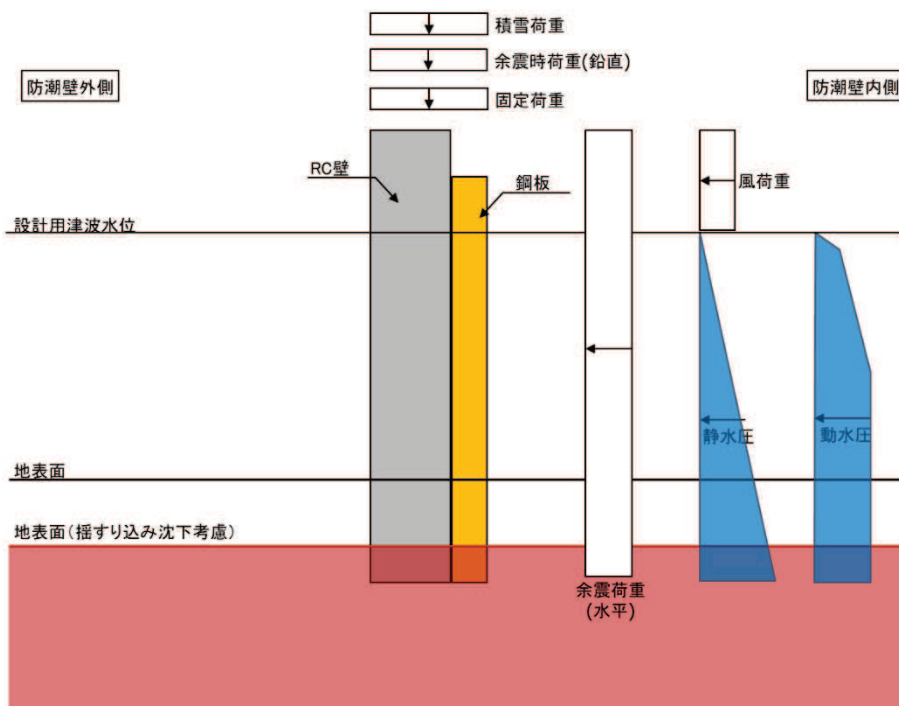


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 5.2-3 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	—	○ (-1.0 S _{SH} , +0.4 S _{SV}) (-0.4 S _{SH} , +1.0 S _{SV})
重畳時	○ (+1.0 S _{dH} , +0.4 S _{dV}) (+0.4 S _{dH} , +1.0 S _{dV})	—

*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S_{SH} (S_{dH}) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S_{SV} (S_{dV}) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重 (+は下向きを示す)

5.3 設計用地震力

設計地震力は、防潮堤張り出し部の評価断面（弱軸方向である防潮堤の縦断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、支持する防潮堤背面補強工が岩盤上面まで地盤改良を行っていること及び改良地盤やコンクリート（背面補強工）が縦断方向に連続し概ね成層構造であることを踏まえ、一次元地震応答解析により、算出する。

解析ケースを表5.3-1に示す。全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d-D2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

設計震度の設定を行うが、設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各検討位置（取り合い部①～④）における応答加速度を包含する設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5.3-2に示す。また、地震応答解析の実施個所を図5.3-1、地盤モデルを図5.3-2に、地震応答解析の結果を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S_s-D1	++	○		基準地震動 S_s (7波) により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。
	S_s-D2	++	○		
	S_s-D3	++	○		
	S_s-F1	++	○		
	S_s-F2	++	○		
	S_s-F3	++	○		
	S_s-N1	++	○		

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 5.3-1(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 5.3-2(1) 設計震度 (地震時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
				水平方向 K _H	鉛直方向 K _V
RC 壁 (減衰 5%)	S s - N1	ケース③	防潮堤 (取り合い部①~④) O. P. +18.5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	2.0* ¹ (1133)
	S s - D 1	ケース③		鉛直方向 K _V	1.0* ¹ (786)
鋼板 (減衰 2%)	S s - N1	ケース③		水平方向 K _H	2.0* ¹ (1133)
	S s - D 1	ケース③		鉛直方向 K _V	1.0* ¹ (786)

注記 *1 : 「4. 固有周期」より, 防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度 /980.665cm/s²) を設定した。

表 5.3-2(2) 設計震度 (重畳時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
RC 壁 (減衰 5%)	S d - D 2	ケース③	防潮堤 (取り合い部①~④) O. P. +18.5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	1.0 ^{*1} (631)
	S d - D 2	ケース③		鉛直方向 K _V	1.0 ^{*1} (441)
鋼板 (減衰 2%)	S d - D 2	ケース③		水平方向 K _H	1.0 ^{*1} (631)
	S d - D 2	ケース③		鉛直方向 K _V	1.0 ^{*1} (441)

注記 *1: 「4. 固有周期」より, 防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

*2: 括弧内は加速度応答スペクトルにおける周期 0.029s の加速度応答を示す。固有周期と加速度応答スペクトルの関係性を考慮したとしても十分に保守的な設定となっている。

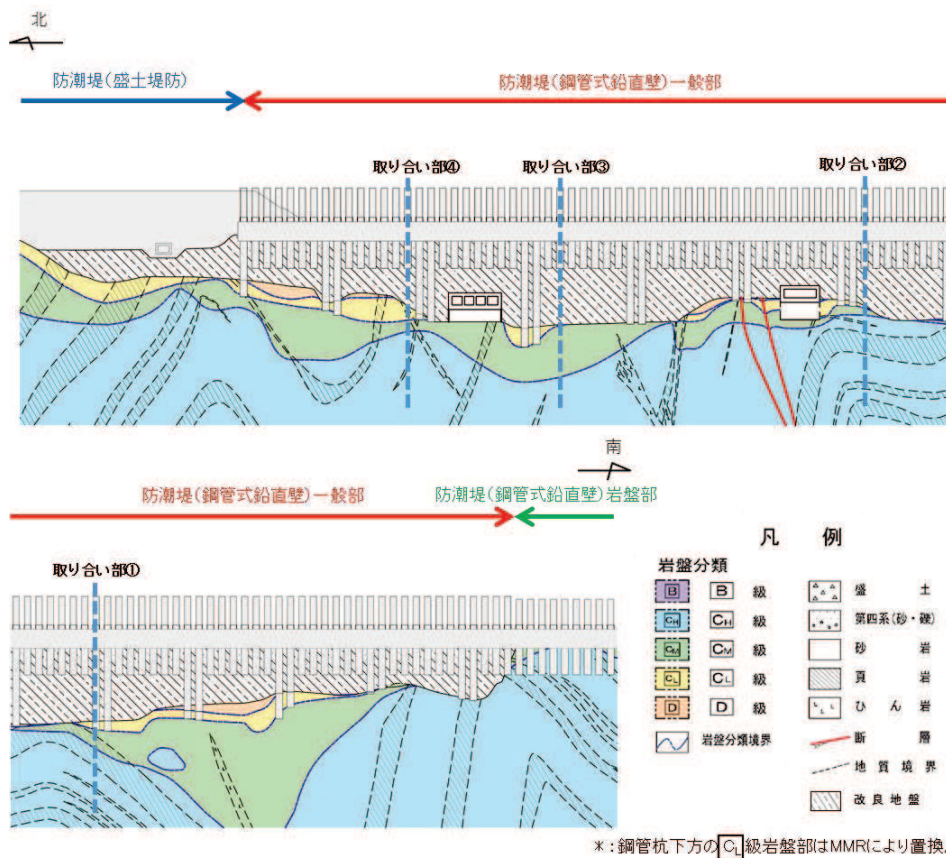
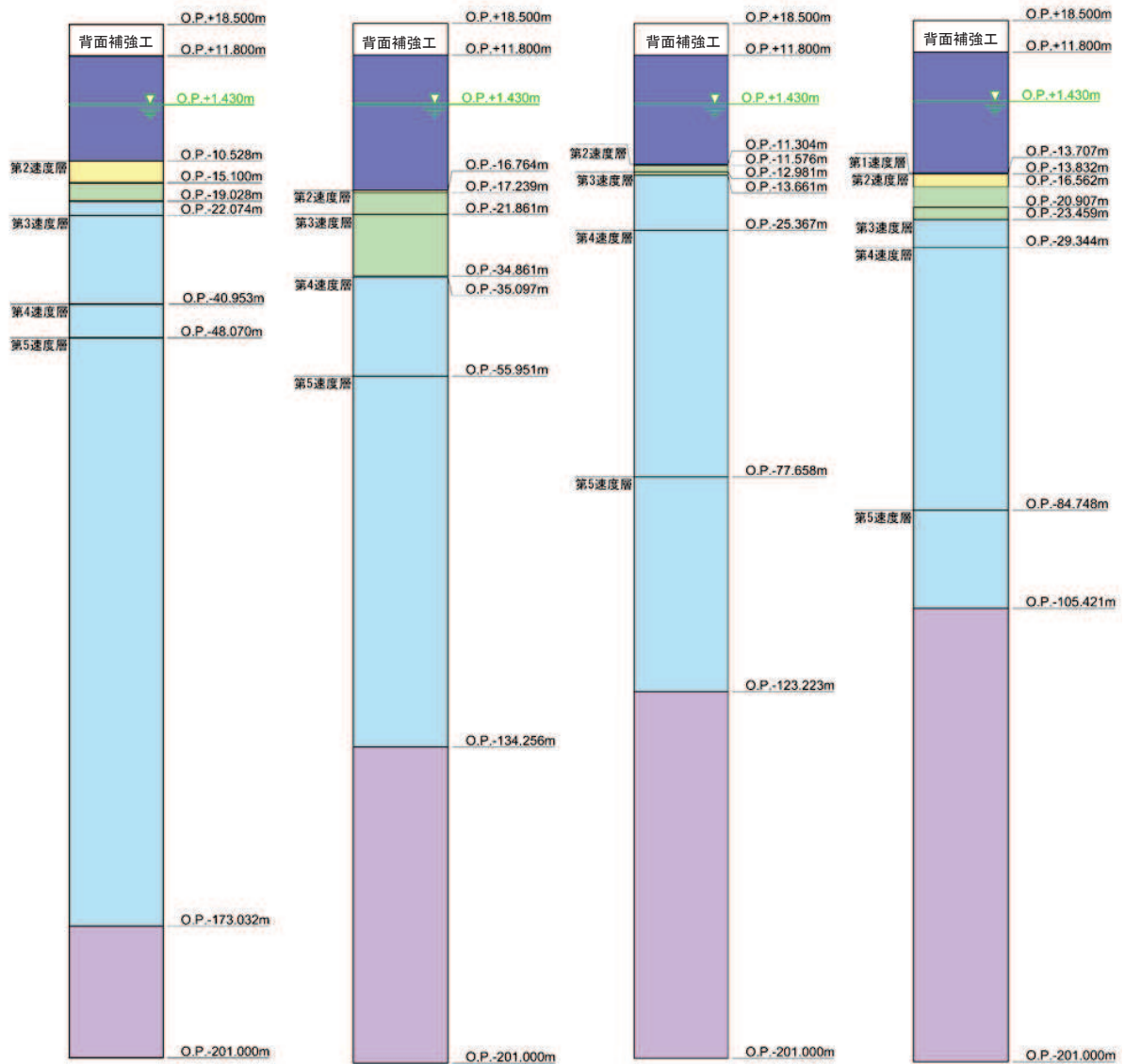


図 5.3-1 各取り合い部の位置 (防潮堤縦断面図)



(取り合い部④)

(取り合い部③)

(取り合い部②)

(取り合い部①)

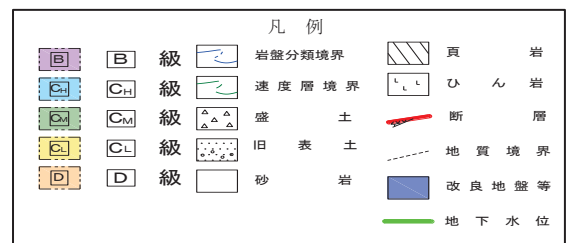


図 5.3-2 地盤モデル

表 5.3-3(1) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 5%)

断面位置	最大応答加速度 (地震時)			最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース
取り合い部 ①	1019 (Ss-D2)	739 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ②	953 (Ss-D1)	<u>786</u> (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ③	1001 (Ss-D2)	723 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ④	<u>1133</u> (Ss-N1)	716 (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ (水平) , 基本 (鉛直)	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ

注記* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

表 5.3-3(2) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 2%)

断面位置	最大応答加速度 (地震時)			最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース
取り合い部 ①	1018 (Ss-D2)	739 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ②	953 (Ss-D1)	<u>786</u> (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ③	1001 (Ss-D2)	723 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ④	<u>1133</u> (Ss-N1)	716 (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ (水平) , 基本 (鉛直)	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ

注記* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 RC 壁

(1) 解析モデル

RC 壁の解析モデルを図 6.1-1 に示す。

RC 壁は、線形シェル要素でモデル化する。防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。なお、鋼板から受ける反力については「6.2 鋼板(1)解析モデル」に詳細を示す。

取り合い部③・④においては、既設RC壁と補強RC壁については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成 13 年 3 月）」（以下、「鉄道標準」という）に基づき、ジベル筋により一体化を行うことから、一体部材として評価する。接合部の評価については、「(4)評価方法 b. RC 壁(ジベル筋)」に示す。

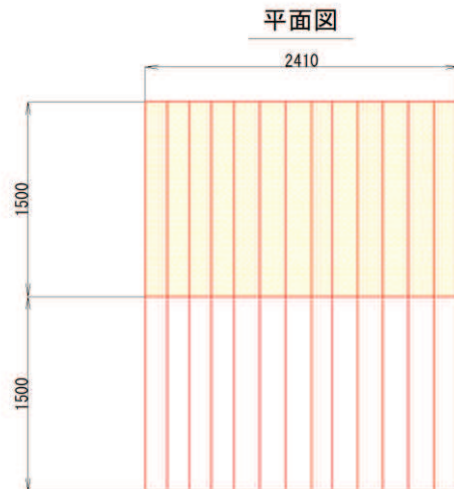
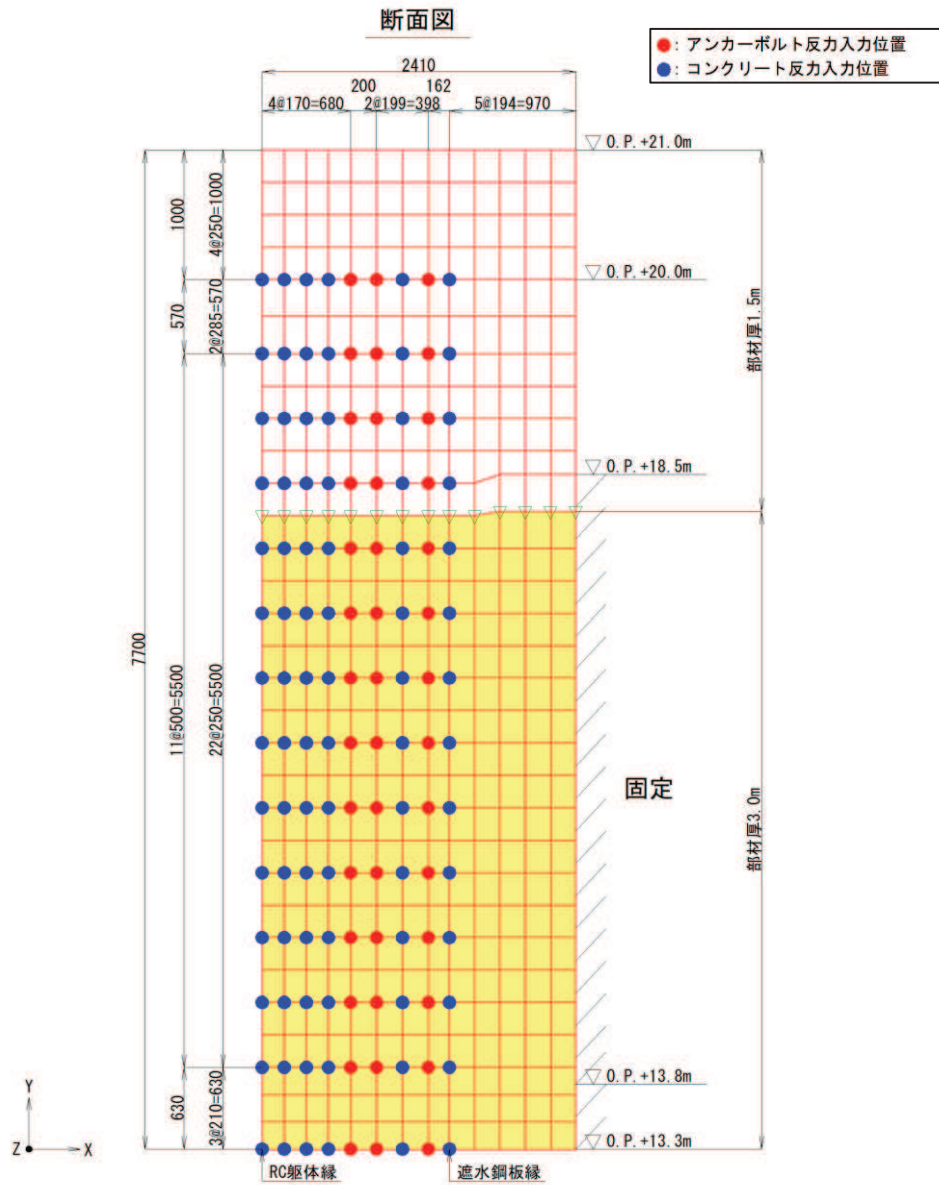


図 6.1-1 RC 壁のモデル図

(2) 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.5 kN/m ³
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm ²
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm ²
	コンクリートのヤング係数	2.8×10 ⁴ N/m ²
	ポアソン比	0.2

(3) 許容限界

RC 壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

RC 壁の許容応力度を表 6.1-2 に示す。

表 6.1-2(1) RC 壁の許容限界 (曲げ軸力系の破壊)

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f _{ck} '=30 N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.1-2(2) RC 壁の許容限界 (せん断破壊)

項目	許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度* (N/mm ²)
斜め引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	はりの場合 0.5	0.75
斜め引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	せん断力のみの場合 2.2	3.3

注記* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.1-2(3) RC 壁の許容限界 (ジベル筋)

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
鉄筋 (SD345)	許容せん断応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は, 許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

a. RC 壁（本体）

RC 壁の設計は，背面補強工に固定された版として，二次元 FEM 解析を実施する。RC 壁に作用する各荷重を静的に載荷し，FEM 解析結果より抽出した断面力より RC 断面照査を行う。

① 曲げ・軸力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる断面力に対して照査を行う。以下のように，断面力の組合せには面内せん断力を考慮する。

各断面力の組合せに対して，曲げ及び軸力に対するコンクリート及び鉄筋の応力度を算出する。

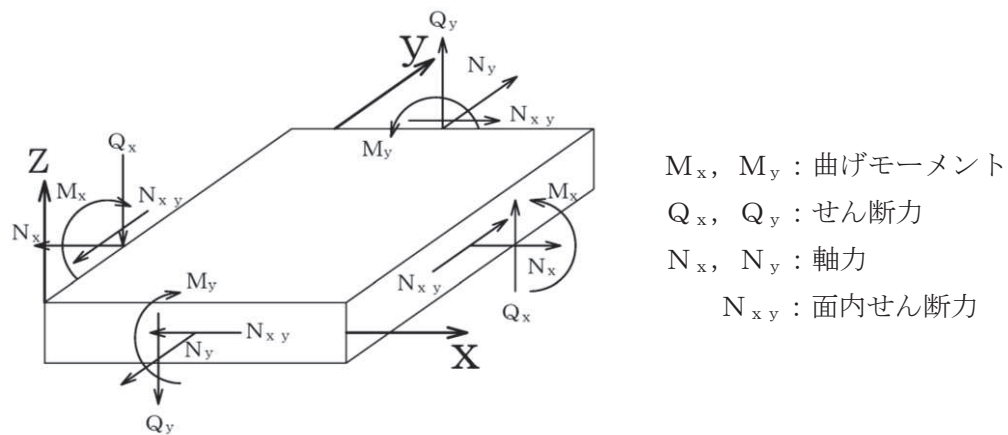


図 6.1-2 シェル要素における断面力の方向

② せん断力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる X 方向及び Y 方向のせん断力に対して照査を行う。

1) 斜め引張破壊に対する許容限界

$$V = V_c + V_s$$

ここに、

V : 許容せん断耐力 (N)

V_c : コンクリートが分担するせん断力 (N)

V_s : せん断補強筋が分担するせん断力 (N)

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

τ_{a1} : 許容せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 単位幅 (mm)

d : 有効高 (mm)

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot z}{s}$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積 (mm²)

s : せん断補強筋の部材軸方向の間隔 (mm)

2) 斜め圧縮破壊に対する許容限界

斜め圧縮破壊に対する許容限界は許容応力度 (τ_{a2}) とする。なお、部材に生じるせん断応力は下式により算出する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

b. RC 壁 (ジベル筋)

取り合い部③・④においては、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強を行っている。既設部材と増厚補強部は一体部材として耐震・強度評価を行っていることから、既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性について、「補足 610-20 資料 9 海水ポンプ室の耐震性についての補足説明資料 参考資料 3 増厚補強部 における既設部材と補強部材の一体化設計」に示した内容と同様の方法によりジベル筋の評価を行う。

8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

(1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

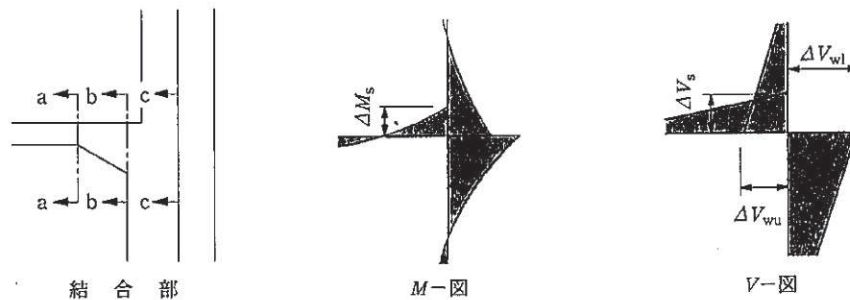
(2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

【解説】

(1) について

解説図 8.4.5-1 に示す床版のハンチ始点 (a-a 断面) あるいはハンチ終点 (b-b 断面) は、通常のラーメン計算で設計を行ってよい。c-c 断面には、床版の節点曲げモーメント (M_0) の一部 (M_s) が伝達されると考えられる。ここで、c-c 断面を介して地下連続壁に伝達される曲げモーメントは、b-b 断面における設計曲げモーメントより小さく、さらに有効高さは b-b 断面よりも大きいことから鉄筋は、b-b 断面における必要鉄筋量を c-c 断面を超えて地下連続壁に定着しておけば十分であると考えられる。



解説図 8.4.5-1 結合部の曲げモーメント、せん断力図の例

(2) について

一体壁の地下連続壁と内壁との接合面 (解説図 8.4.5-1 c-c 断面) に作用するせん断力としては、

- a) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力
- b) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

が考えられ、これらのせん断力に抵抗しうるジベル筋を配置する必要がある。

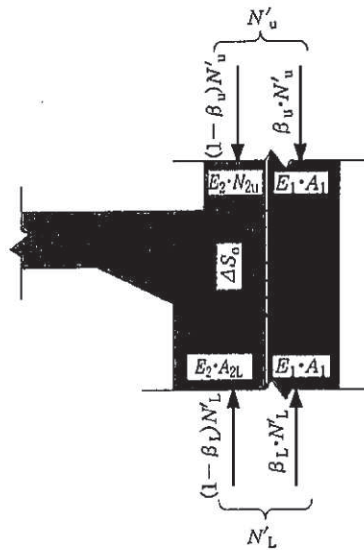
1) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力

接合面に作用する鉛直せん断力は、

- a) 床版から伝達された鉛直せん断力のうち地下連続壁が負担して下方へ軸力として伝える力
- b) 床版位置の上下で内壁の断面が変化する場合、内壁と地下連続壁の軸力分担率が変化することにより両者の間でやりとりされる力

図 6.1-3(1) 床版と側壁との接合部の検討方法

(「鉄道標準」より抜粋)



解説図 8.4.5-2 一体壁結合部の鉛直せん断力 V_0

の二つが考えられ、前記 a) および b) のせん断力は合わせて、解説図 8.4.5-2 に示す力のやりとりから式 (解 8.4.5-1) により求める。

$$V_0 = \beta_L \cdot N'_L - \beta_u \cdot N'_u \quad (\text{解 8.4.5-1})$$

ここに、 V_0 : 鉛直せん断力

N'_u : 床版節点より上側で側壁に作用している軸力

N'_L : 床版節点より下側で側壁に作用している軸力

β_u : 床版節点より上側の地下連続壁の軸力分担率

β_L : 床版節点より下側の地下連続壁の軸力分担率

$$\beta_u = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2u}}$$

$$\beta_L = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2L}}$$

E_1 : 地下連続壁コンクリートのヤング係数

E_2 : 内壁コンクリートのヤング係数

A_1 : 地下連続壁断面積

A_{2u} : 床版節点より上側の内壁断面積

A_{2L} : 床版節点より下側の内壁断面積

2) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

内壁と地下連続壁との接合面に生じるずれせん断力は、側壁の曲げによるせん断応力度より求める。

すなわち、解説図 8.4.5-3 に示すようなせん断応力度分布における区間のずれせん断力は式 (解 8.4.5-2) で求める。

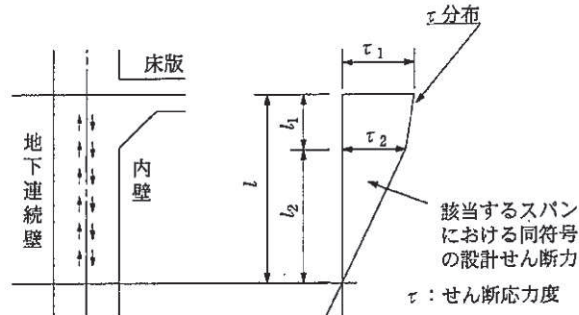
$$V_B = \frac{1}{2} (\tau_1 + \tau_2) \cdot h \cdot b + \frac{1}{2} \tau_2 \cdot l_2 \cdot b \quad (\text{解 8.4.5-2})$$

ここに、 V_B : 接合面に生じる区間のずれせん断力

図 6.1-3(2) 床版と側壁との接合部の検討方法

(「鉄道標準」より抜粋)

τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
 l_1, l_2 : 各変化点の距離
 b : 単位幅



解説図 8.4.5-3 当該スパンにおける同符号の設計せん断力

3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_1 \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 8.4.5-3})$$

$$V_u = V_{ug} + V_{u1}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{u1} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{u1} / \gamma_c$$

□ : コンクリートの摩擦分は考慮しない

ここに、 V : 床版接合面の作用せん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

V_{u1} : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合¹⁾)

n : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

A_{rg} : ジベル筋1本当りの断面積

f_{ryd} : ジベル筋の設計引張降伏強度

σ_N : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

A_{cg} : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

A_{u1} : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

γ_a, γ_1 : 「4.5 安全係数」による。

γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数

なお、ジベル筋の配置区間としては、支点から $l/4$ (l : 側壁のスパン長) の範囲としてよい。

重ね壁および単独壁におけるジベル筋の設置範囲は、解説図8.4.5-4に示す範囲(f 区間)とする。

図 6.1-3(3) 床版と側壁との接合部の検討方法

(「鉄道標準」より抜粋)

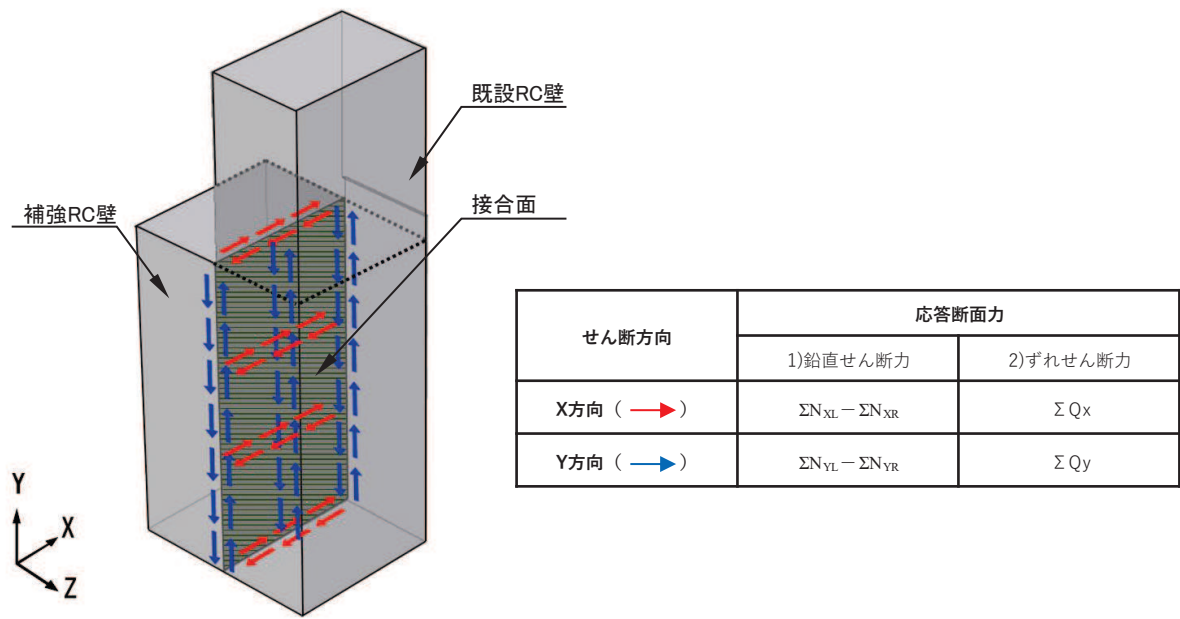


図 6.1-4 接合面に作用する荷重概念図

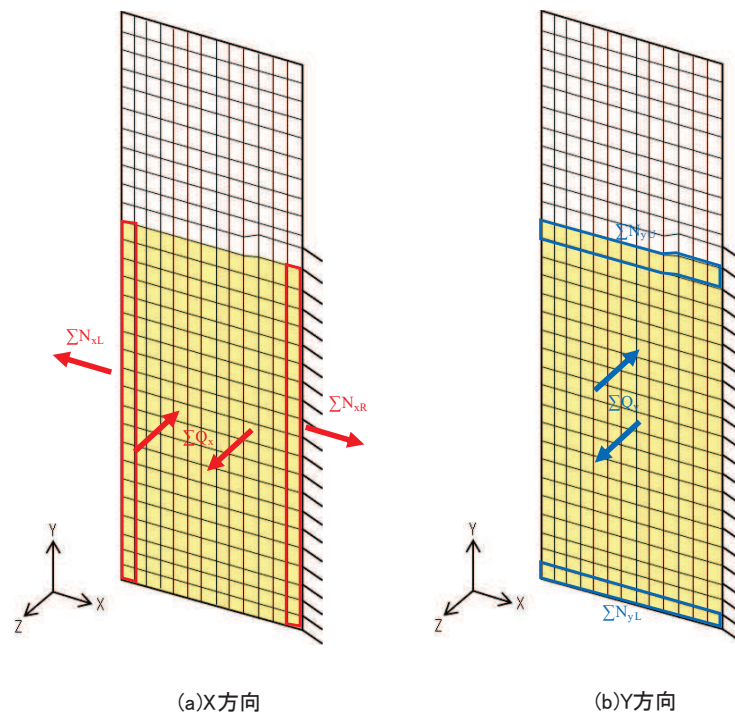


図 6.1-5 接合面の評価に用いる応力成分

c. RC 壁（背面補強工定着部）

RC 壁の定着部（防潮堤背面補強工）は、定着させている主筋（水平方向）に対して、「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、定着部の安定性について確認する。

安定性の評価は、主筋に発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力のうち、引張力及びせん断力については、RC 壁（本体）部の照査に含まれることから、付着力に対して評価を行う。

設計としては、アンカーボルトの降伏で決まる場合の許容引張荷重よりも付着力による許容引張荷重が大きくなるように埋め込み長を確保する設計としていることから、評価はそれぞれの許容荷重を整理し、付着力による許容引張荷重が大きいことを確認する。

なお、コーン破壊については、張り出し壁と定着部（背面補強工）のコンクリート強度が同一（ 30N/mm^2 ）であり、定着部（背面補強工）はせん断方向に対して RC 壁よりも十分な広がりをも有し、安全性については十分な裕度を有することは明白であるため評価を省略する。

降伏及び付着力による許容引張荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの付着力に対する計算諸元を表 6.1-3 に示す。

表 6.1-3(1) 主筋定着部の降伏に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s\sigma_{pa}$	アンカーボルトの降伏点強度	345	N/mm^2
${}_s c a$	ねじの有効断面積	956.6	mm^2

表 6.1-3 (2) 主筋定着部の付着力に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a3}	接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	—	N
ϕ_3	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
τ_a	へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	—	N/mm ²
τ_{bavg}	接着系アンカーボルト (主筋) の基本平均付着強度であるアンカー接着部の接着剤が注入方式で有機系の場合は $7\sqrt{(f'_{ck}/21)}$ とする	—	N/mm ²
α_n	へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり ($n=1, 2, 3$), もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する	—	—
C_n	へりあき寸法, または, アンカーボルトピッチ α の 1/2 で $C_n = \alpha_n/2$ ($n=1, 2, 3$) とする。もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する ただし, $(C_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は, $(C_n/l_e) = 1.0$, $l_e \geq 10d_a$ の場合は, $l_e = 10d_a$ とする	—	mm
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm ²
d_a	接着系アンカーボルト (主筋) の径	35	mm
l_{ce}	接着系アンカーボルト (主筋) の強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。	1395	mm
l_e	接着系アンカーボルト (主筋) の有効埋込み長さ	1465	mm

6.2 鋼板

(1) 解析モデル

鋼板は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。主要な構造部材である補剛材（水平リブ）位置で、格子状のビーム要素でモデル化する。

RC壁との接合部の境界条件は、図6.2-1に示すように、鋼板がRC壁に押し付けられるような状態においては、コンクリート面が抵抗し、鋼板がRC壁から離れるような状態においては、アンカーボルトが抵抗することと考えられ、解析においてもこれらの現象を適切に表現するために、コンクリート面には圧縮側のみ抵抗するばねを面的に設け、アンカーボルト部には引抜側のみ抵抗するばねを設ける。なお、アンカーボルト位置の境界条件の設定においては、節点位置とアンカーボルト位置が一致しないため、各接点におけるアンカーボルトの分担本数に基づき、集約したばね値を設定する。

解析モデル図を図6.2-2(1)に、アンカーボルトの分担本数の考え方を図6.2-2(2)に示す。

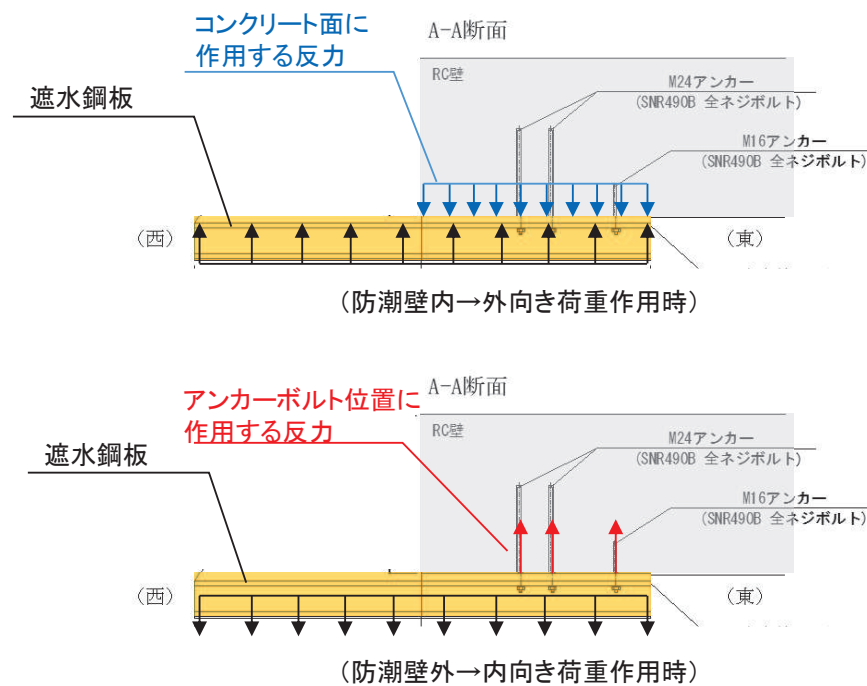
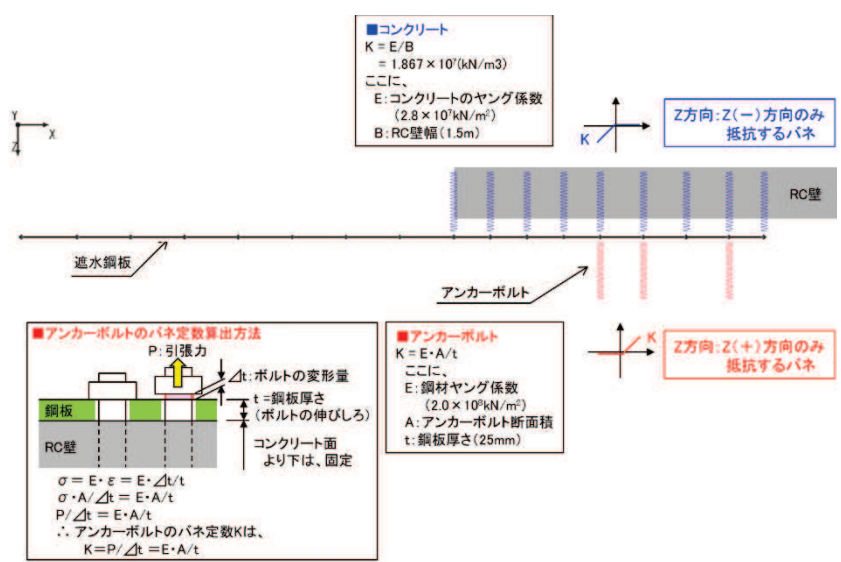
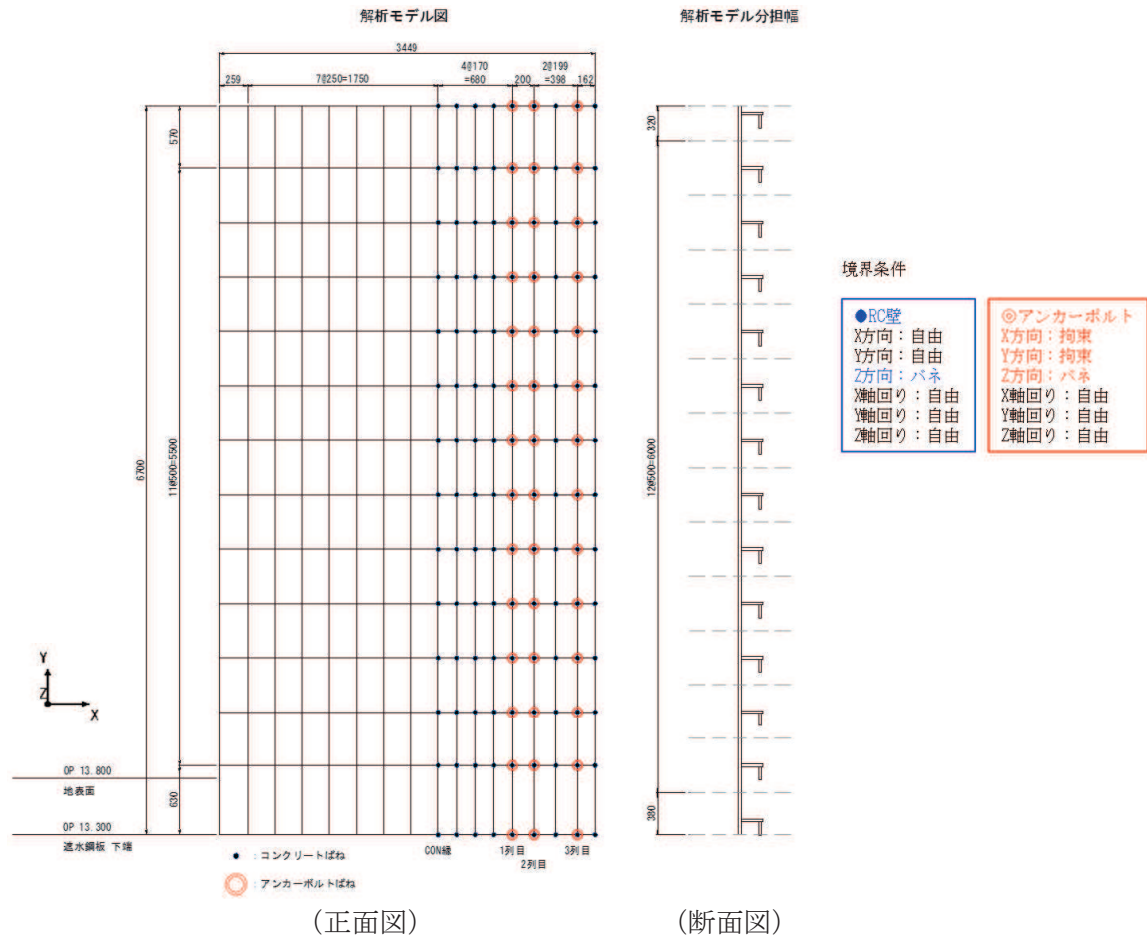
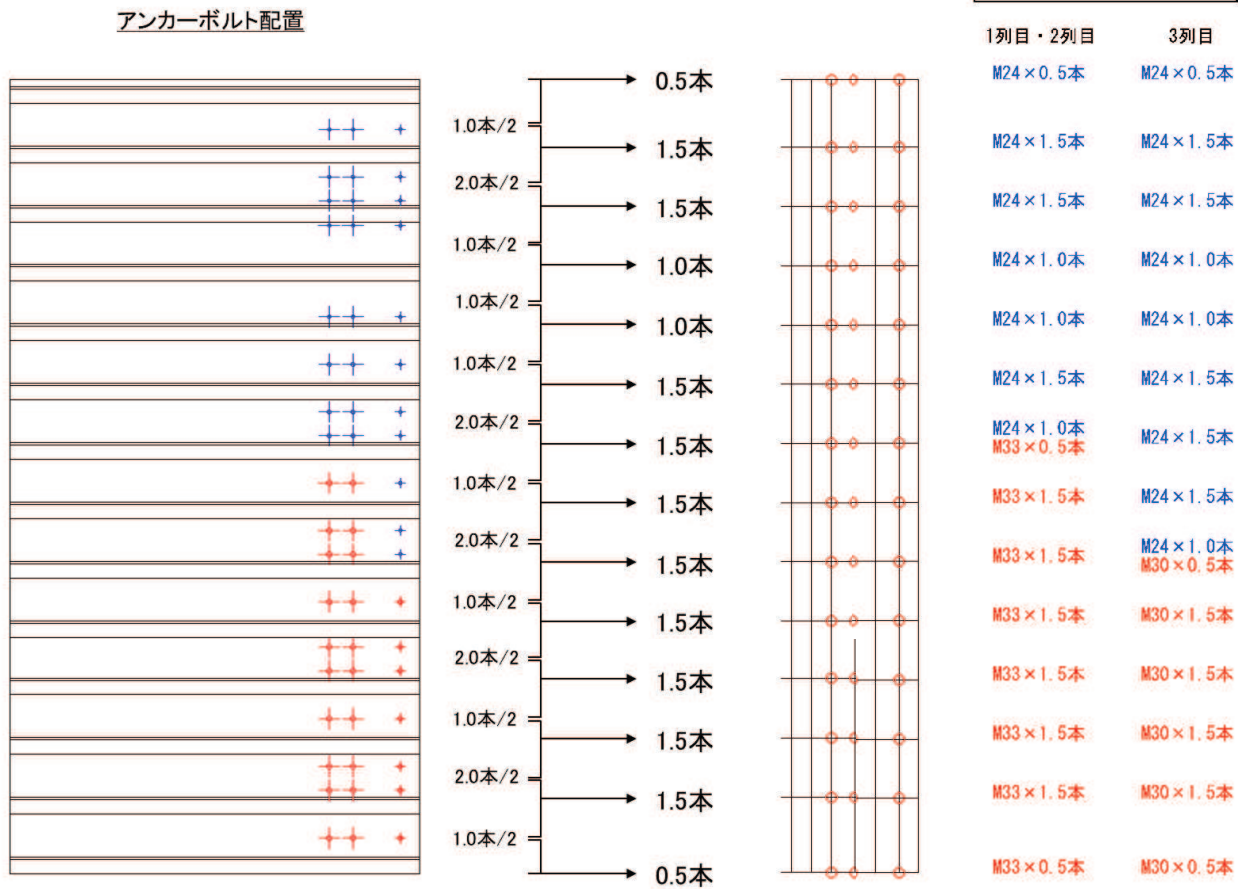


図 6.2-1 遮水鋼板と RC 壁の荷重作用概念図



(平面図：境界条件の概念)

図 6.2-2 遮水鋼板のモデル化
(取り合い部④の例)
6.3.12-62



(正面図)

図 6.2-3 アンカーボルトの分担本数の考え方
(取り合い部④の例)

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.2-1 に、材料の物性値を表 6.2-2 に示す。

表 6.2-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL25mm
RC 壁	鉄筋コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SNR490B	接着式アンカーボルト

表 6.2-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.0	2.80×10^4	0.2
鋼材	SM570, SNR490B	77.0	2.00×10^5	0.3

(3) 許容限界

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 6.2-3 に示す短期許容応力度とする。

表 6.2-3 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度*2 (N/mm^2)
SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	217

注記*1: 鋼板は「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に示される, 圧縮応力を受ける板であることから, 局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し, 許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する (詳細を以下に示す)。

*2: 短期許容応力度は, 鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図6.2-4に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し、その有効幅単位で照査を行う。

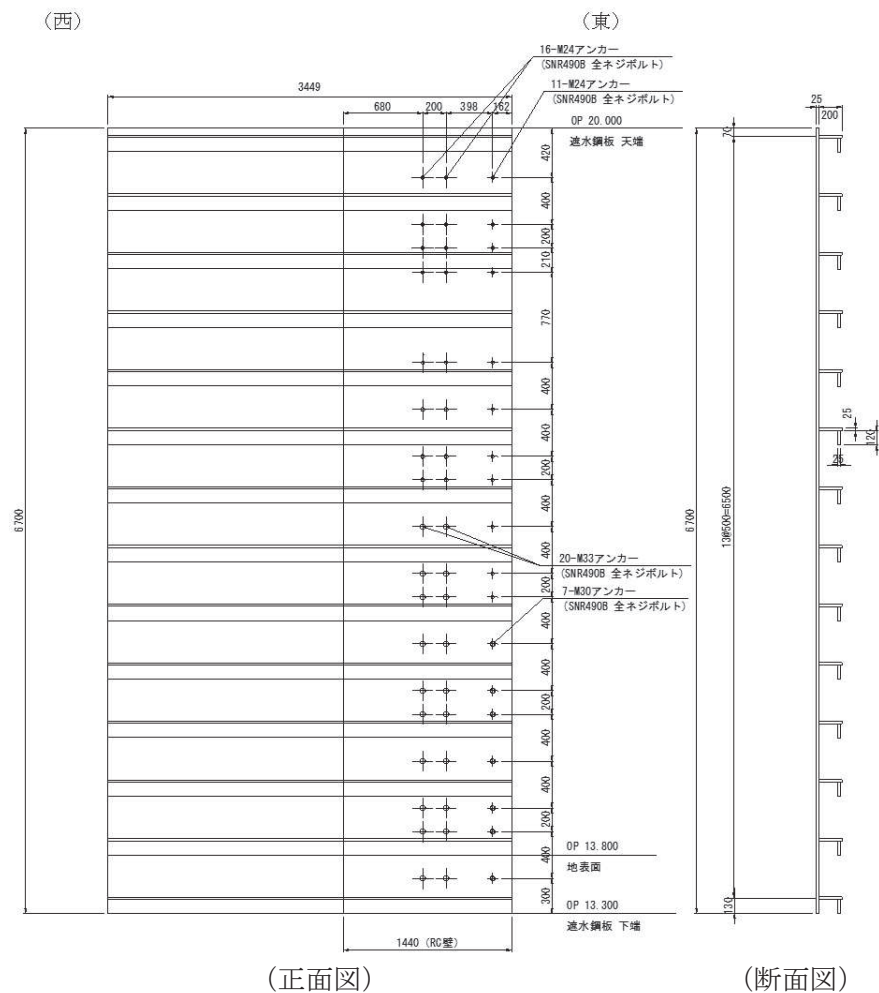


図6.2-4 鋼板の構造図
(取り合い部④の例)

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 6.2-3 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に N, My, Mz ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)

N_1 : 鋼製パネルの軸力 (kN)

A_1 : 鋼製パネルの有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

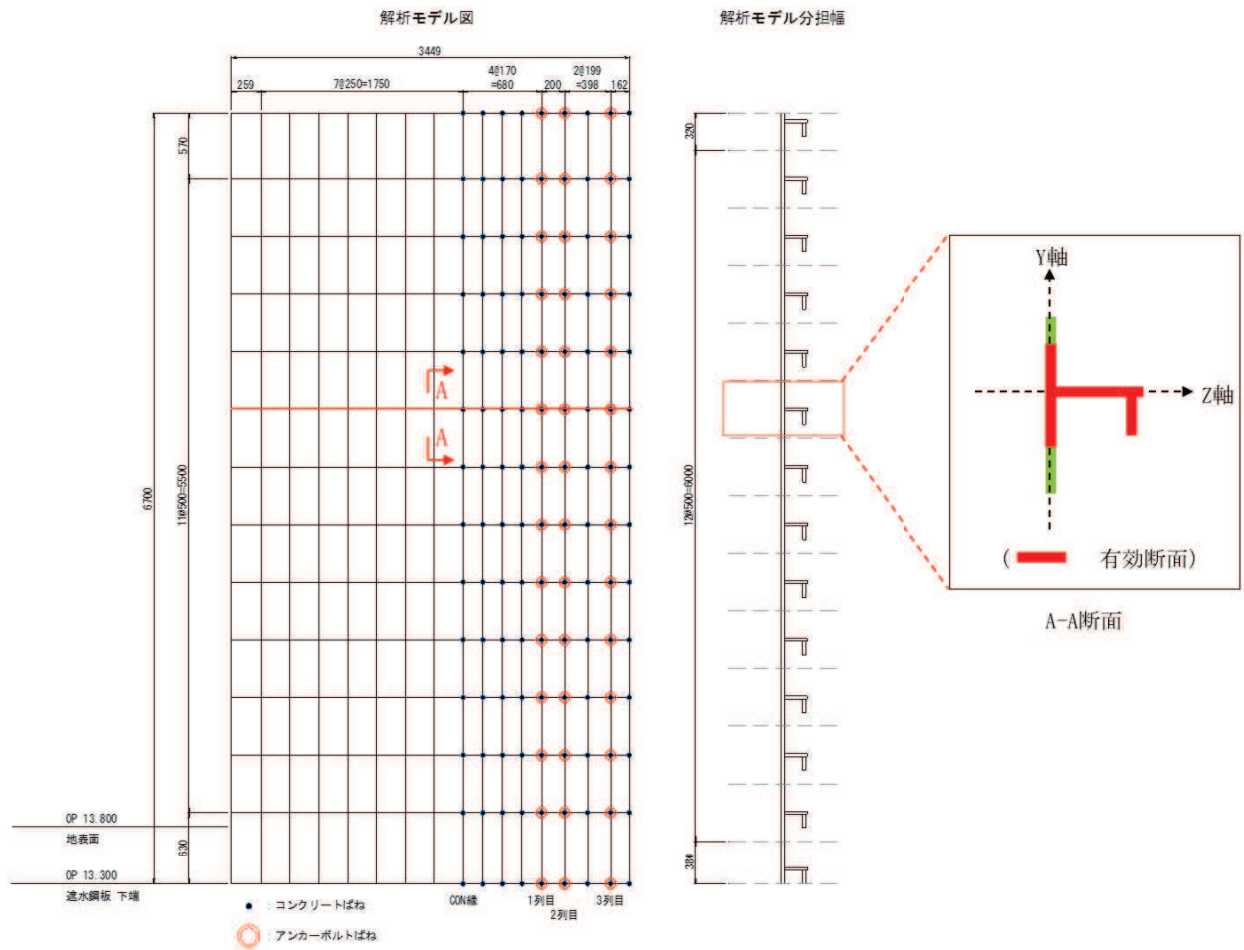


図 6.2-3 鋼製パネル断面形状

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

τ_1 : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 遮水鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm²)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.3 アンカーボルト

(1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.3-1 に示す。

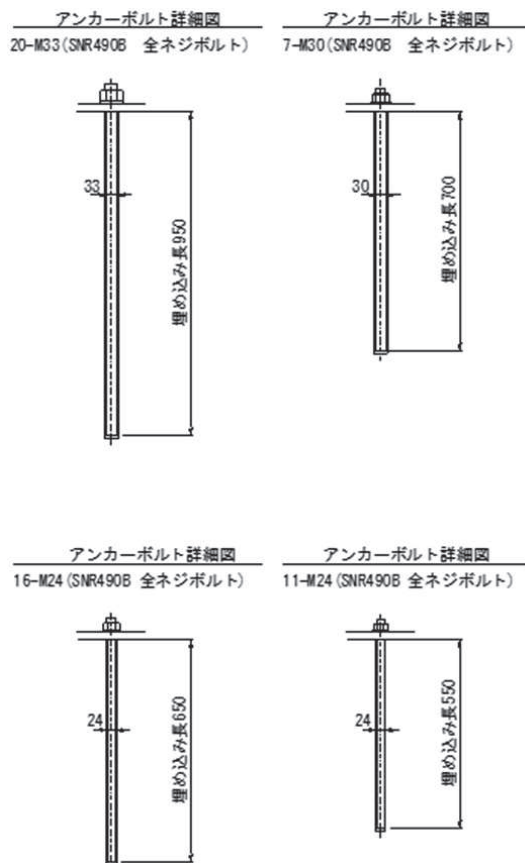


図 6.3-1 アンカーボルトの構造図
(取り合い部④の例)

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト

(3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容応力算出結果を表 6.3-2 に示す。

表 6.3-2(1) アンカーボルトの許容限界算出結果(取り合い部② 地震時)

評価部位	許容荷重		
	引張 ^{*1, 2} (N)	せん断 ^{*1, 2} (N)	合成応力 ^{*1} (-)
アンカーボルト	1.24×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	1.37×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

表 6.3-2(2) アンカーボルトの許容限界算出結果(地震時：取り合い部④)

評価部位	許容荷重		
	引張 ^{*1, 2} (N)	せん断 ^{*1, 2} (N)	合成応力 ^{*1} (-)
アンカーボルト	1.24×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	2.55×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

- 注記 *1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。
- *2：接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。
- *3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

表 6.3-2(3) アンカーボルトの許容限界算出結果(取り合い部② 重畳時)

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	1.24×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	0.97×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

表 6.3-2(4) アンカーボルトの許容限界算出結果(重畳時：取り合い部④)

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	2.47×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	1.74×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

- 注記 *1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。
- *2：接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。
- *3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{pa} \times s_c a$$

$$\sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 6.3-3 に示す。

表 6.3-3(1) アンカーボルトの許容引張力の計算諸元(地震時)

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{pa}	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm ²
$s_c a$	ねじの有効断面積	384	mm ²

表 6.3-3(2) アンカーボルトの許容引張力の計算諸元(重畳時)

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{pa}	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm ²
$s_c a$	ねじの有効断面積	761	mm ²

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_{ca}$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 6.3-4 に示す。

表 6.3-4(1) アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元 (地震時)

記号	定義	数値	単位
Q_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{qa}	アンカーボルトの許容せん断応力度	227	N/mm ²
s_{ca}	ねじの有効断面積	384	mm ²

表 6.3-4(2) アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元 (重畳時)

記号	定義	数値	単位
Q_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{qa}	アンカーボルトの許容せん断応力度	227	N/mm ²
s_{ca}	ねじの有効断面積	761	mm ²

(接着系アンカーボルトの付着力)

接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの配置について図 6.3-2 に、アンカーのへりあき面とへりあき寸法を図 6.3-3 に示す。

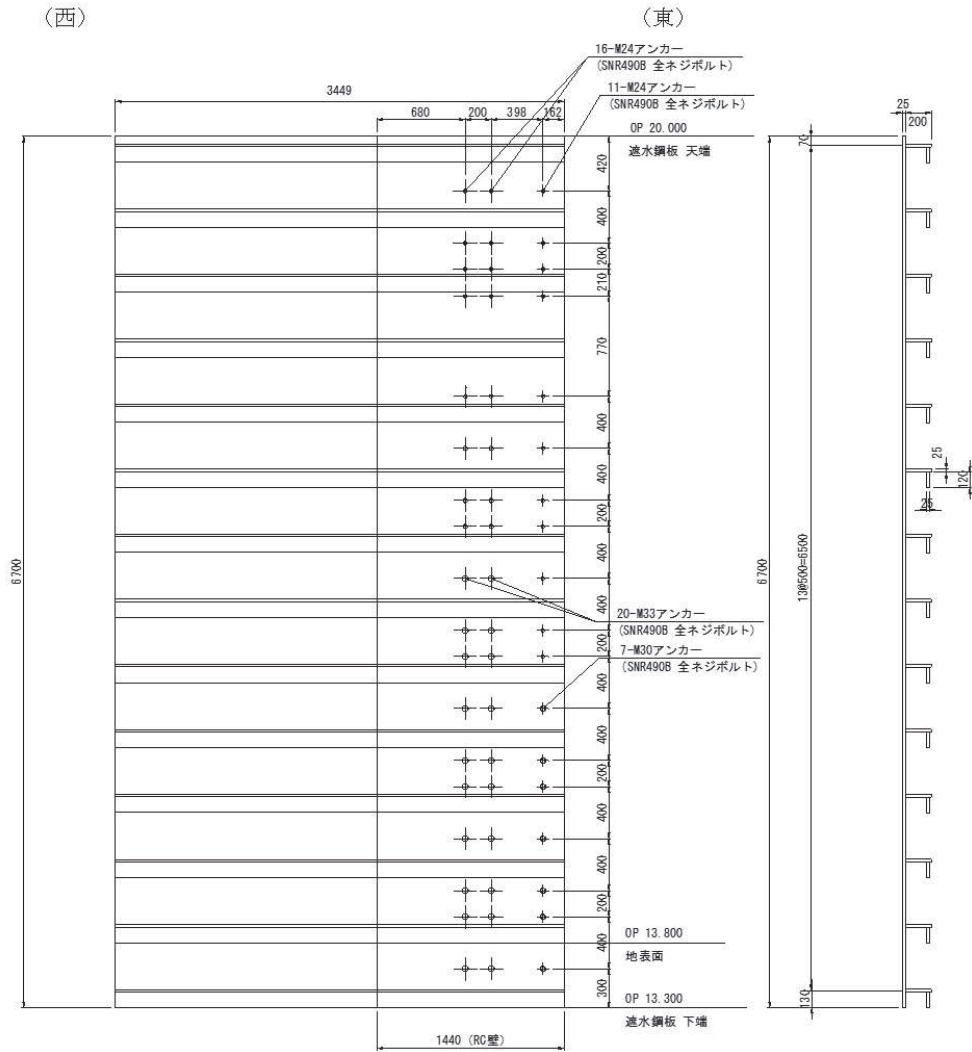


図 6.3-2 アンカーボルトの付着力の計算モデル
(取り合い部④の例)

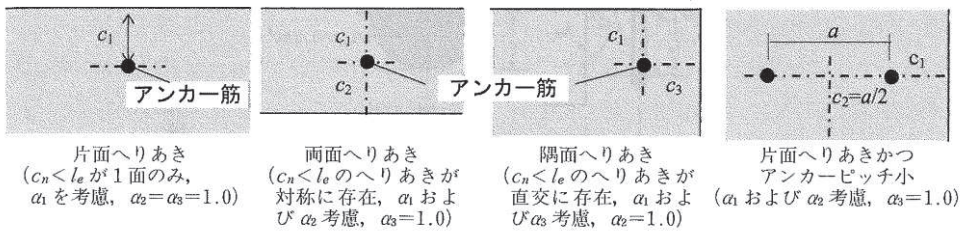
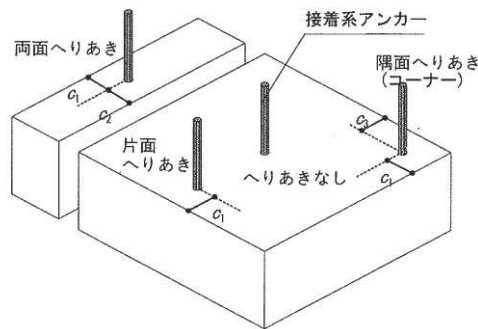
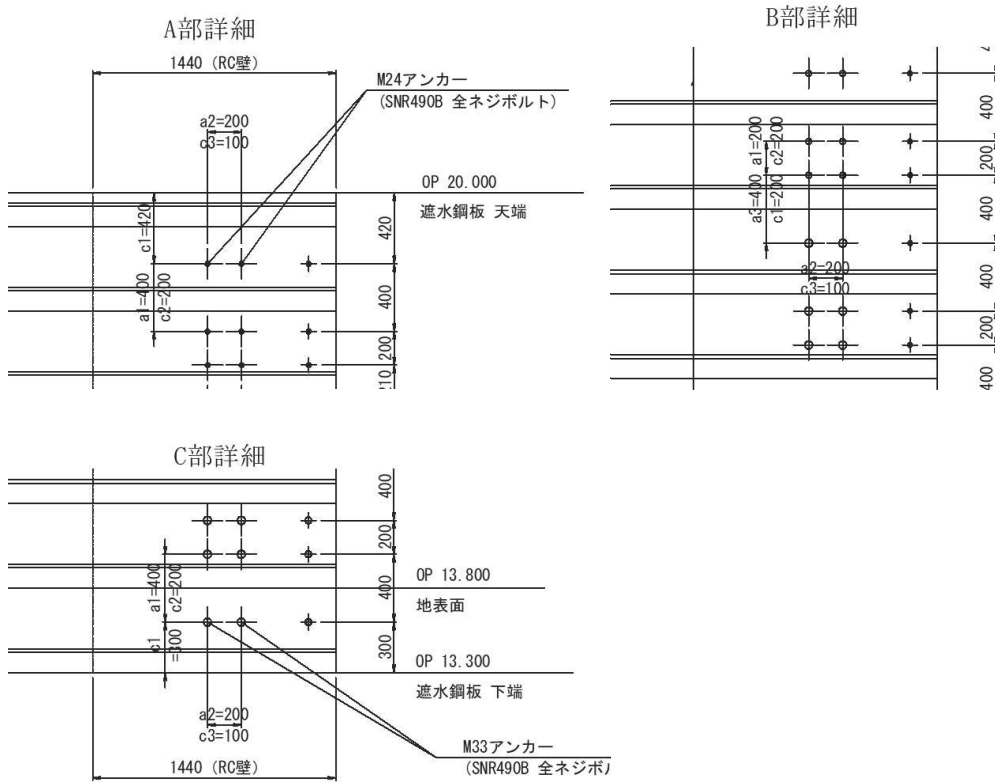


図 6.3-3 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

許容限界は以下により計算を行う。有効埋込み長 l_e と算定用有効埋込み長 l_{ce} の概念図を図 6.3-4 に、各記号の定義及び数値を表 6.3-5 に示す。

$$P_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{C_n}{l_e} \right) + 0.5$$

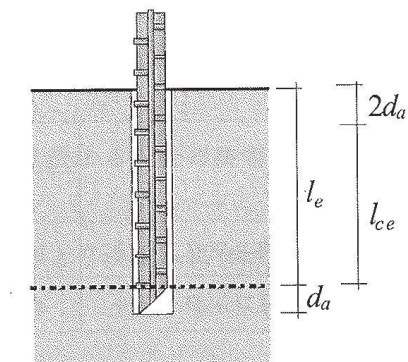


図 6.3-4 有効埋込み長 l_e と算定用有効埋込み長 l_{ce}

表 6.3-5 接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a3}	接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	—	N
ϕ_3	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
τ_a	へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	—	N/mm ²
τ_{bavg}	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であるアンカー接着部の接着剤が注入方式で有機系の場合は $7\sqrt{(f'_{ck}/21)}$ とする	—	N/mm ²
α_n	へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり ($n=1, 2, 3$), もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する	—	—
C_n	へりあき寸法, または, アンカーボルトピッチ α の 1/2 で $C_n = \alpha_n/2$ ($n=1, 2, 3$) とする。もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する ただし, $(C_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は, $(C_n/l_e) = 1.0$, $l_e \geq 10d_a$ の場合は, $l_e = 10d_a$ とする	—	mm
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm ²
d_a	接着系アンカーボルトの径	33	mm
l_{ce}	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ で, $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。	884	mm
l_e	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	950	mm

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。コーン状破壊面の概要について図6.3-5に示す。

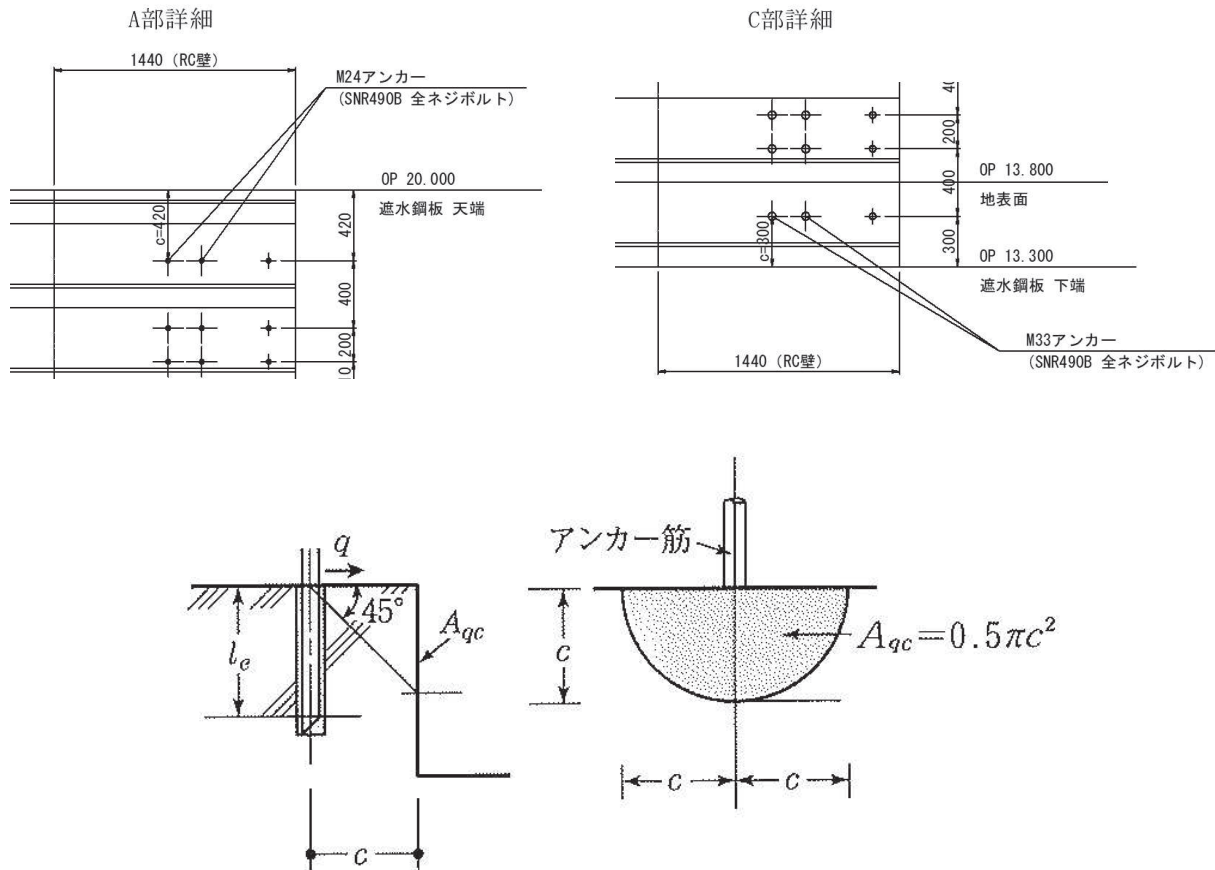


図 6.3-5 コンクリートのコーン状破壊の概要

許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 6.3-6 に示す。

$$Q_{a3} = \phi_3 \times c \sigma_t \times A_{qc}$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f' c k}$$

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2$$

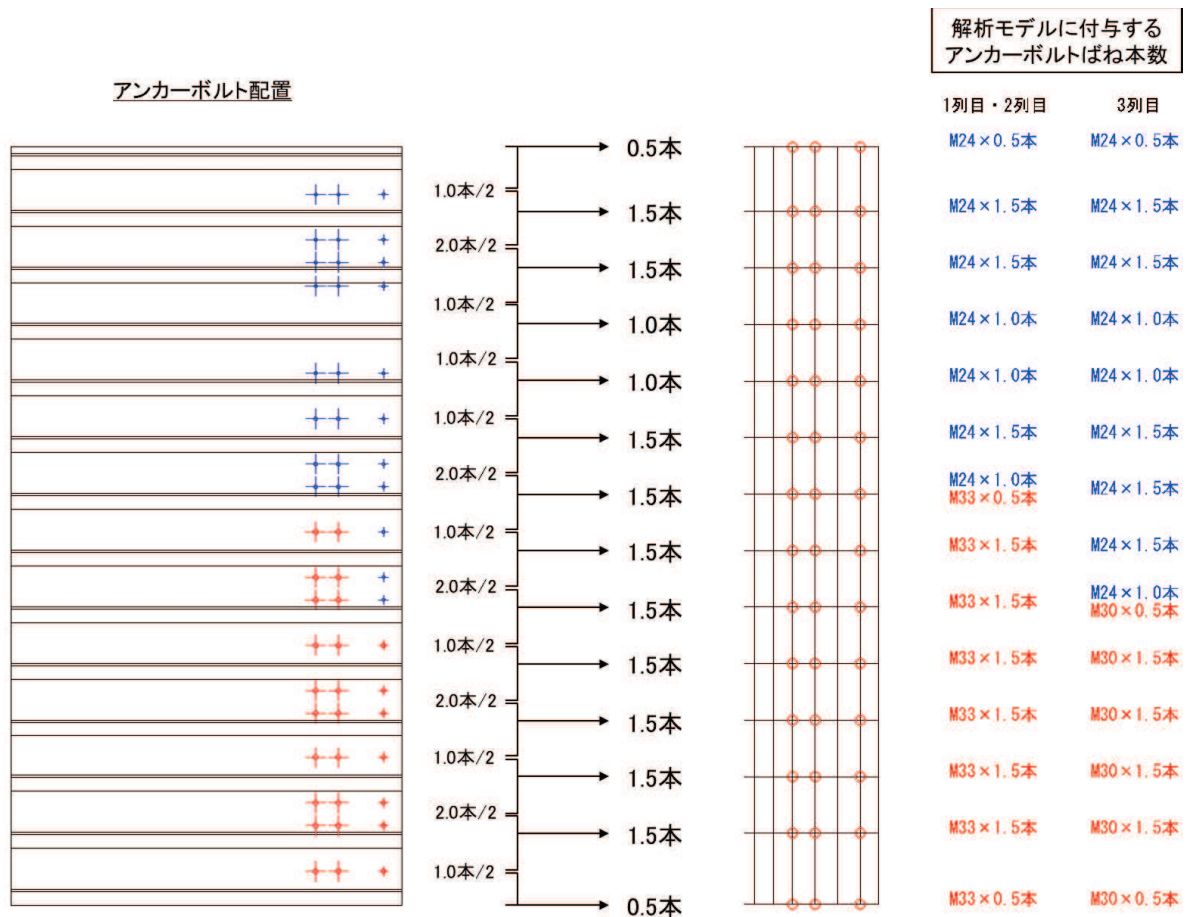
表 6.3-6 コンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
Q_{a3}	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容せん断力	—	N
ϕ_3	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
${}_c\sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm ²
A_{qc}	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	—	mm ²
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm ²
c	アンカーボルトの最小へりあき寸法	300	mm

(4) 評価方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。

アンカーボルト1本当たりの発生荷重は、アンカーボルト位置のばね反力から、分担本数に応じて割り返すことで求める。アンカーボルトの評価方法の概要を図6.3-6に示す。



$$\kappa = \left(\frac{P_1}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_1}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

- P_1 : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)
- Q_1 : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)
- n : 支点条件のアンカーボルトの本数 (本)
- κ : アンカーボルトの合成応力
- P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- Q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 6.3-6 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

7. 評価結果

7.1 評価結果

防潮堤取り合い部のRC壁及び鋼板、アンカーボルトの評価結果を表7.1-1～表7.1-4に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) RC 壁の評価結果（地震時（取り合い部②））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	3. 0	16. 5	0. 19
			σ_s (N/mm ²)	150	294	0. 52
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1. 2	16. 5	0. 08
			σ_s (N/mm ²)	111	294	0. 38
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	390	627	0. 63
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	158	627	0. 26

表 7.1-1(2) RC 壁の評価結果（地震時（取り合い部④））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	3. 0	16. 5	0. 19
			σ_s (N/mm ²)	171	294	0. 59
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1. 2	16. 5	0. 08
			σ_s (N/mm ²)	177	294	0. 61
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	650	1476	0. 45
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	262	1476	0. 18

表 7.1-1(3) RC 壁の評価結果（重畳時（取り合い部②））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	5.3	16.5	0.33
			σ_s (N/mm ²)	177	294	0.61
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	3.5	16.5	0.22
			σ_s (N/mm ²)	140	294	0.48
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	544	627	0.87
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	377	627	0.61

表 7.1-1(4) RC 壁の評価結果（重畳時（取り合い部④））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1.8	16.5	0.11
			σ_s (N/mm ²)	201	294	0.69
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1.0	16.5	0.07
			σ_s (N/mm ²)	204	294	0.70
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	918	3018	0.31
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	638	3018	0.22

表 7.1-2(1) RC 壁 (ジベル筋) の評価結果 (評価用断面力)

せん断方向	検討ケース		鉛直せん断力 (kN)	ずれせん断力 (kN)	合計 (kN)	
X 方向	地震時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$N_x - N_{xy} $	958	3314	4272
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$N_x - N_{xy} $	1368	1342	2710
	重畳時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$N_x - N_{xy} $	958	5723	<u>6681</u>
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$N_x - N_{xy} $	1368	3446	4814
Y 方向	地震時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$N_y - N_{xy} $	436	490	926
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$N_y - N_{xy} $	622	201	823
	重畳時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$N_y - N_{xy} $	436	757	1193
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$N_y - N_{xy} $	622	474	1096

表 7.1-2(2) RC 壁 (ジベル筋) の評価結果 (照査)

検討ケース		鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
重畳時	1. 0H+0. 4V (下向き)	D25@400×400	6681	12513	0. 54

表 7.1-3 RC 壁 (背面補強工定着部) の評価結果 (地震時)

評価部位	応力成分	降伏 (a)	付着力 (b)	照査 (a < b)
アンカーボルト	引張力 (kN)	330	353	OK

表 7.1-4(1) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（地震時（取り合い部②））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	111	382	0.30
	せん断応力度 (N/mm ²)	10	217	0.05
	合成応力度	0.09	1.20	0.08
アンカーボルト	引張力 (N)	8.30×10^4	1.24×10^5	0.67
	せん断力 (N)	1.40×10^4	8.70×10^4	0.17
	合成力	0.47	1.00	0.47
アンカーボルト (付着力)	引張力 (N)	8.30×10^4	1.37×10^5	0.61
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	1.40×10^4	1.60×10^5	0.09

表 7.1-4(2) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（地震時（取り合い部④））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	382	0.41
	せん断応力度 (N/mm ²)	18	217	0.09
	合成応力度	0.17	1.2	0.15
アンカーボルト	引張力 (N)	1.45×10^5	2.47×10^5	0.59
	せん断力 (N)	5.30×10^4	8.70×10^4	0.61
	合成力	0.46	1.0	0.46
アンカーボルト (付着力)	引張力 (N)	1.45×10^5	2.55×10^5	0.57
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	5.70×10^4	1.60×10^5	0.36

表 7.1-4(3) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（重畳時（取り合い部②））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	111	382	0.30
	せん断応力度 (N/mm ²)	23	217	0.11
	合成応力度	0.09	1.20	0.08
アンカーボルト	引張力 (N)	5.30×10^4	1.24×10^5	0.43
	せん断力 (N)	1.40×10^4	8.70×10^4	0.17
	合成力	0.20	1.00	0.20
アンカーボルト (付着力)	引張力 (N)	4.00×10^4	9.70×10^4	0.42
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	1.40×10^4	1.60×10^5	0.09

表 7.1-4(4) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（重畳時（取り合い部④））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	382	0.41
	せん断応力度 (N/mm ²)	46	217	0.22
	合成応力度	0.17	1.20	0.15
アンカーボルト	引張力 (N)	1.59×10^5	2.47×10^5	0.65
	せん断力 (N)	5.30×10^4	8.70×10^4	0.61
	合成力	0.47	1.0	0.47
アンカーボルト (付着力)	引張力 (N)	1.15×10^5	1.74×10^5	0.67
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	5.70×10^4	1.60×10^5	0.36

7.2 断面力図等

(1) RC壁（張り出し部②）

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図7.2-1～図7.2-4に示す。

1) 地震時（1.0H+0.4V）

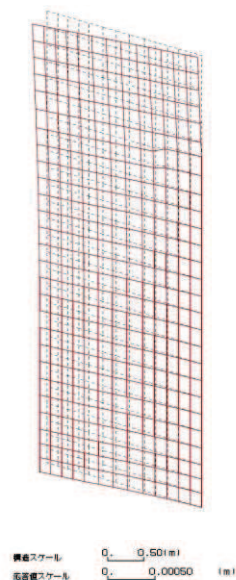


図 7.2-1(1) 変形図

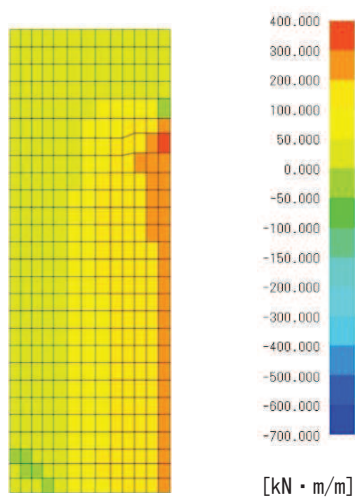


図 7.2-1(2) M_x 図

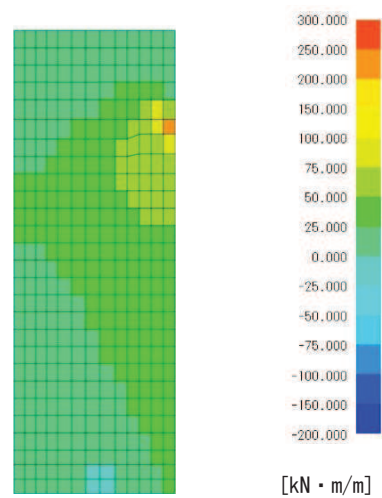


図 7.2-1(3) M_y 図

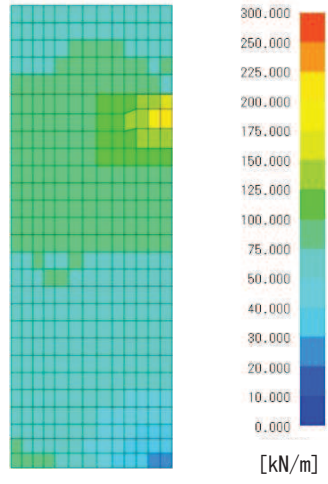


图 7.2-1 (4) N_x

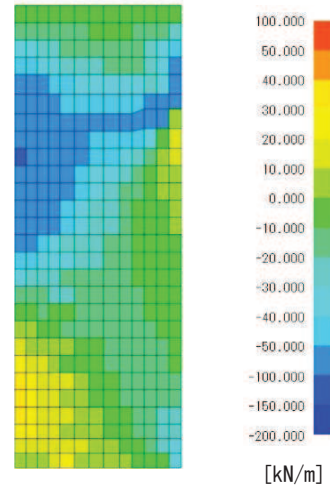


图 7.1-1 (5) N_y

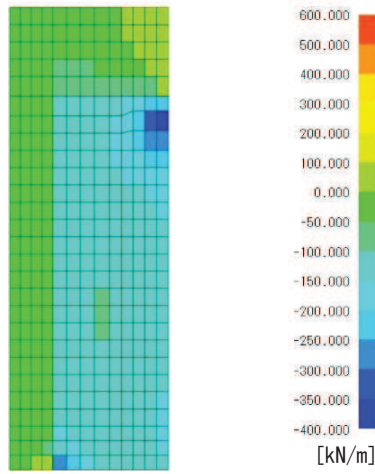


图 7.2-1 (6) Q_x

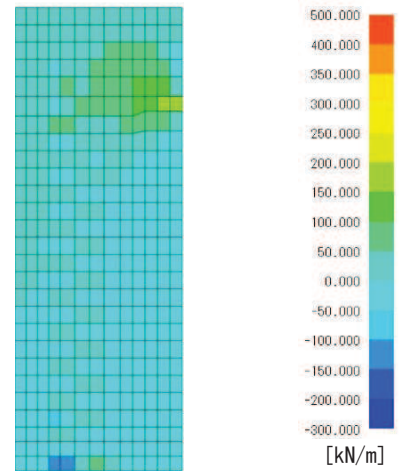


图 7.2-1 (7) Q_y

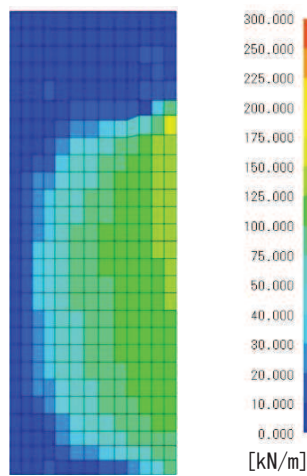


图 7.2-1 (8) N_{xy}

2)地震時 (0.4H+1.0V)

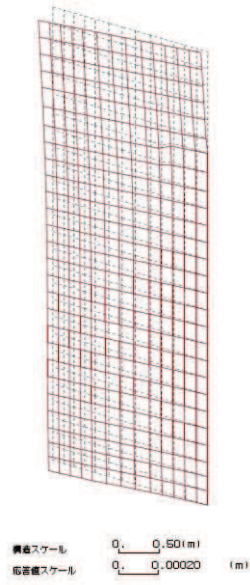


図 7.2-2 (1) 変形図

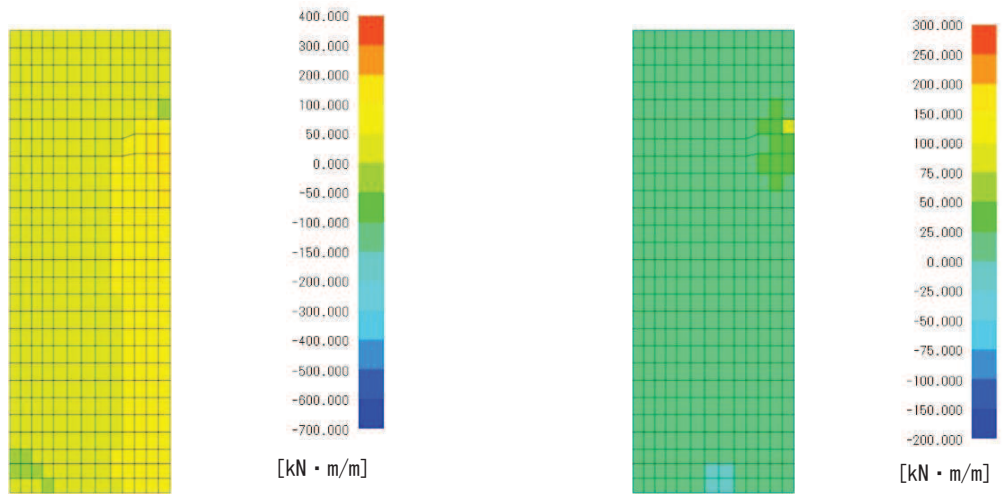


図 7.2-2 (2) Mx 図

図 7.2-2 (3) My 図

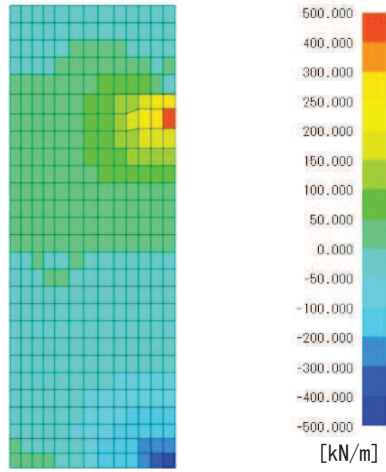


图 7.2-2 (4) N_x 图

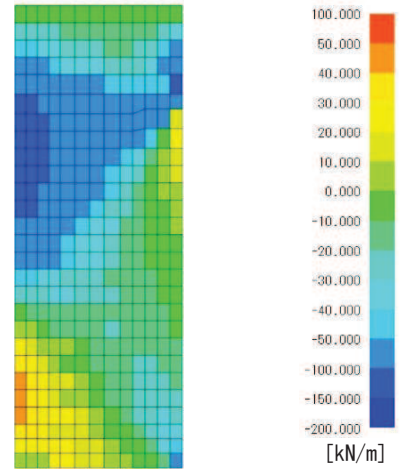


图 7.2-2 (5) N_y 图

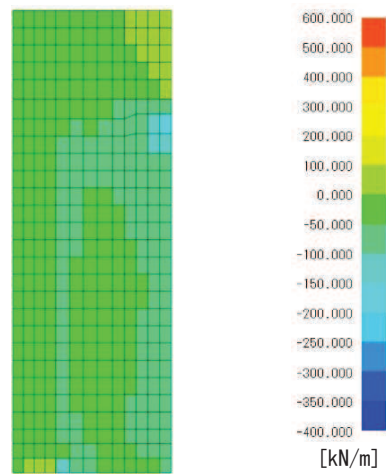


图 7.2-2 (6) Q_x 图

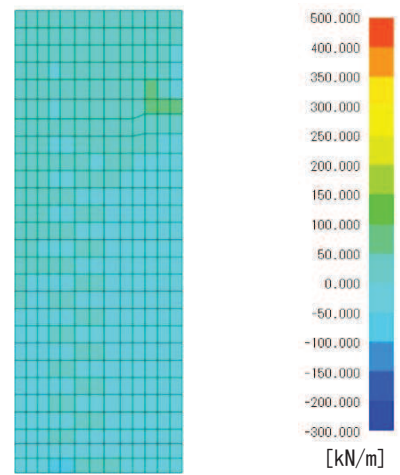


图 7.2-2 (7) Q_y 图

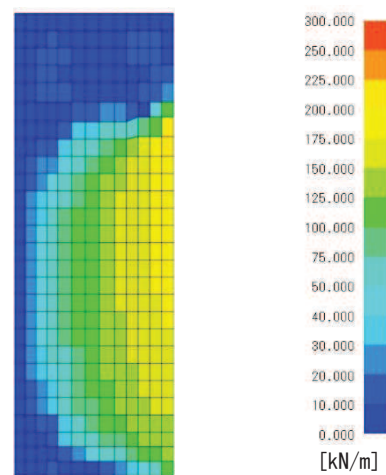


图 7.2-2 (6) N_{xy} 图

3) 重畳時 (1.0H+0.4V)

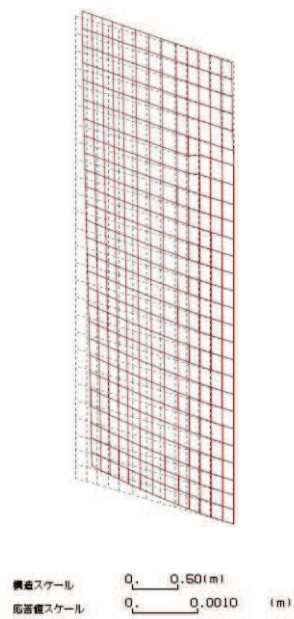


図 7.2-3 (1) 変形図

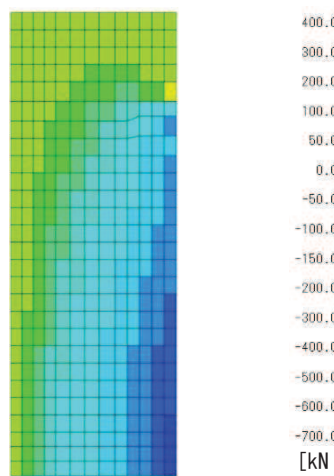


図 7.2-3 (2) M_x 図

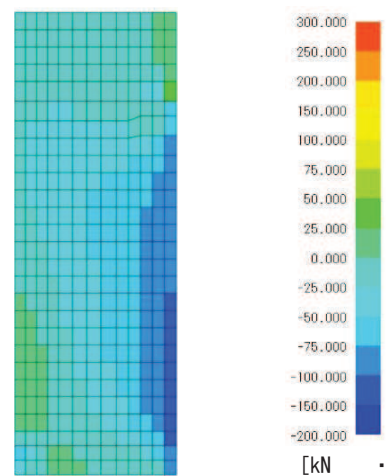


図 7.2-3 (3) M_y 図

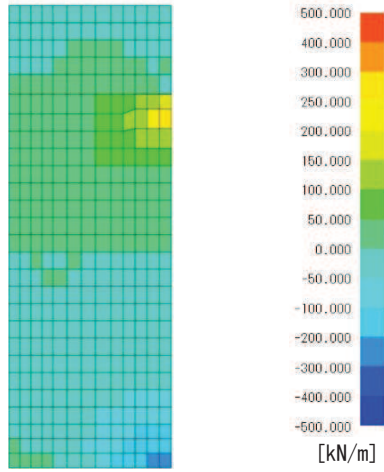


图 7.2-3 (4) N_x 图

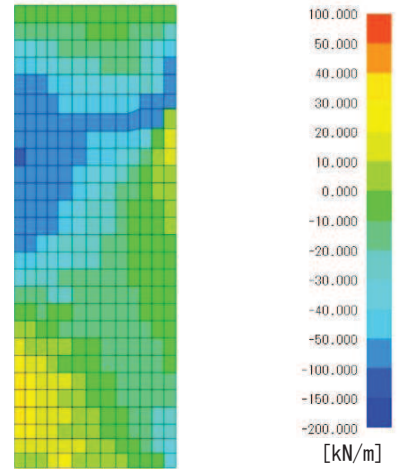


图 7.2-3 (5) N_y 图

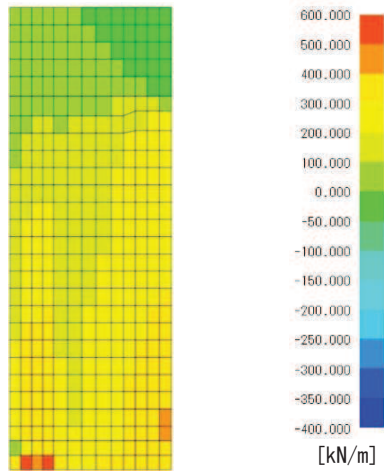


图 7.2-3 (6) Q_x 图

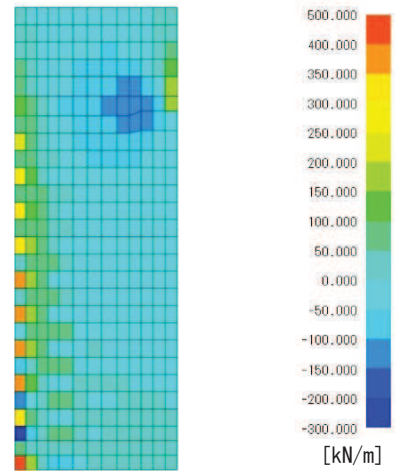


图 7.2-3 (7) Q_y 图

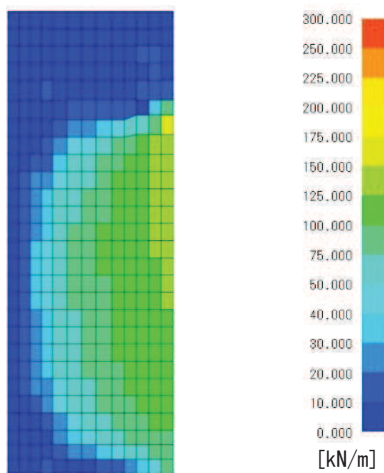


图 7.2-3 (8) N_{xy} 图

4) 重畳時 (0.4H+1.0V)

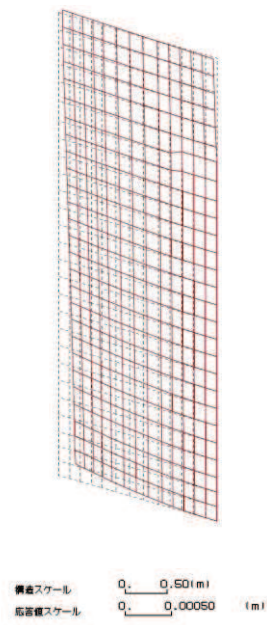


図 7.2-4 (1) 変形図

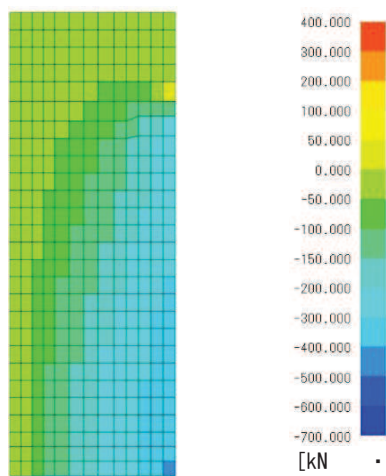


図 7.2-4 (2) M_x 図

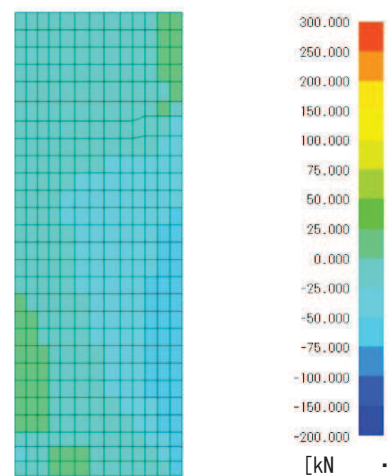


図 7.2-4 (3) M_y 図

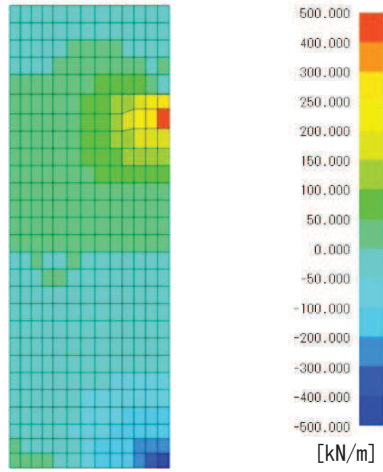


图 7.2-4 (4) N_x 图

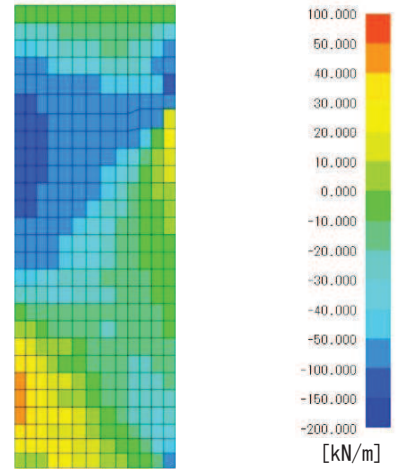


图 7.2-4 (5) N_y 图

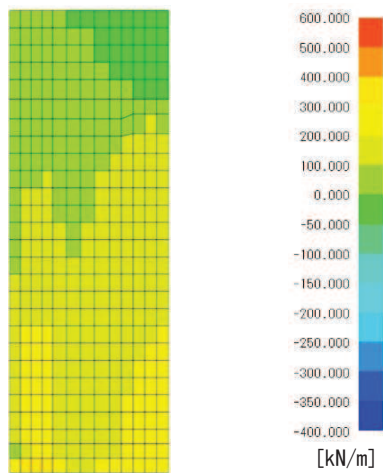


图 7.2-4 (6) Q_x 图

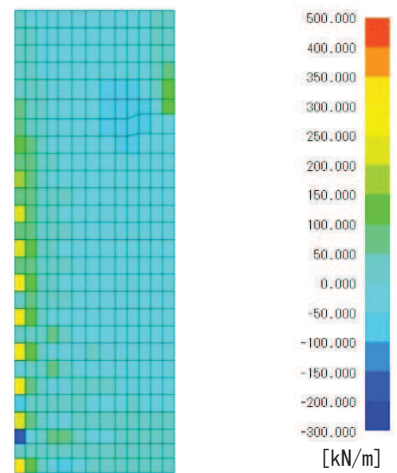


图 7.2-4 (7) Q_y 图

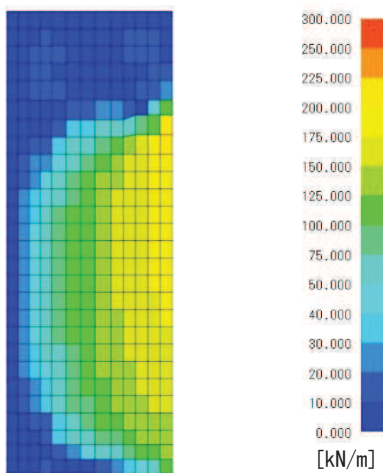


图 7.2-4 (8) N_{xy} 图

(2) 鋼板（張り出し部②）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7.2-5～図7.2-8に示す。

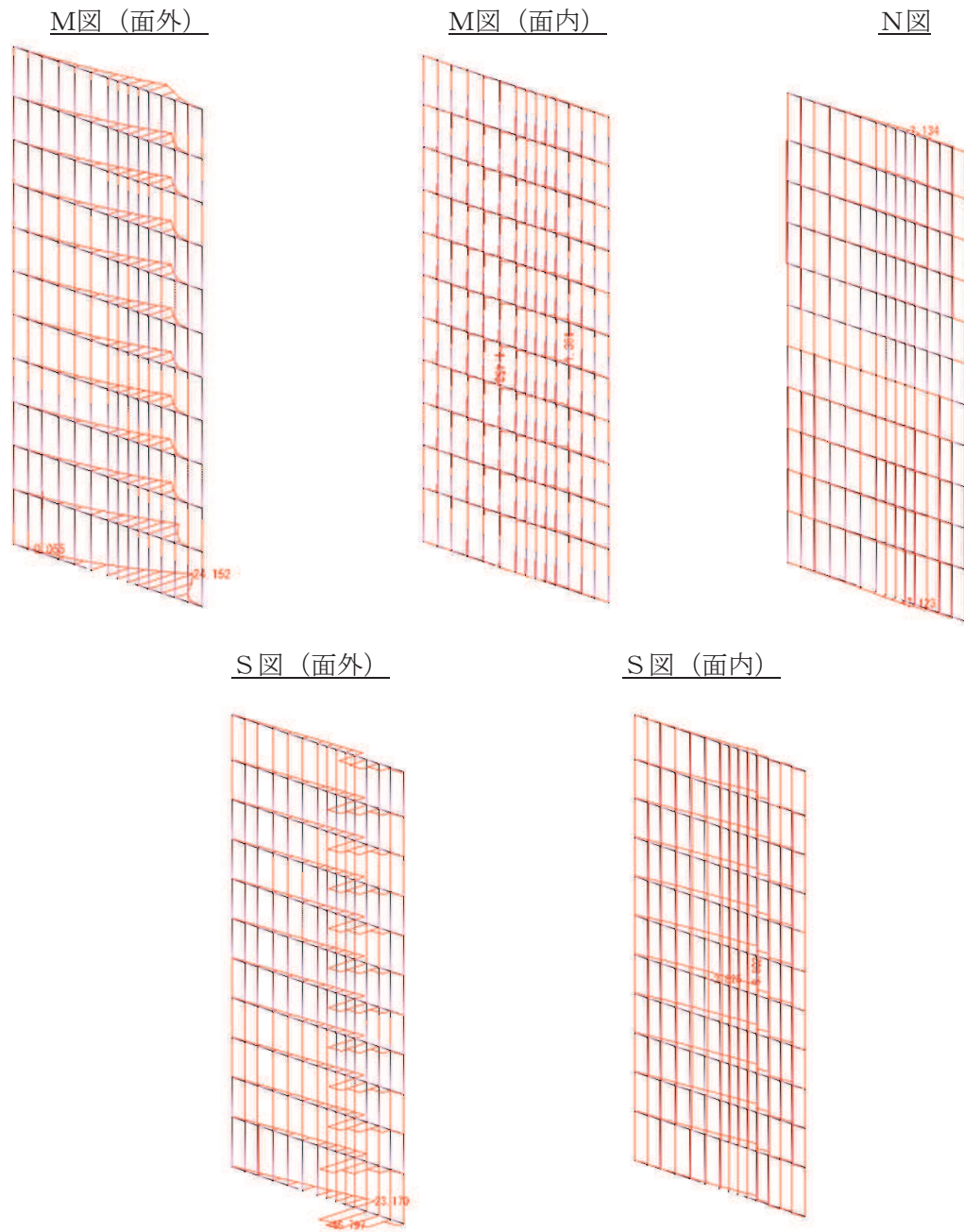


図7.2-5(1) 断面力図（地震時 1.0Ss 水平_-0.4Ss 鉛直）

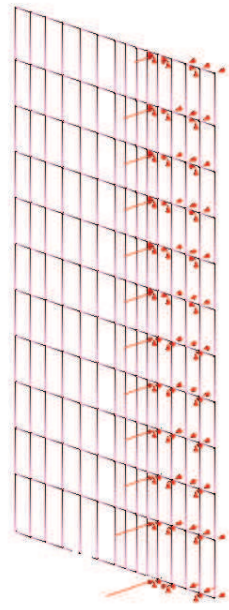


図 7.2-5(2) 反力图 (地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

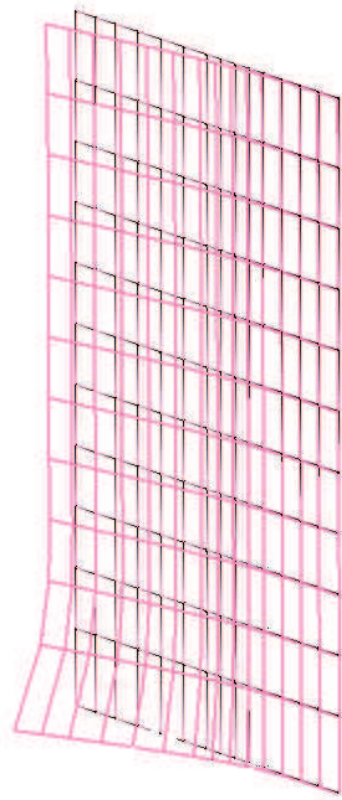
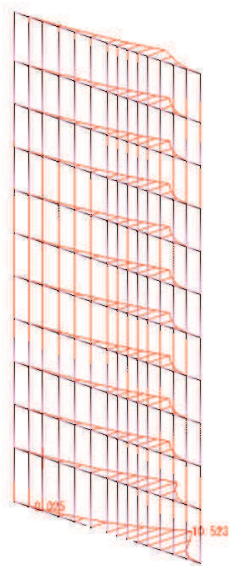
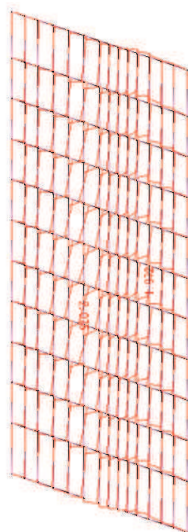


図 7.2-5(3) 変形图 (地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

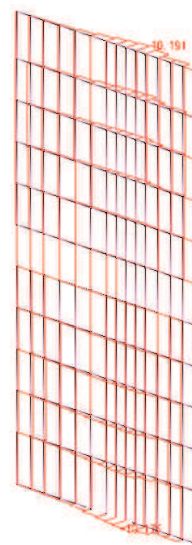
M图 (面外)



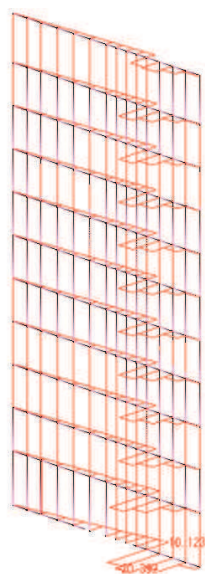
M图 (面内)



N图



S图 (面外)



S图 (面内)

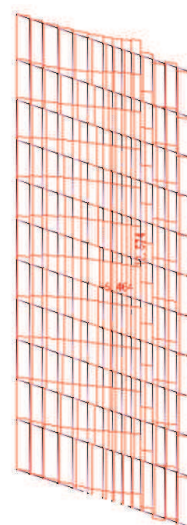


图 7.2-6(1) 断面力图 (地震时 0.4s 水平_1.0s 铅直)

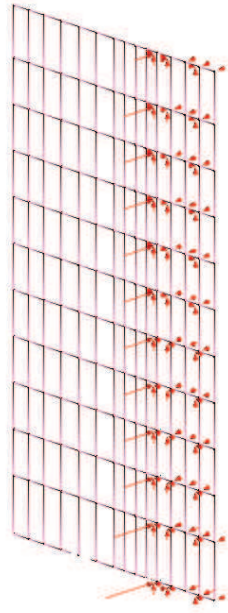


图 7.2-6(2) 反力图 (地震時 0.4Ss 水平_-1.0Ss 鉛直)

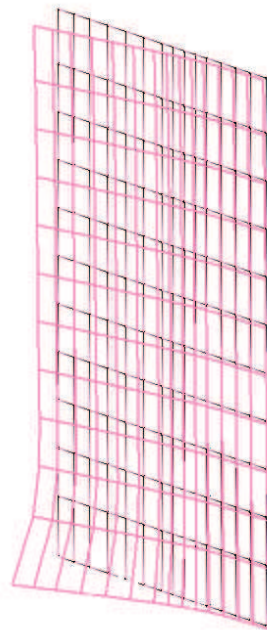
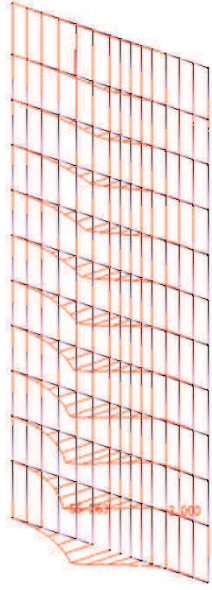
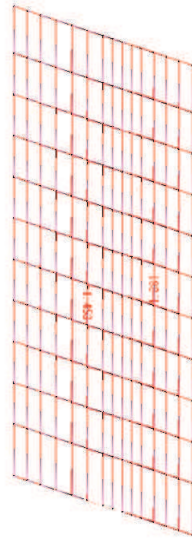


图 7.2-6(3) 變形圖 (地震時 0.4Ss 水平_-1.0Ss 鉛直)

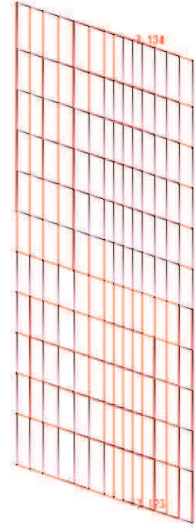
M图 (面外)



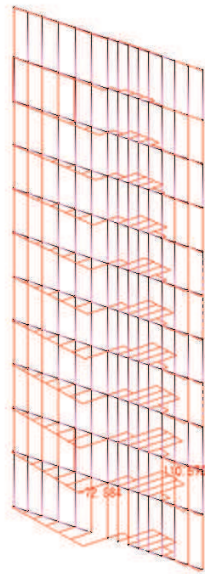
M图 (面内)



N图



S图 (面外)



S图 (面内)



图 7.2-7(1) 断面力图 (重叠时 1.0Sd 水平_0.4Sd 铅直)

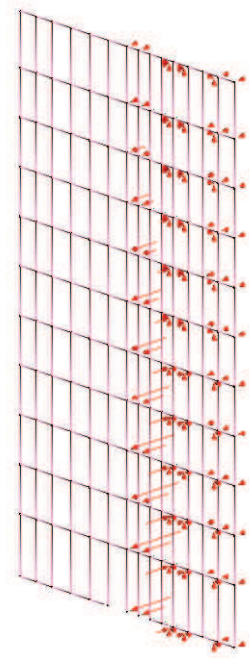


图 7.2-7(2) 反力图 (重叠时 1.0Sd 水平_-0.4Sd 铅直)

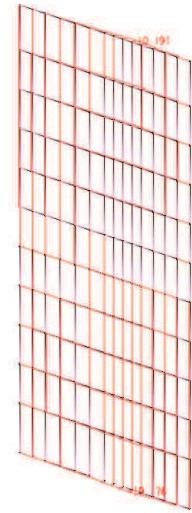
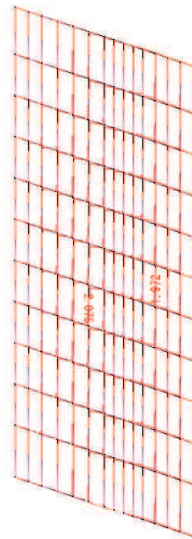
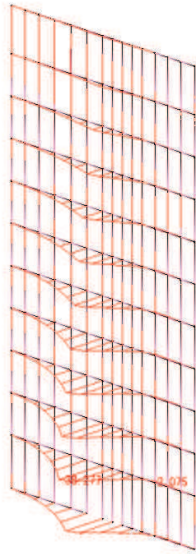


图 7.2-7(3) 变形图 (重叠时 1.0Sd 水平_-0.4Sd 铅直)

M图 (面外)

M图 (面内)

N图



S图 (面外)

S图 (面内)

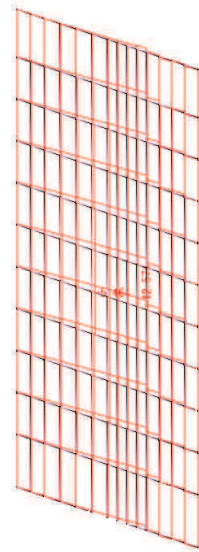


图 7.2-8(1) 断面力图 (重叠时 0.4Sd 水平_1.0Sd 铅直)



图 7.2-8(2) 反力图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直)



图 7.2-8(3) 变形图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直)

(3) RC 壁（張り出し部④）

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図 7.2-9～図 7.2-12 に示す。

1)地震時 (1.0H+0.4V)

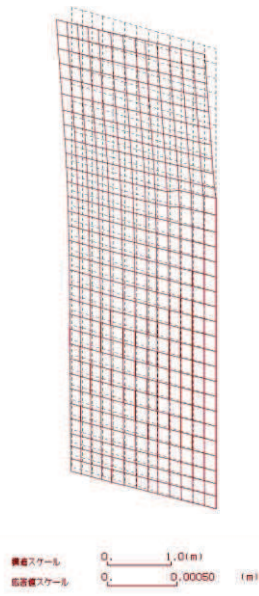
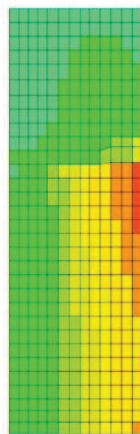
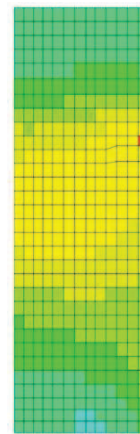


図 7.2-9(1) 変形図



[kN · m/m]

図 7.2-9(2) M_x 図



[kN · m/m]

図 7.2-9(3) M_y 図

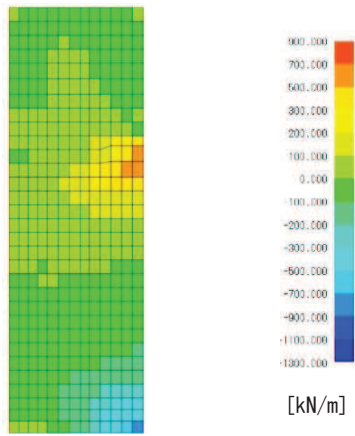


图 7.2-9(4) N_x

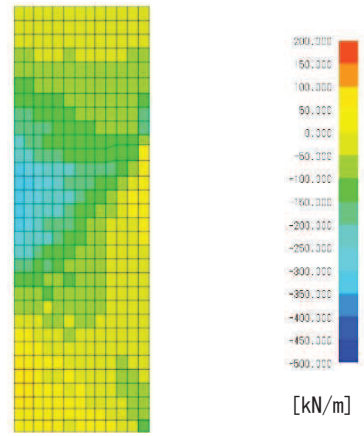


图 7.2-9(5) N_y

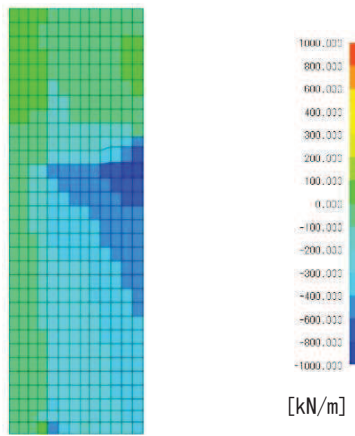


图 7.2-9(6) Q_x

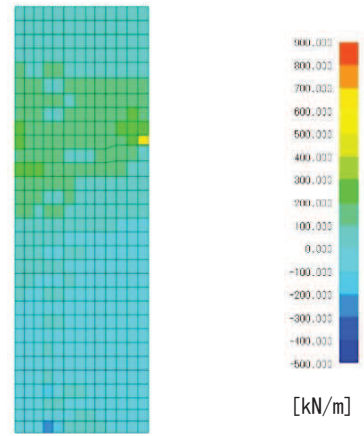


图 7.2-9(7) Q_y

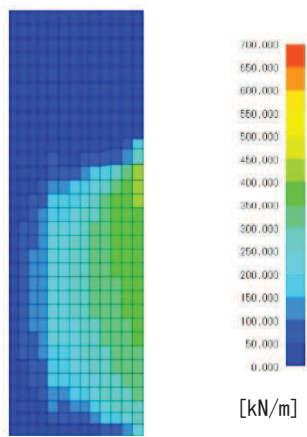


图 7.2-9(8) N_{xy}

2)地震時 (0.4H+1.0V)

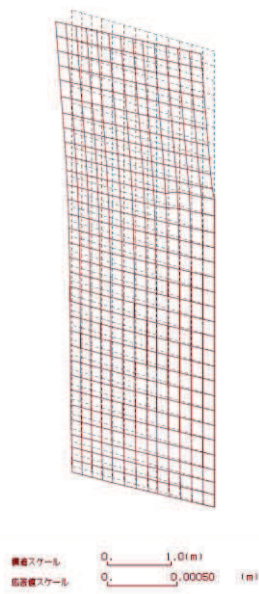


図 7.2-10(1) 変形図

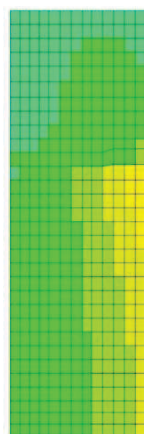


図 7.2-10(2) M_x 図

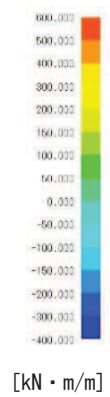
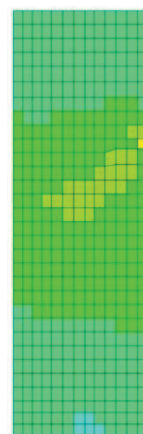


図 7.2-10(3) M_y 図

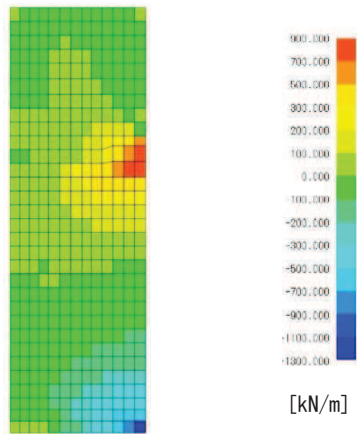


图 7.2-10(4) N_x

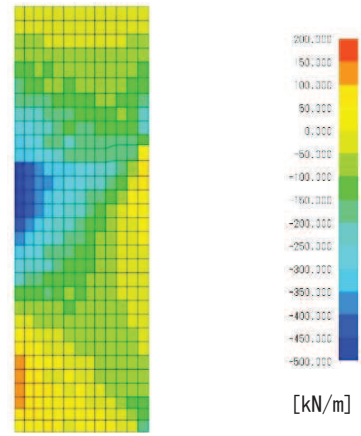


图 7.2-10(5) N_y

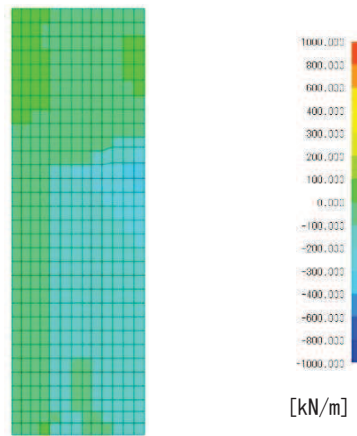


图 7.2-10(6) Q_x

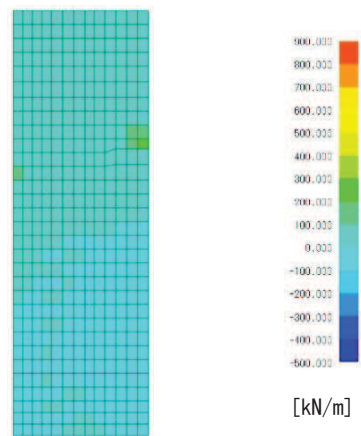


图 7.2-10(7) Q_y

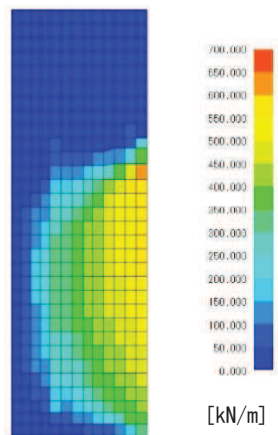


图 7.2-10(8) $N_{x,y}$

3) 重疊時 (1.0H+0.4V)

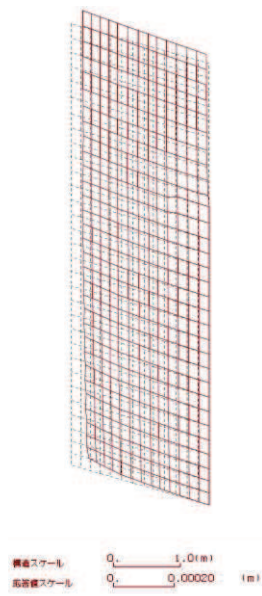


図 7.2-11(1) 変形図

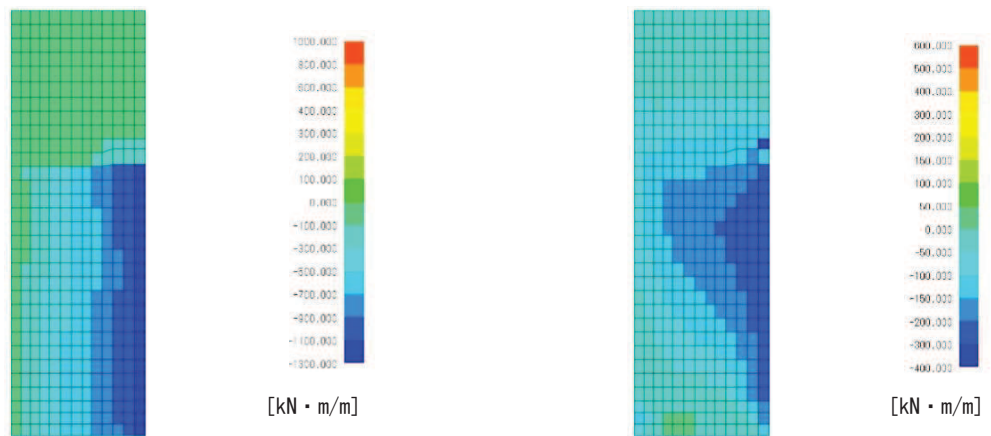


図 7.2-11(2) M_x 図

図 7.2-11(3) M_y 図

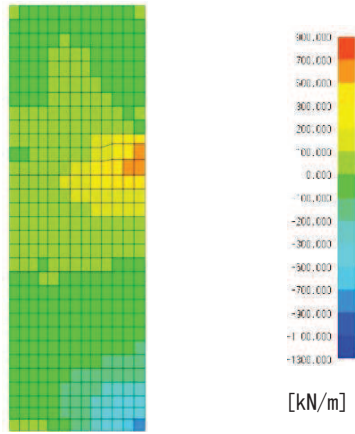


图 7.2-11(4) N_x

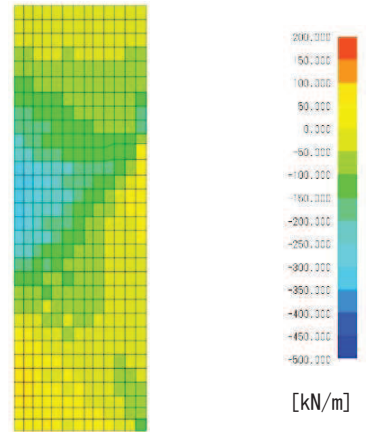


图 7.2-11(5) N_y

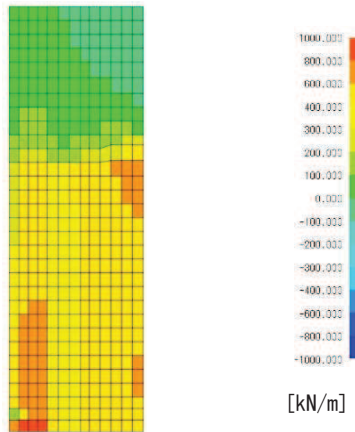


图 7.2-11(6) Q_x

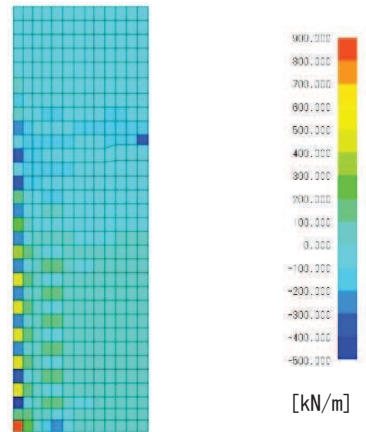


图 7.2-11(7) Q_y

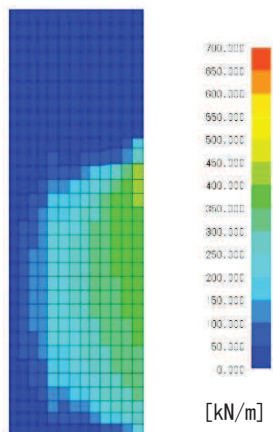


图 7.2-11(8) N_{xy}

4) 重疊時 (0.4H+1.0V)

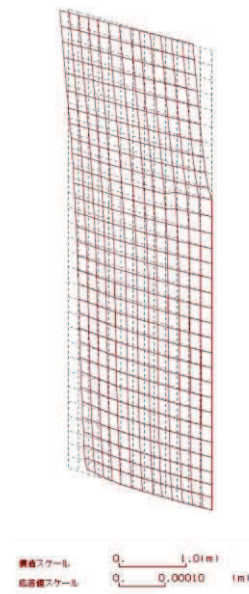


図 7.2-12(1) 変形図

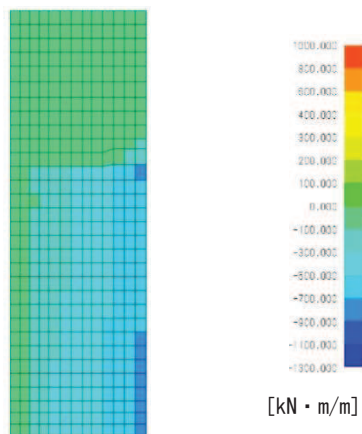


図 7.2-12(2) M_x 図

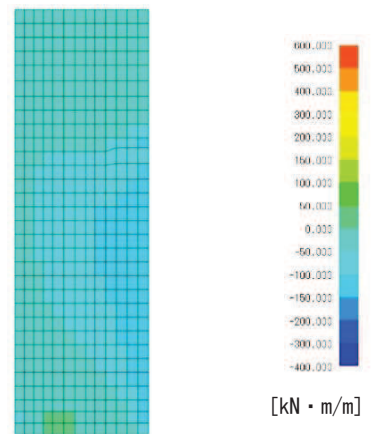


図 7.2-12(3) M_y 図

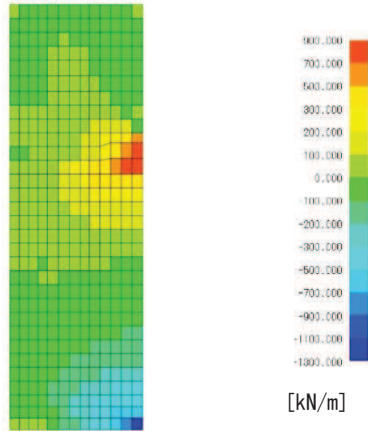


图 7.2-12(4) N_x

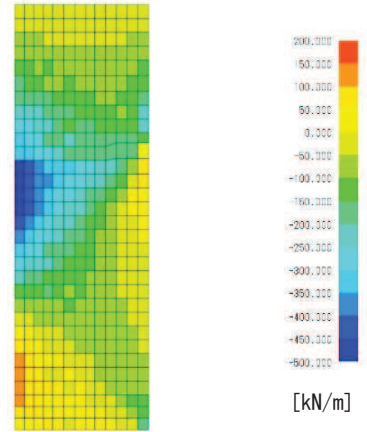


图 7.2-12(5) N_y

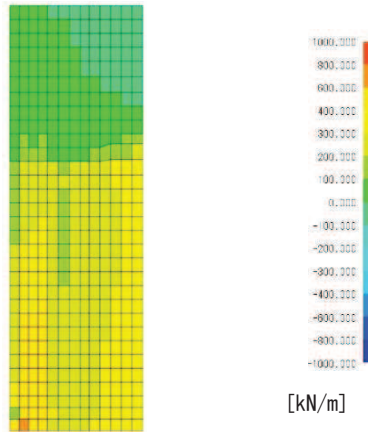


图 7.2-12(6) Q_x

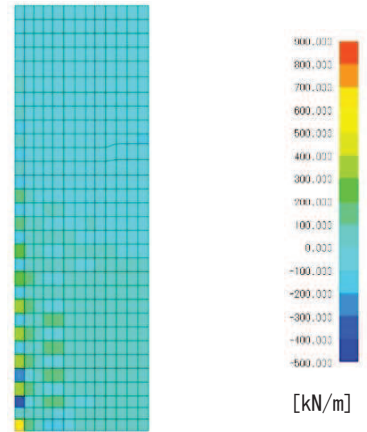


图 7.2-12(7) Q_y

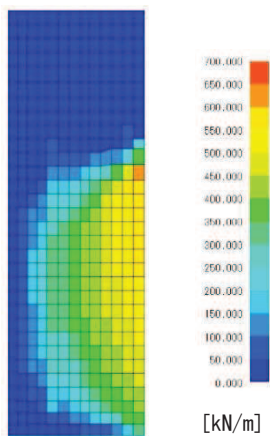


图 7.2-12(8) N_{xy}

(4) 鋼板（張り出し部④）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7.2-13～図7.2-16に示す。

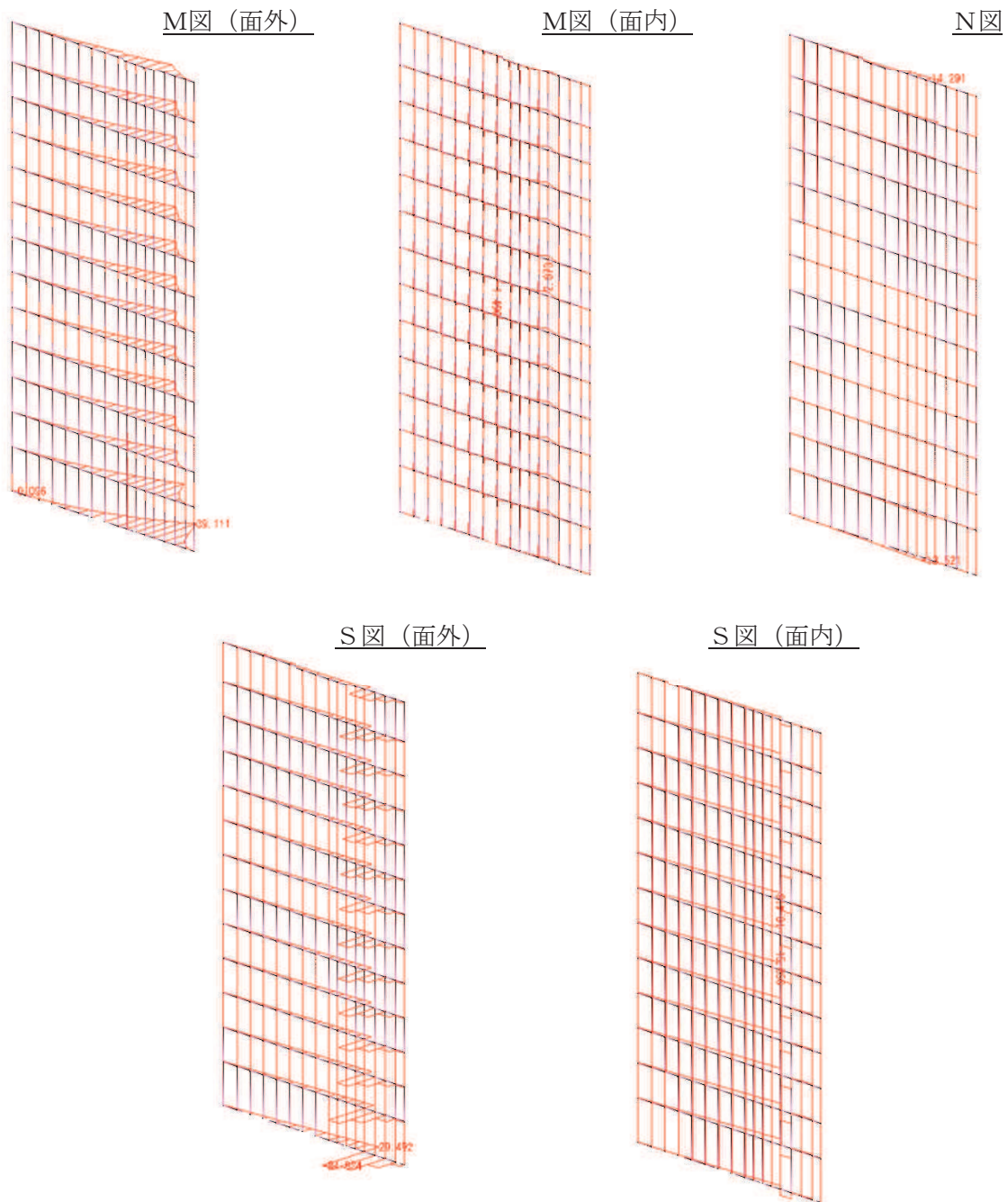


図7.2-13(1) 断面力図（地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直）

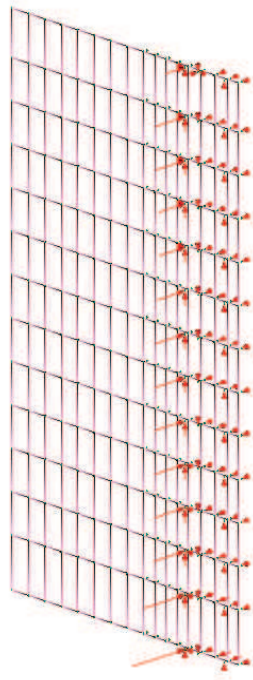


图 7.2-13(2) 反力图 (地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

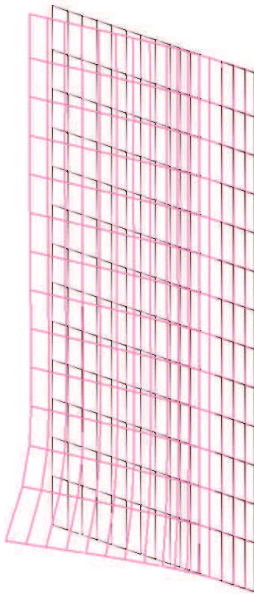


图 7.2-13(3) 变形图 (地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

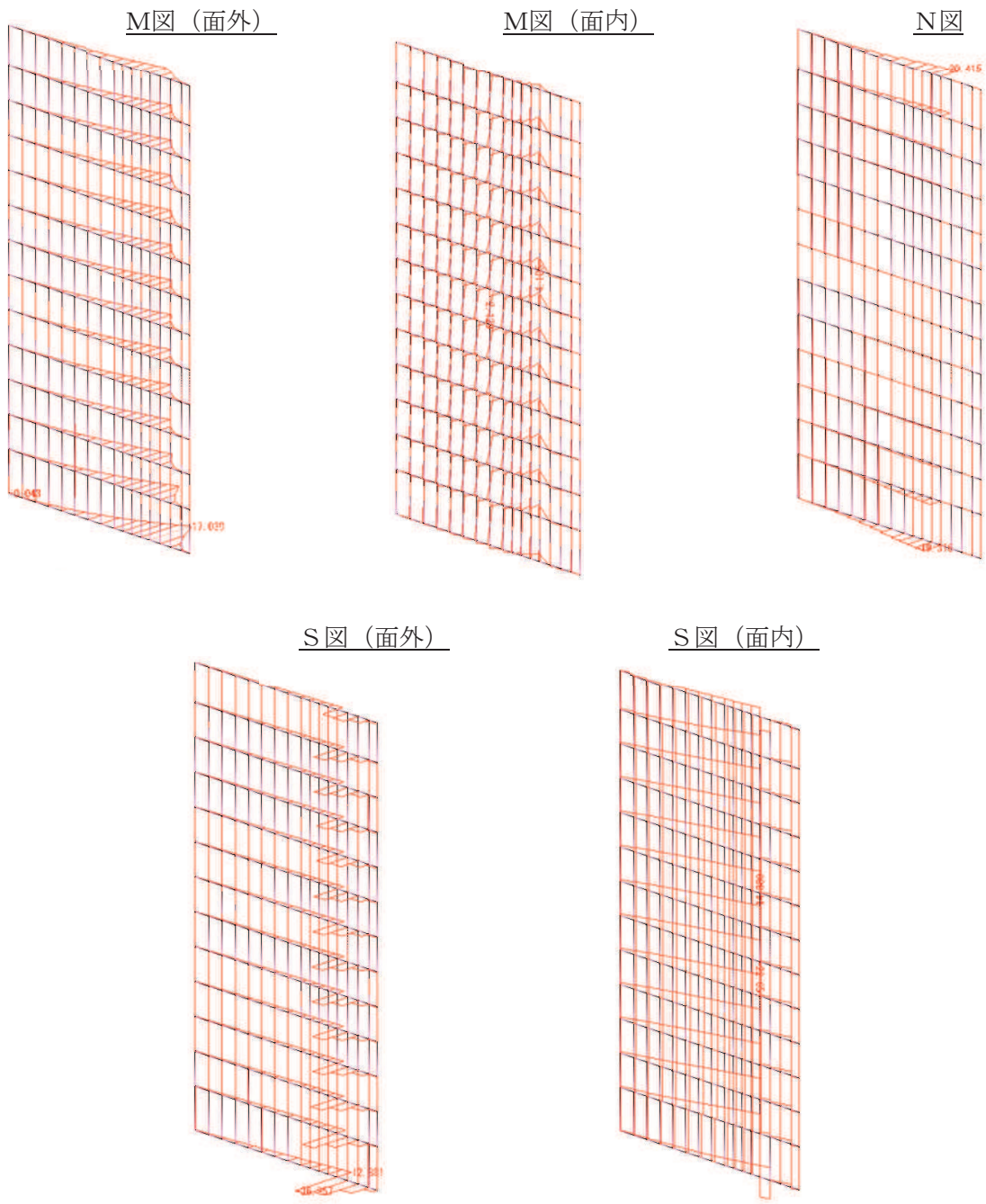


图 7.2-14(1) 断面力图 (地震时 0.4Ss 水平_-1.0Ss 铅直)

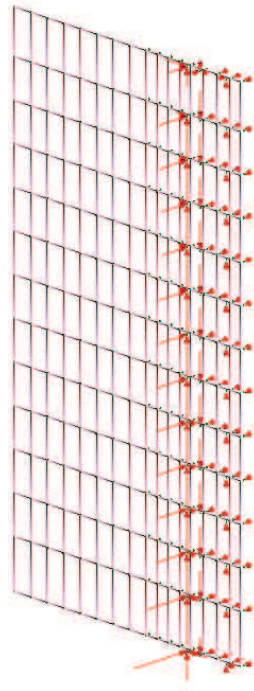


图 7.2-14(2) 反力图 (地震時 0.4Ss 水平_1.0Ss 鉛直)

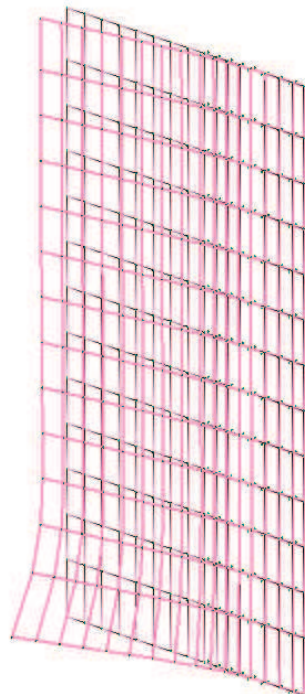


图 7.2-14(3) 变形图 (地震時 0.4Ss 水平_1.0Ss 鉛直)

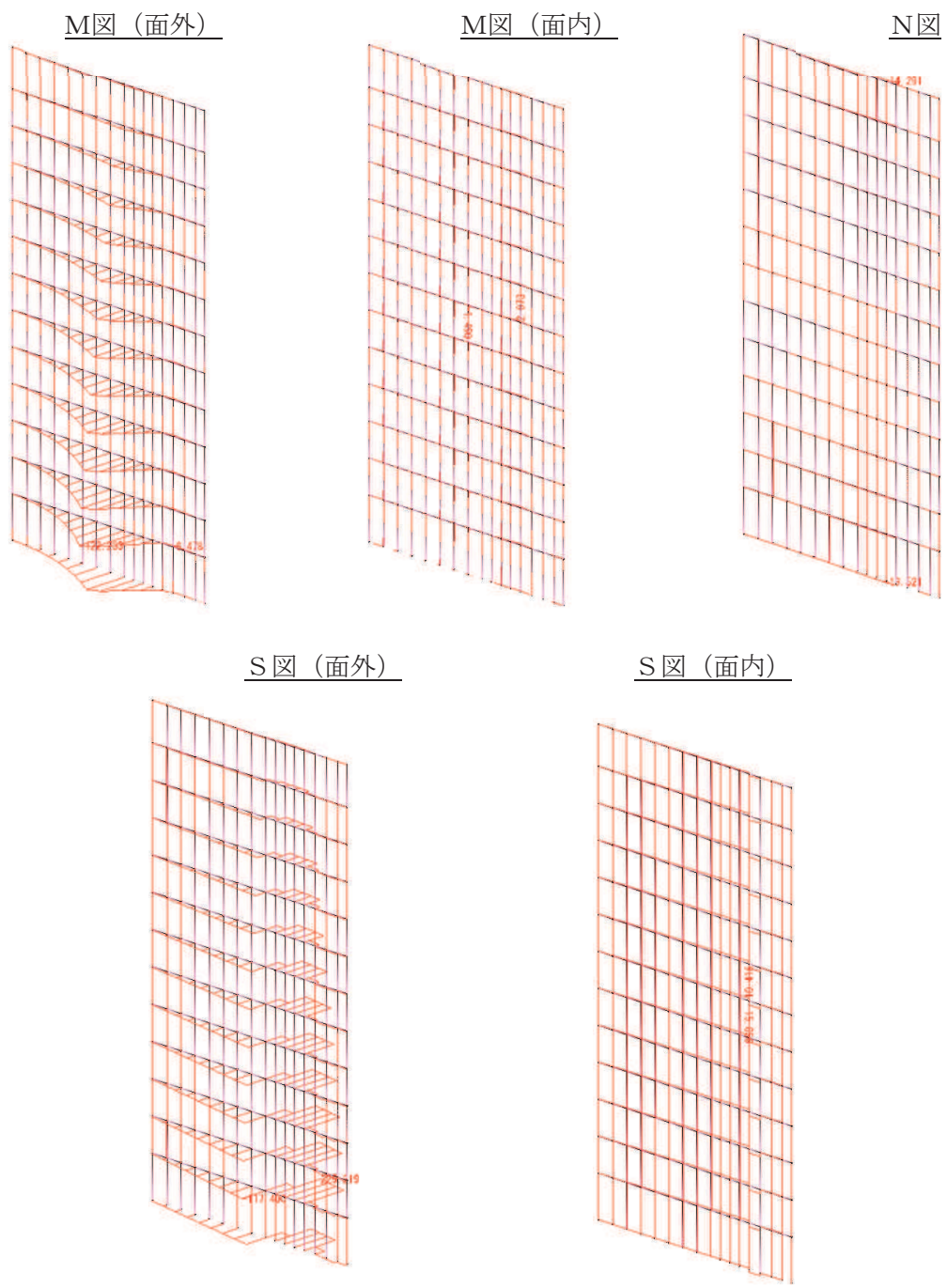


图 7.2-15(1) 断面力图 (重叠时 1.0Sd 水平_-0.4Sd 铅直)

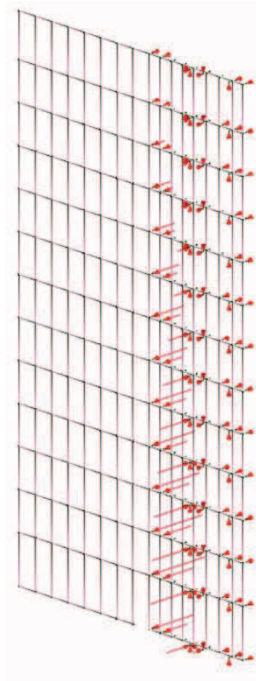


图 7.2-15(2) 反力图 (重叠時 1.0Sd 水平_0.4Sd 鉛直)

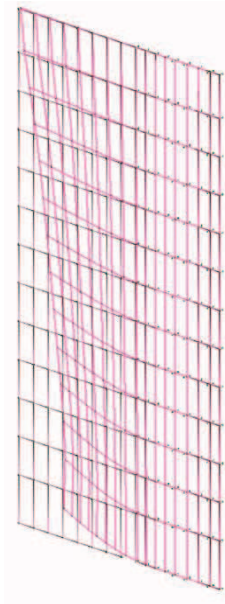


图 7.2-15(3) 変形図 (重叠時 1.0Sd 水平_0.4Sd 鉛直)

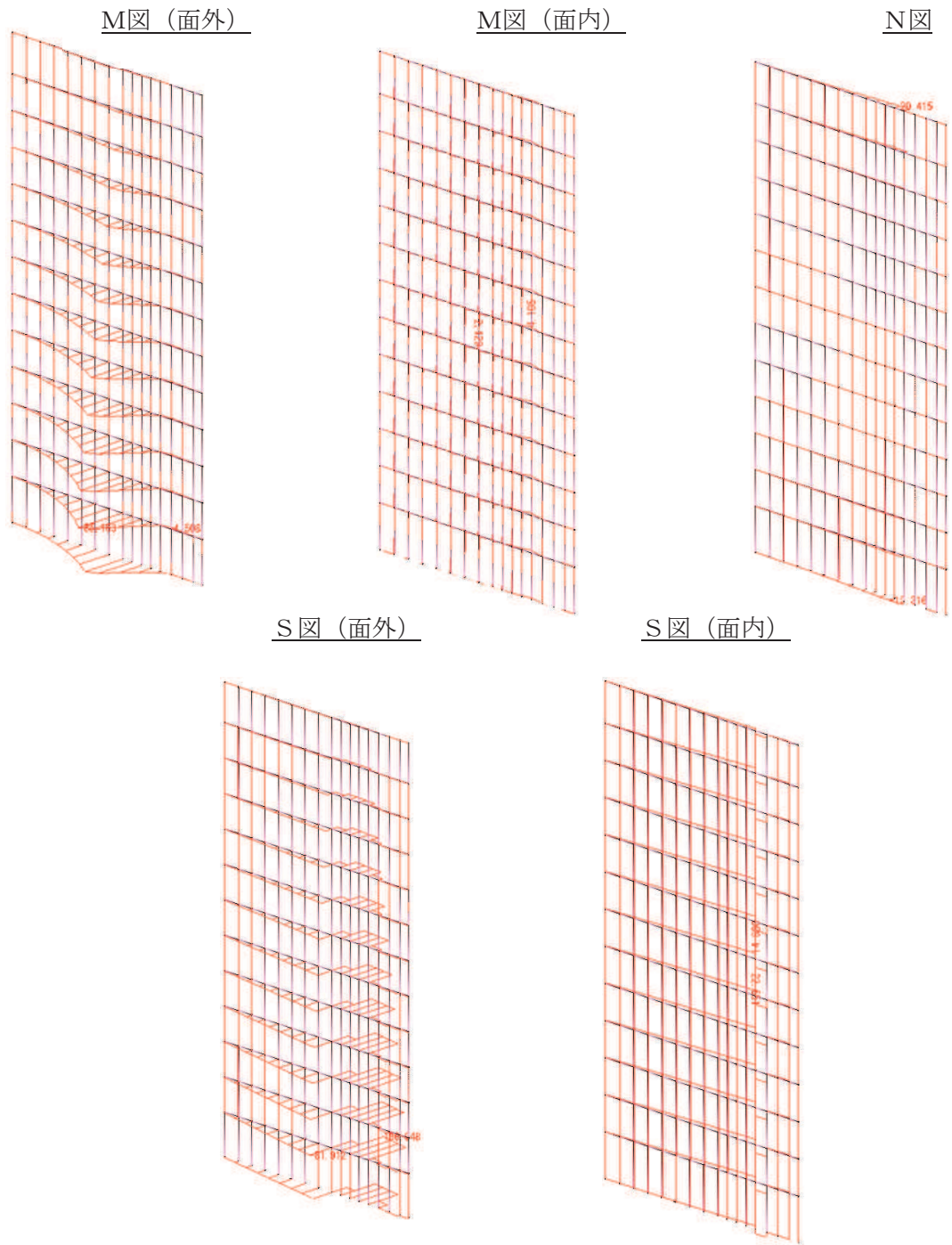


图 7.2-16(1) 断面力图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直 ok)

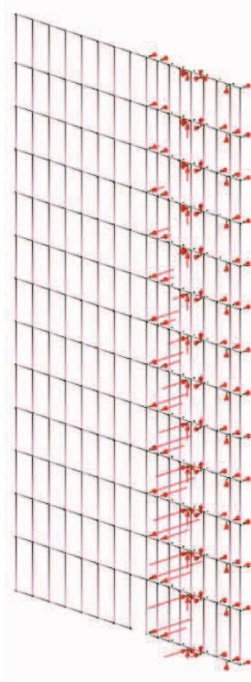


图 7.2-16(2) 反力图 (重叠时 $0.4S_d$ 水平_ $-1.0S_d$ 铅直)

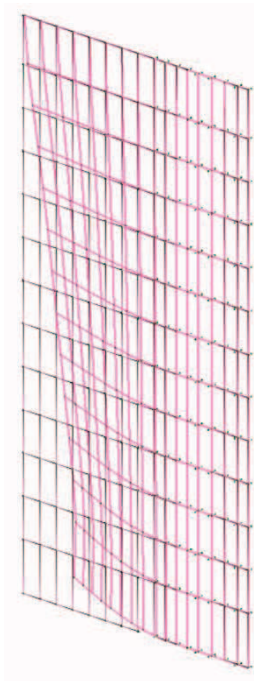


图 7.2-16(3) 变形图 (重叠时 $0.4S_d$ 水平_ $-1.0S_d$ 铅直)

6 . 浸水防護施設に関する補足説明

6.3 防潮壁に関する補足説明

6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	8
3. 評価対象	9
4. 荷重及び荷重の組合せ	10
5. 評価方法及び材料諸元	19
5.1 鋼板	19
5.2 アンカーボルト	28
6. 評価結果	35
6.1 評価結果	35
6.2 断面力図等	37

1. 概要

第2号機放水立坑及び第3号機放水立坑の防潮壁下部を横断するトレンチについては、杭基礎構造防潮壁に一体化させた遮水鋼板（以下、遮水鋼板という。）により、止水性を確保する方針としている。

遮水鋼板の設置位置を図1-1に、構造概要を図1-2に、構造図を図1-3～図1-5に示す。

本書では、遮水鋼板の構造強度について示す。なお、遮水鋼板③・④は、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に示すとおり、鋼桁5,6の鋼矢板と一体構造として評価しているため、遮水鋼板の健全性評価については①・②を評価対象とする。

また、遮水鋼板の配管貫通部の概要及び止水性評価結果については「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に、トレンチと遮水鋼板の構造関係については参考資料9に示す。

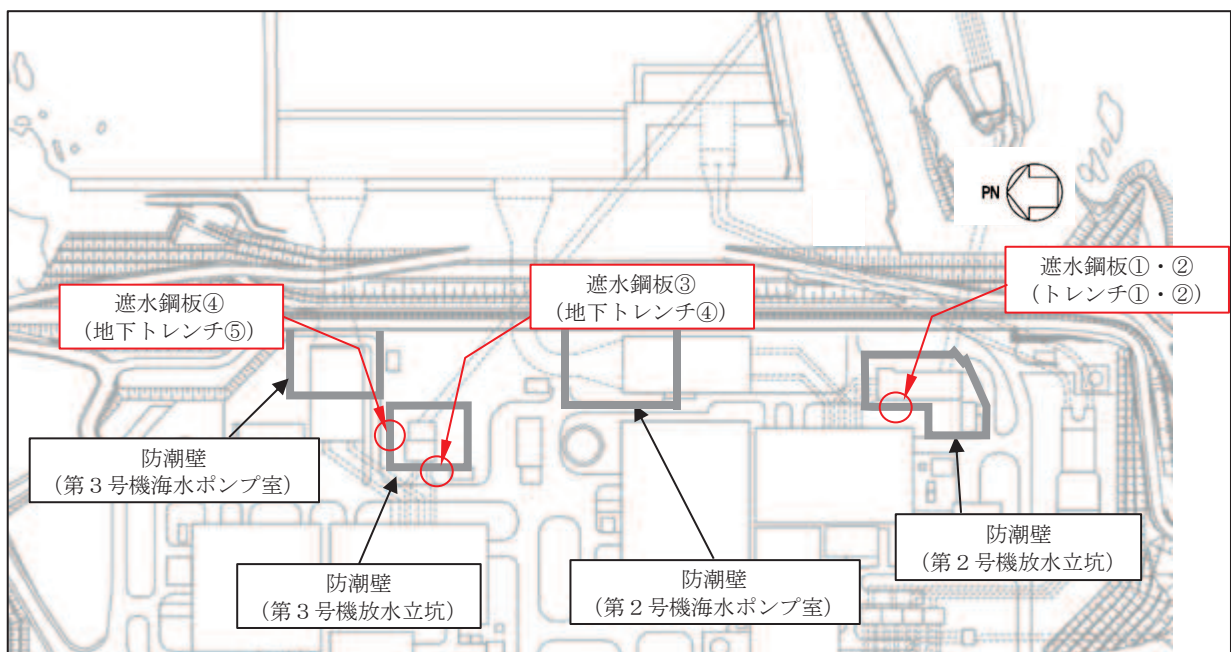
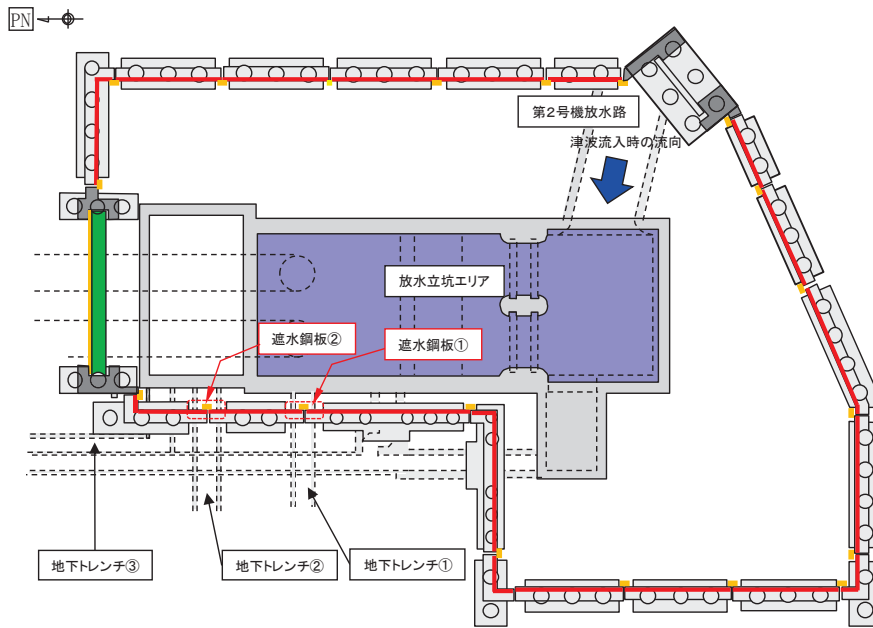
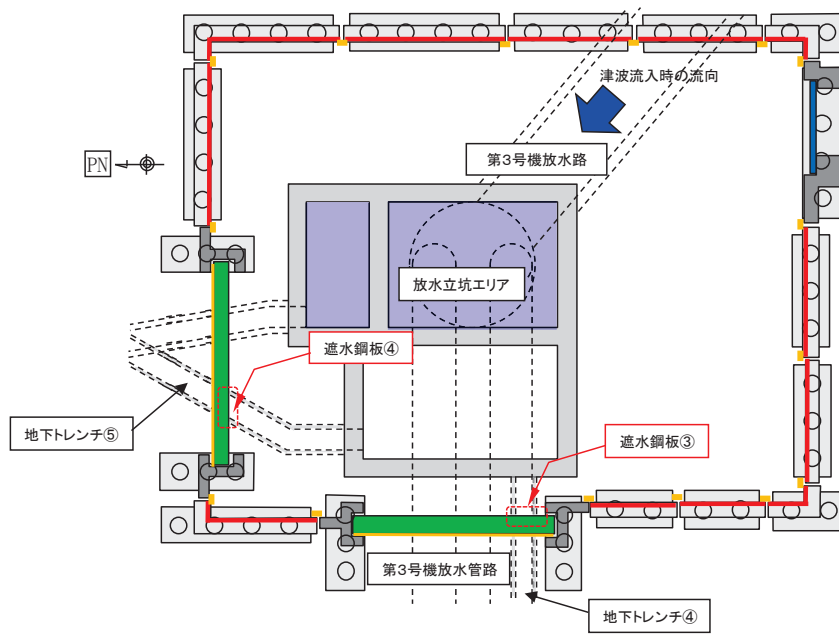


図1-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の配置図

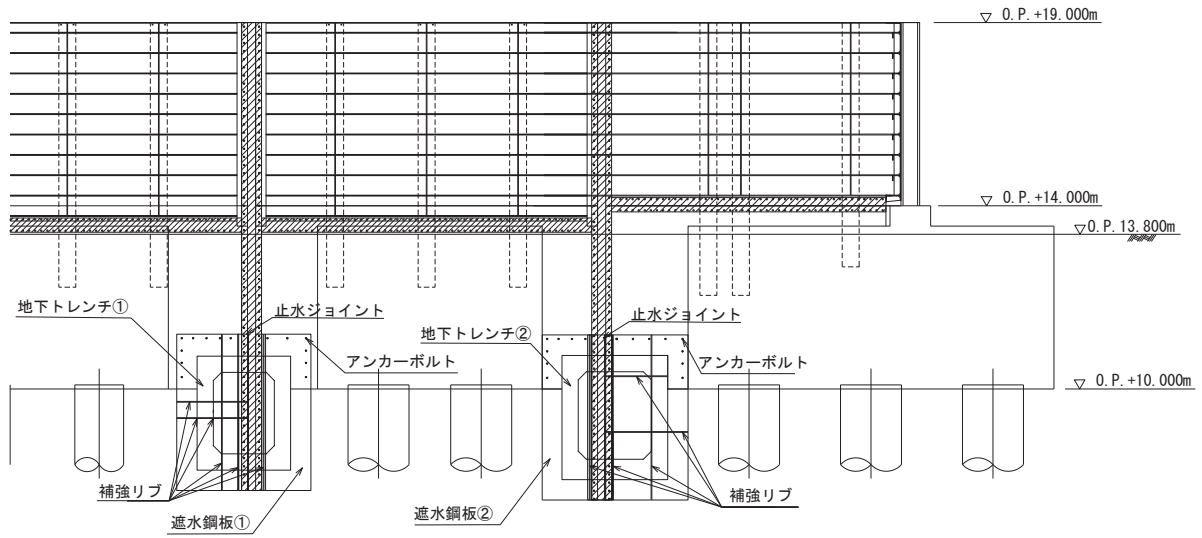


(2号機放水立坑)

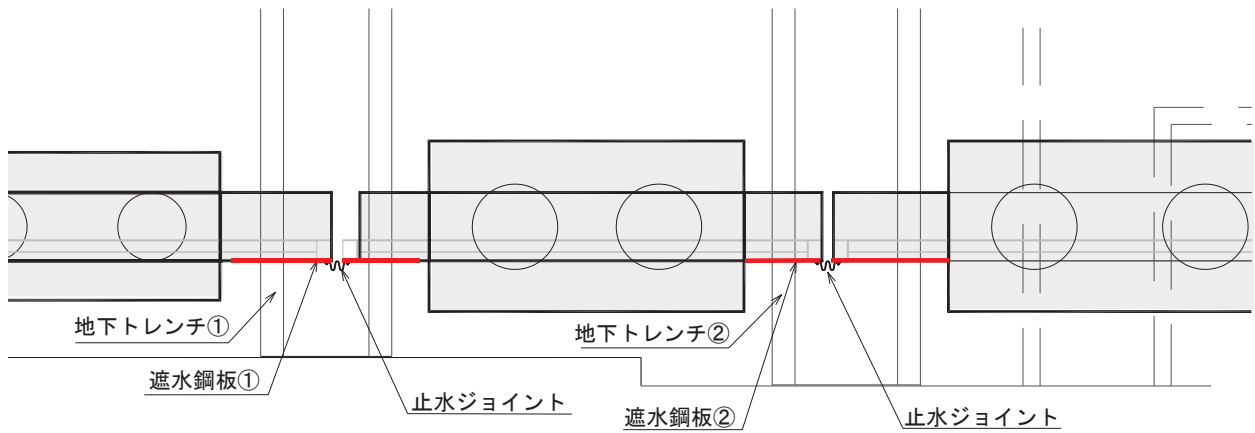


(3号機放水立坑)

図1-2(1) 遮水鋼板（トレンチ横断部）の構造概要
（平面図）



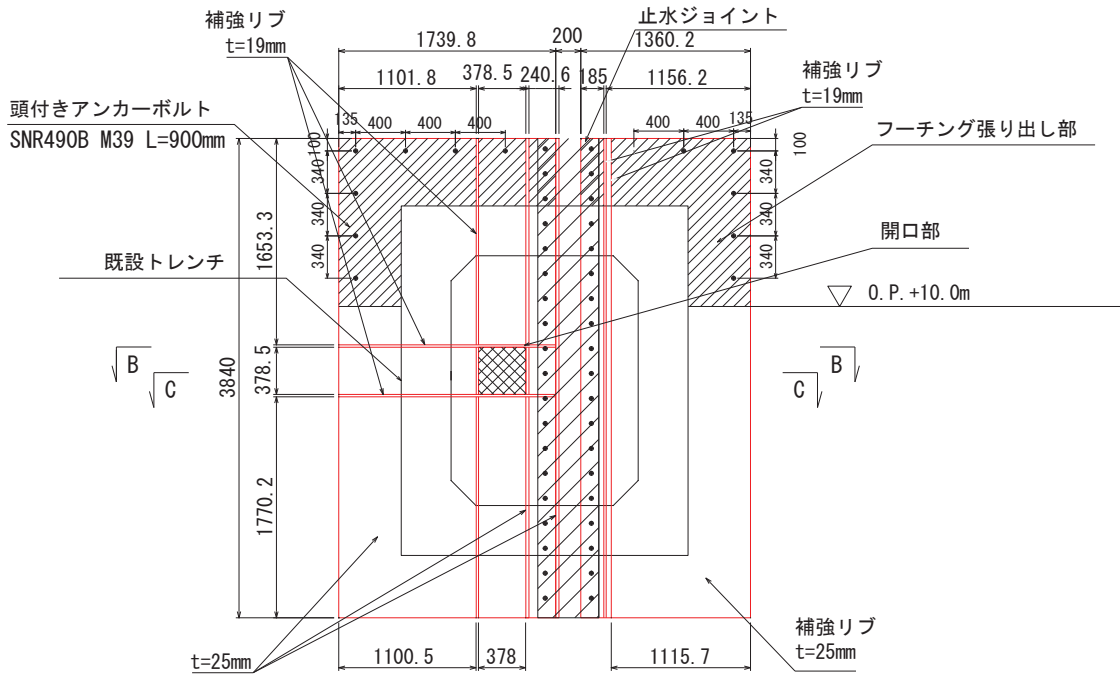
(正面図)



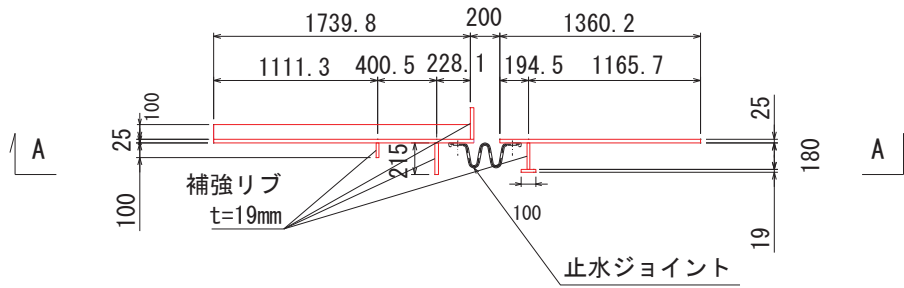
(平面図)

図 1-2(2) 遮水鋼板 (トレンチ横断部) の構造概要
(遮水鋼板①, ②)

A - A 正面図



B - B 平面図



C - C 平面図

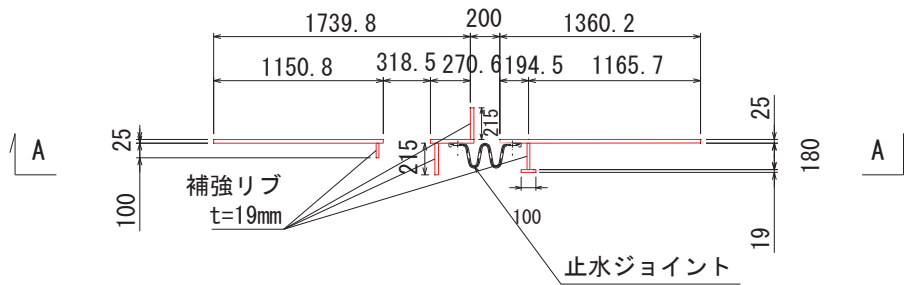


図 1-3(1) 遮水鋼板①の構造図

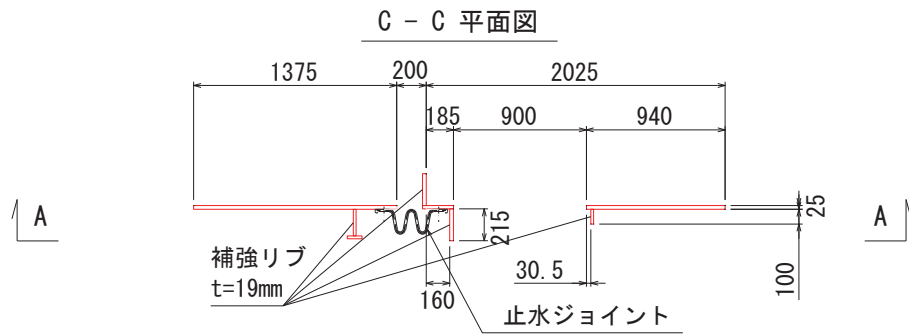
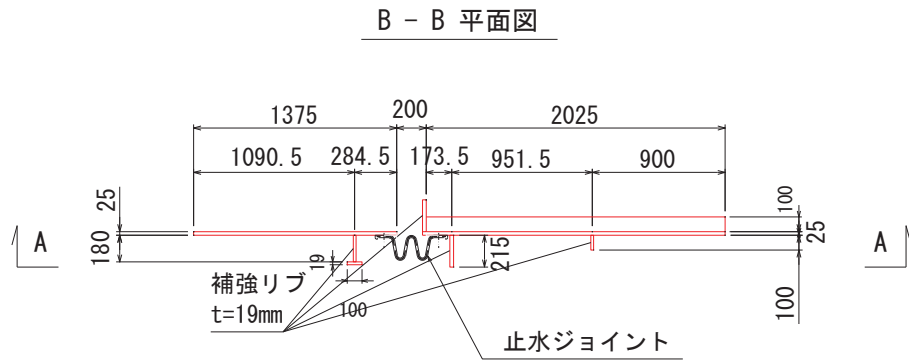
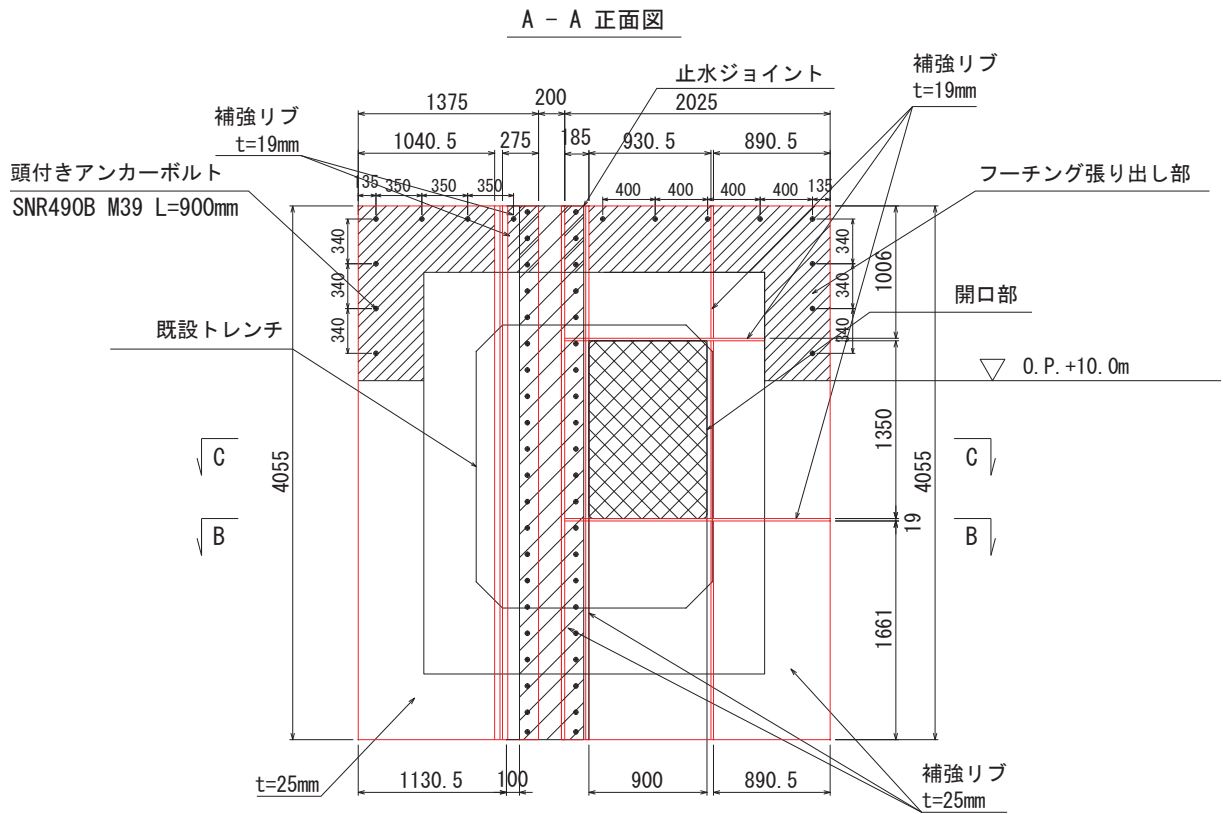
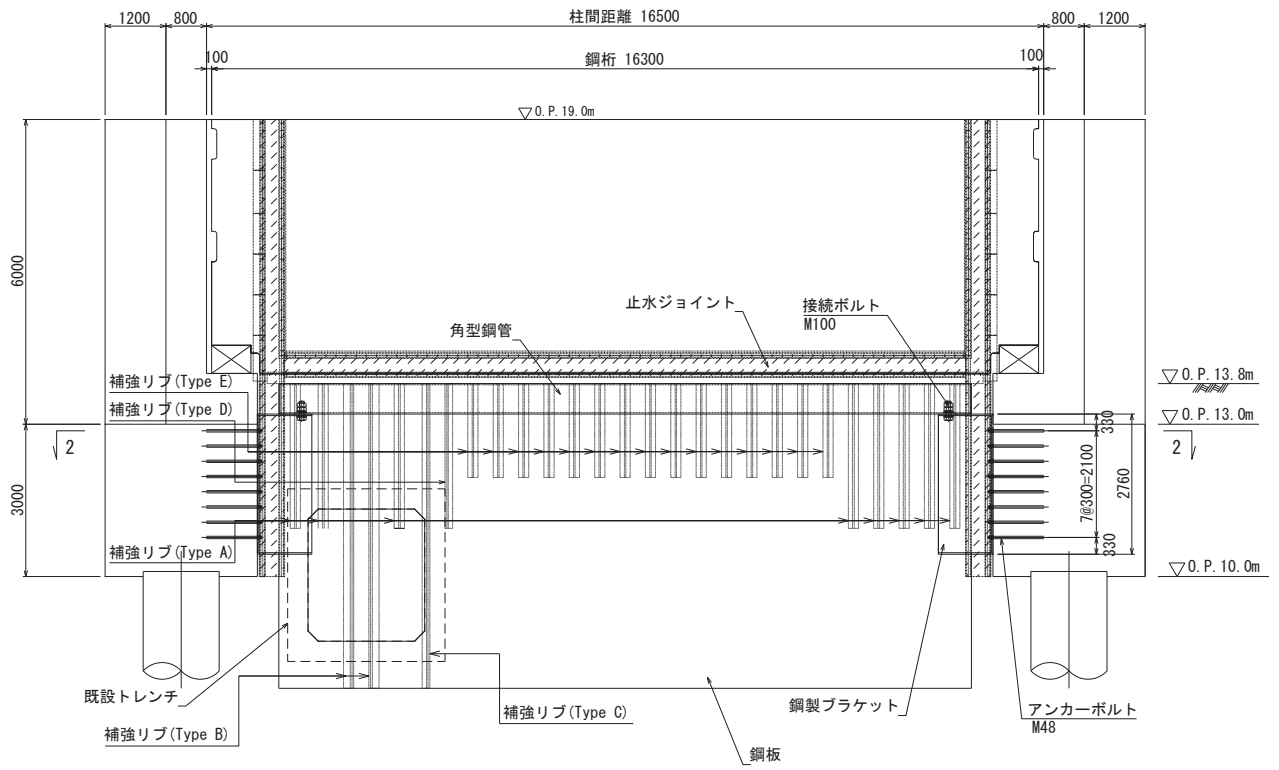
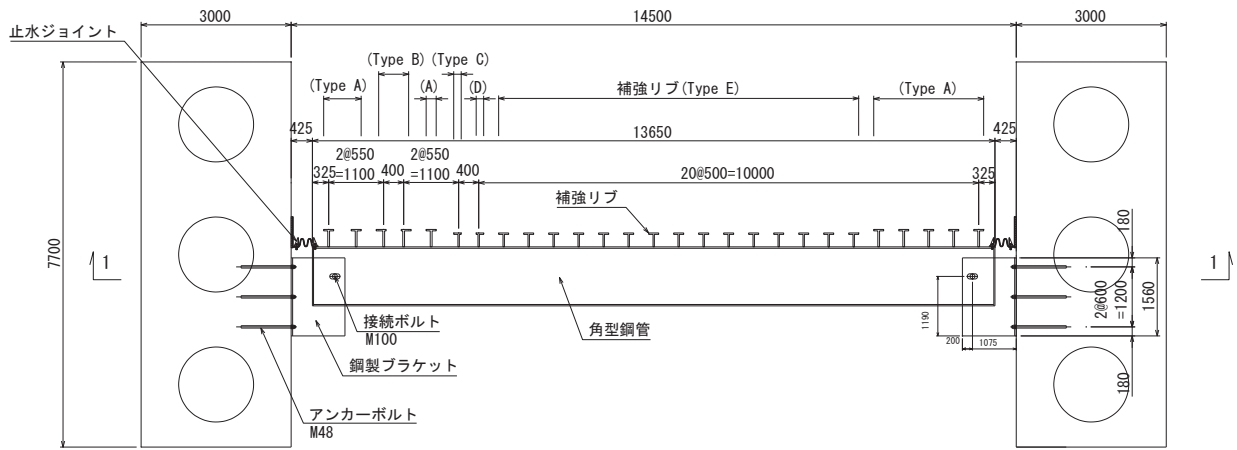


図 1-3(2) 遮水鋼板②の構造図

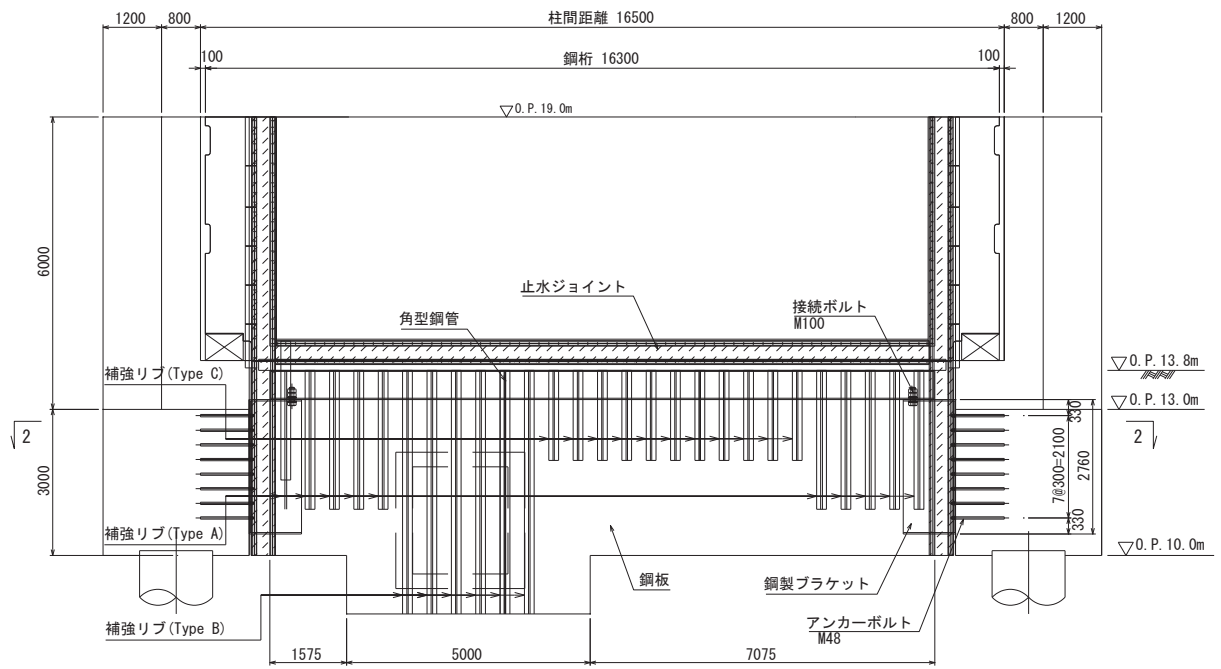


(正面図)

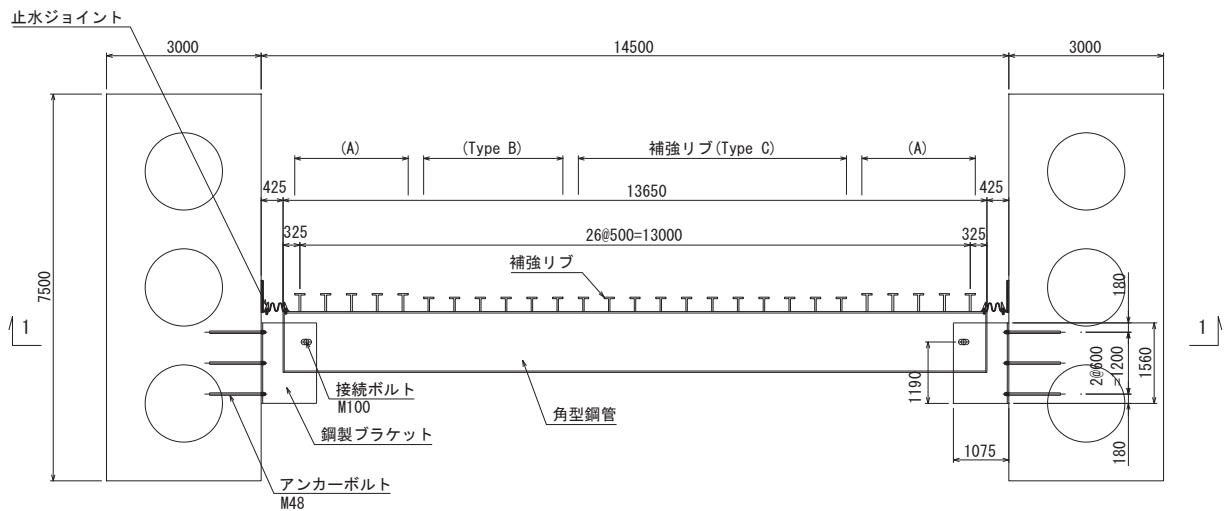


(断面図)

図 1-3(3) 遮水鋼板③の構造図
(鋼矢板：鋼桁 5 と一体構造)



(正面図)



(断面図)

図 1-3(4) 遮水鋼板④の構造図
(鋼矢板：鋼桁 6 と一体構造)

2. 評価方針

遮水鋼板（トレンチ横断部）の構造強度評価は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ，固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

遮水鋼板（トレンチ横断部）の評価項目を表 2-1 に，評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 防潮堤張り出し部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

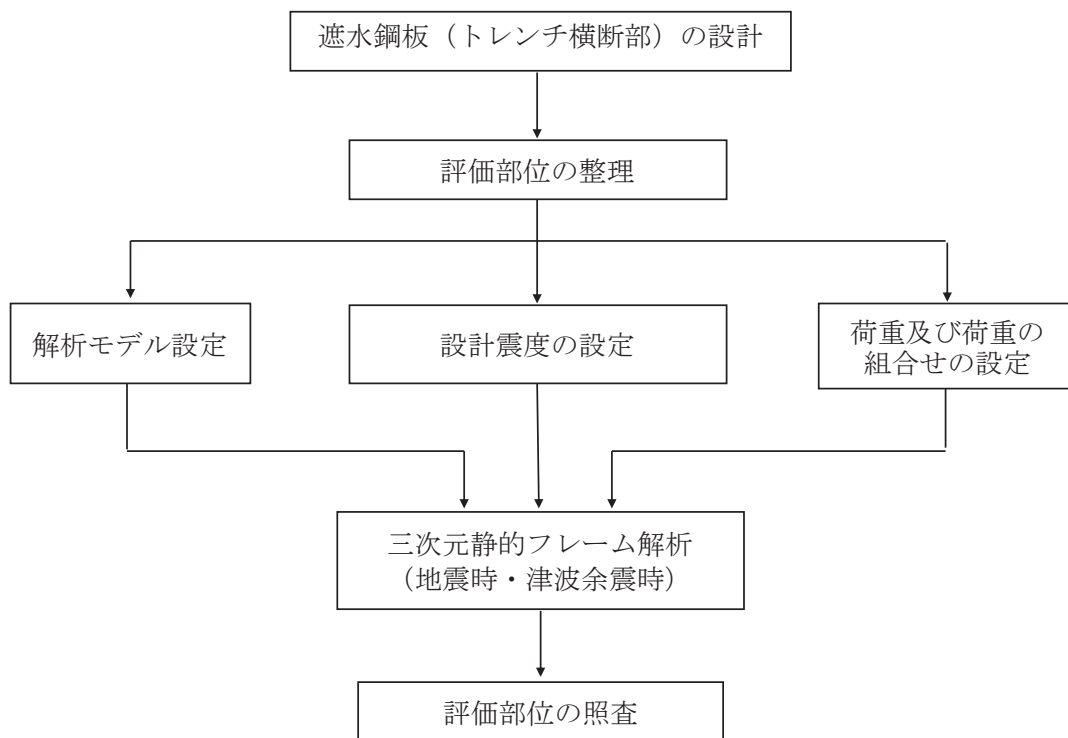


図 2-1 遮水鋼板（トレンチ横断部）の評価フロー

3. 評価対象

遮水鋼板①・②は、いずれも設置位置が近接し材料諸元についても同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置における加速度応答を用い、地震時、重畳時に作用する荷重について算定し、断面力が大きくなる方を評価対象として選定する。

表 4-1 に評価対象の諸元を、表 4-2 に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が地震時、重畳時共に最も大きい遮水鋼板②の鋼矢板を評価対象に選定する。

なお、鋼板の開口寸法については、図 1-3(1)、(2)に示すとおり、遮水鋼板①は 378.5mm×378.5mm、遮水鋼板②は 930.5mm×1350mm となっており、開口部の大きさに応じ開口周りの部材で分担する荷重が大きくなるため、遮水鋼板②の方が、開口寸法が小さい遮水鋼板①より、構造的特徴の観点からも代表性を有していると判断できる。また、トレンチ寸法についても、水圧の受圧面及び鋼板の支持範囲に影響するが、遮水鋼板①・②間でトレンチの大きさは同程度であり有意な差は無いため、代表性には影響しない。

表 4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計震度		鋼板幅 (mm)	鋼板高さ (mm)
		地震時	重畳時		
遮水鋼板①	O. P. +17.9m (2号機放水立坑)	2.0	0.7	3300	3840
遮水鋼板②		1.8	0.9	3600	4055

表 4-2 作用荷重の整理*1

断面	総荷重		単位幅あたりの荷重	
	地震時作用荷重合計 (kN)	重畳時作用荷重合計 (kN)	地震時作用荷重合計 (kN/m)	重畳時作用荷重合計 (kN/m)
遮水鋼板①	491	469	282	270
遮水鋼板②	524	708	259	350

注記*1：地震時は地震時主働土圧の合計、重畳時は津波荷重と余震時主働土圧の合計

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重の設定

遮水鋼板（トレンチ横断面）の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、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。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。また、重畳時における津波作用方向の反対方向（防潮壁の外→内方向）は、余震荷重のうち慣性力が津波荷重を打ち消す方向に作用するため、津波作用方向（防潮壁の内→外方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、鋼板自重を考慮する。

(2) 地震荷重（S_s）

基準地震動 S_s による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する（地震時のみ）。

地震時主働土圧係数は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_s)$$

$$\text{ここに、} K_{EA} = 0.24 + 1.08 K_{HSs}$$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSs} 及び K_{VSs} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

(3) 浸水津波荷重（P_h）

浸水津波荷重については、設計用津波水位 0.P.+17.9m（第 2 号機放水立坑における入力津波水位 0.P.+17.4m による浸水高さに+0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。

(4) 余震荷重（K_{Sd}）

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_{d-D2} による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.2-1 及び表 4.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 4.2-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 4.2-3 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。ここで、主たる荷重は地震時においては土圧、重畳時においては津波荷重となりいずれも水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 4.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 4.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
		静止土圧	—	つり合うため考慮しない。
		外水圧	—	外水はないため考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	—	地中部のため考慮しない。
		風荷重	—	地中部のため考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S _s による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	外水及び内水はないため考慮しない。

表 4.2-2(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_h + K_{sd}$

G : 固定荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{sd} : 余震荷重

表 4.2-2(2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— つり合うため考慮しない。
	外水圧		— 外水はないため考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		— 地中部のため考慮しない。
	風荷重		— 地中部のため考慮しない。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による動水圧を考慮する。

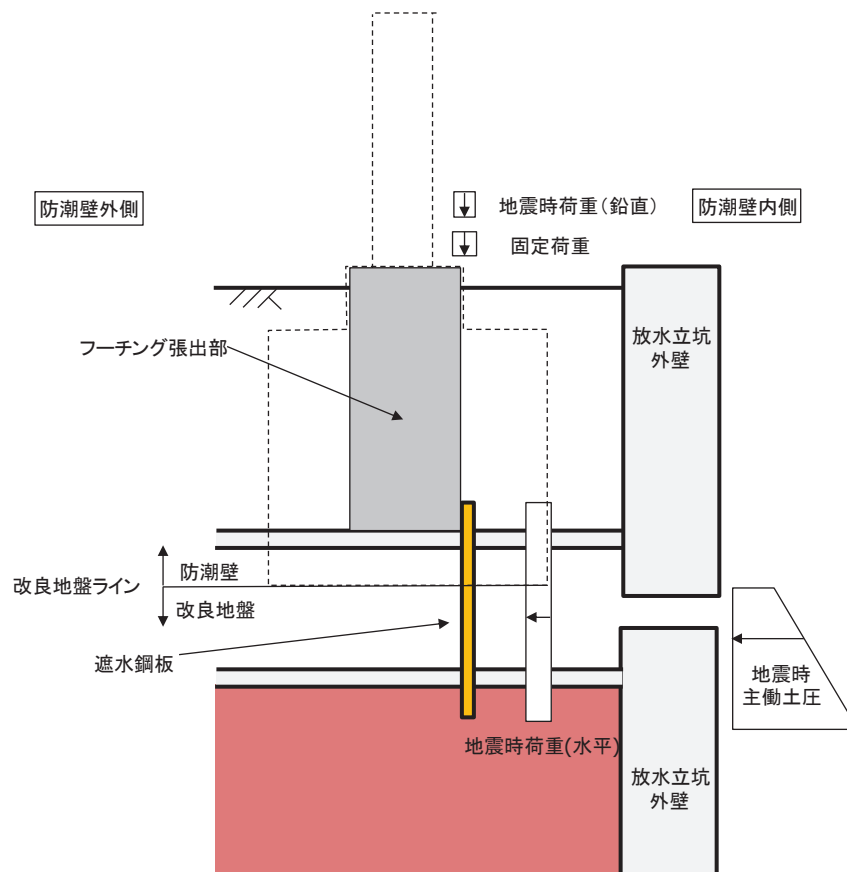


図 4.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

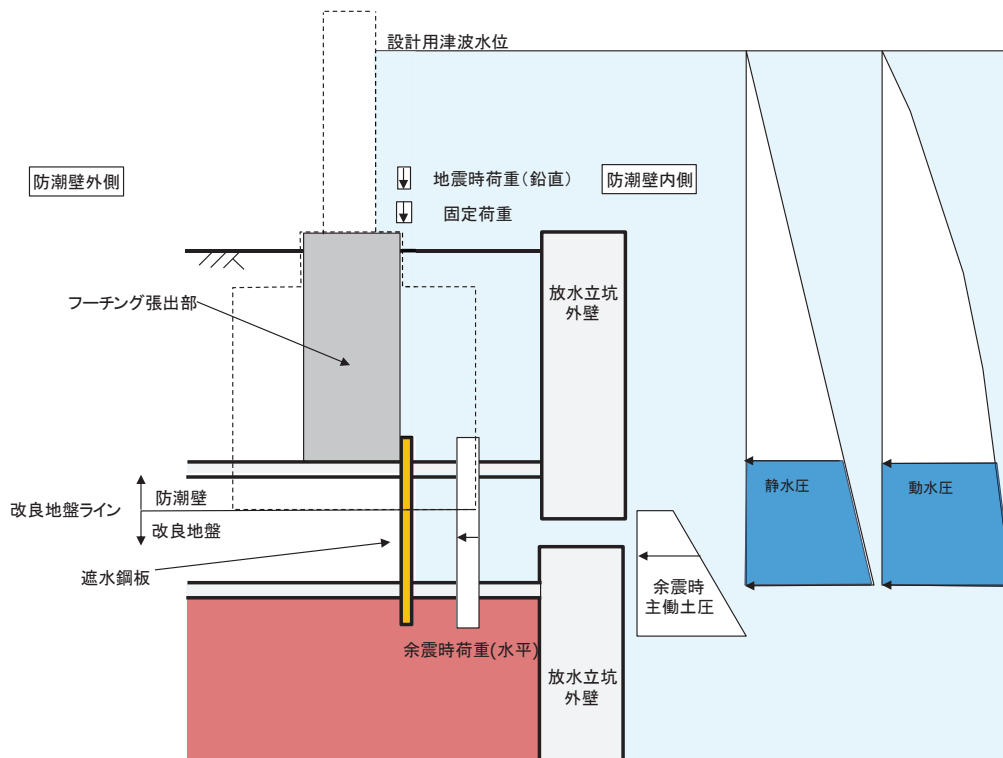


図 4.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 4.2-3 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	—	○ ($-1.0 S_{SH}, +0.4 S_{SV}$)
重畳時	○ ($+1.0 S_{dH}, +0.4 S_{dV}$)	—

*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに,

S_{SH} (S_{dH}) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S_{SV} (S_{dV}) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重

4.3 設計用地震力

設計震度は、遮水鋼板（トレンチ横断部）を支持するフーチングと、土圧に作用する地盤の応答加速度を比較し、大きい方の震度を慣性力及び地震時土圧並びに動水圧の算定に用いる。

フーチングの加速度応答は防潮壁の地震応答解析モデルにより算定する。地盤の応答加速度は、遮水鋼板（トレンチ横断部）位置の地盤構成が、防潮壁の基礎杭周辺の変形抑制及び液状化対策を目的として地下水位以深の盛土・旧表土を地盤改良するため、概ね水平成層構造であることを踏まえ、1次元地震応答解析を行い算出した最大応答加速度に基づき設定する

。解析ケースを表4.3-1に示す。全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d-D2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析コードは「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。

設定した設計震度を表4.3-2に示す。また、フーチング震度抽出モデルを図4.3-1、地震応答解析の実施個所を図4.3-2に示す。

表 4.3-1(1) 地震時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S_s-D1	++	○		基準地震動 S_s （7波）により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。
	S_s-D2	++	○		
	S_s-D3	++	○		
	S_s-F1	++	○		
	S_s-F2	++	○		
	S_s-F3	++	○		
	S_s-N1	++	○		

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 4.3-1(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 4.3-2 設計震度

部位	地震動	解析ケース	抽出位置 (m)	設計震度	
				水平方向K _H	鉛直方向K _V
地震時	S s - D 3	ケース③	0. P. +12. 0m (フーチング中央部)	水平方向K _H	2. 5
	S s - D 2	ケース③	0. P. +13. 8m (地表面)	鉛直方向K _V	1. 0
重畳時	S d - D 2	ケース③	0. P. +12. 0m (フーチング中央部)	水平方向K _H	1. 0
	S d - D 2	ケース③	0. P. +13. 8m (地表面)	鉛直方向K _V	1. 0

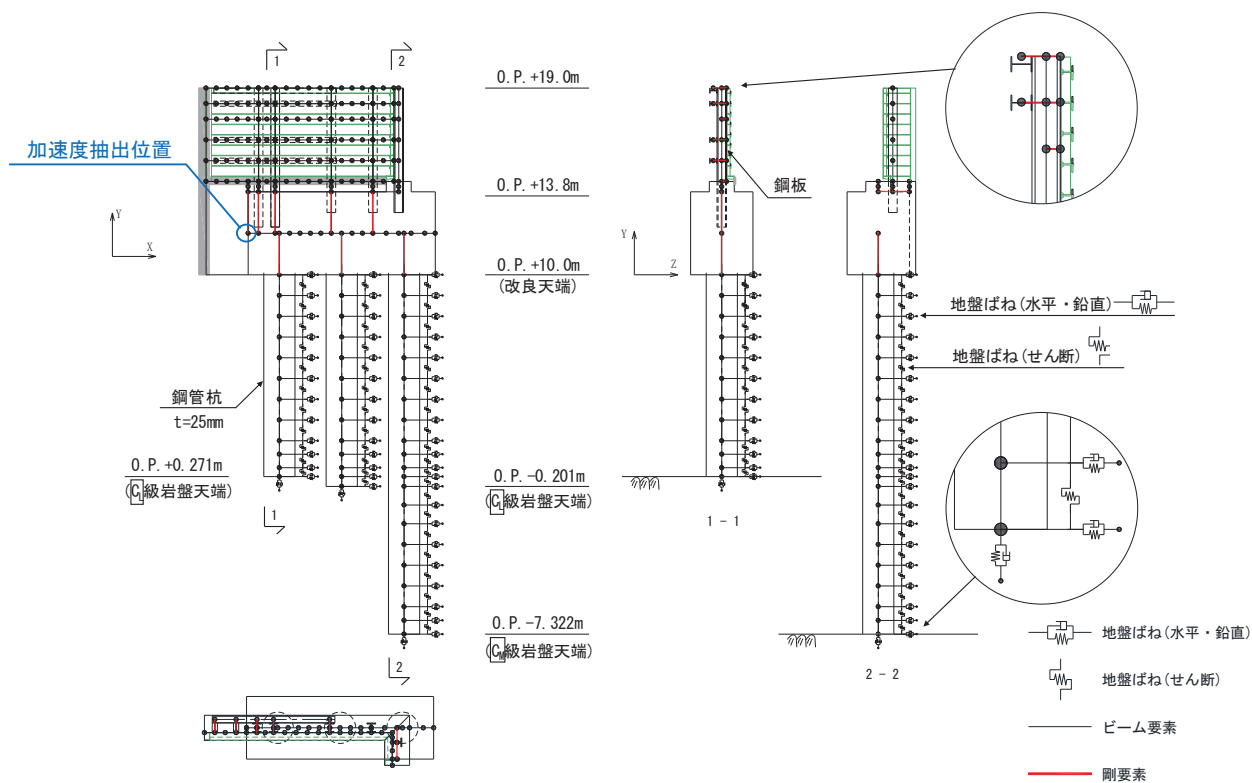


図 4.3-1 フーチング震度抽出モデル
(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面⑤)

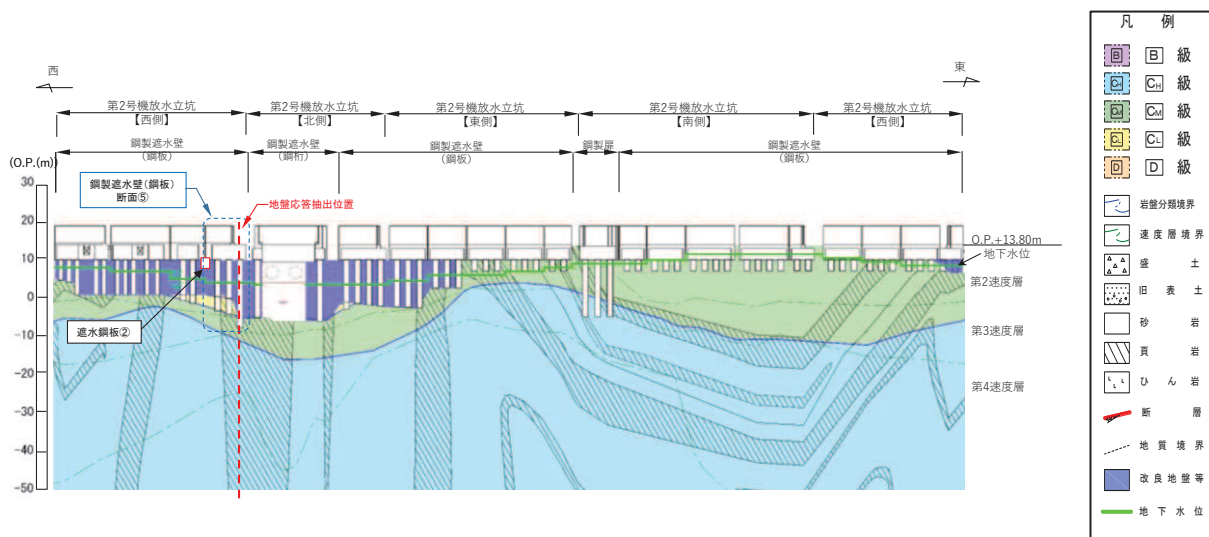


図 4.3-2 鋼製遮水壁 (鋼板) 断面⑤及び地盤応答抽出位置
(第 2 号機放水立坑)

5. 評価方法及び材料諸元

5.1 鋼板

(1) 解析モデル

鋼板の評価は、3次元フレームモデルによる静的解析により行う。

鋼板は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、補剛材と鋼板もしくは鋼板のみの断面諸元としてモデル化する。解析モデルの概要を図5.1-1に示す。

境界条件について、フーチング取り付け部は、防潮壁のフーチング張り出し部との接合部であるアンカーボルト位置で拘束条件とし、地盤改良根入れ部は地盤ばねをモデル化する。トレンチ部は既設トレンチ空間であるが、トレンチ側壁部を含めフリーとする（地盤ばねは設けない）。

境界条件の概要を図5.1-2に示す。

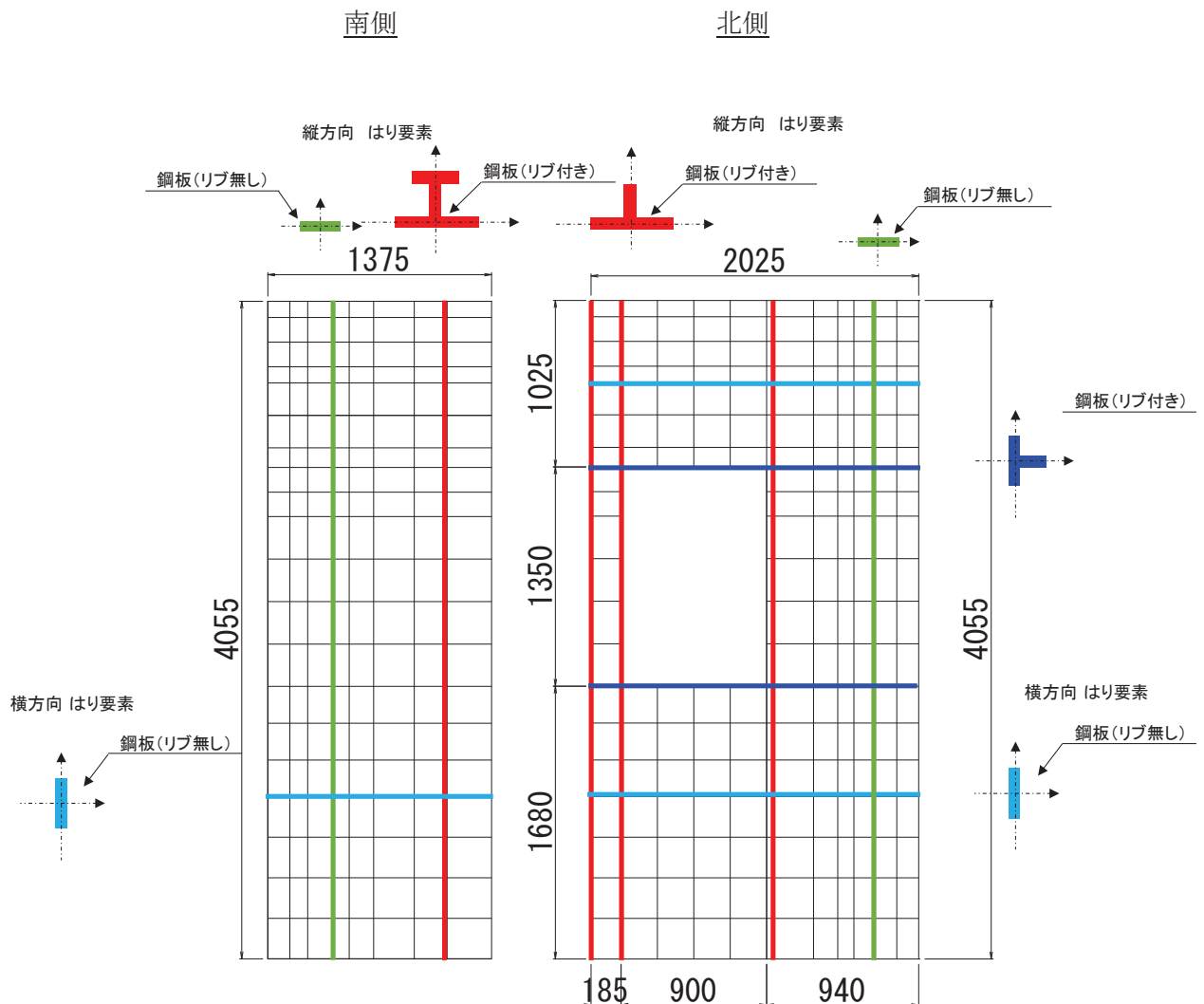
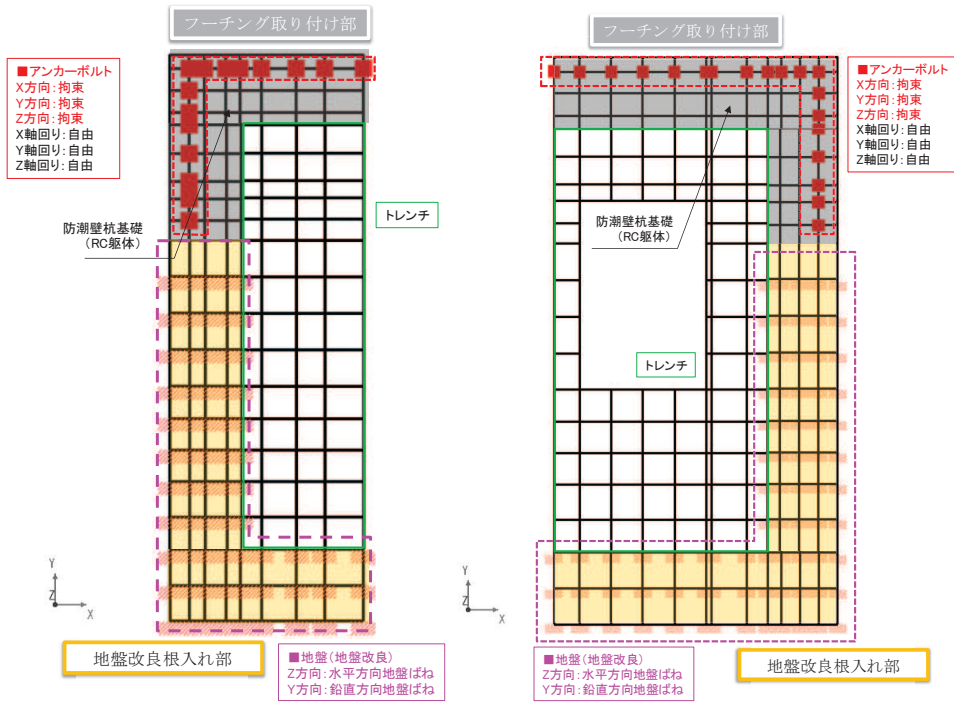
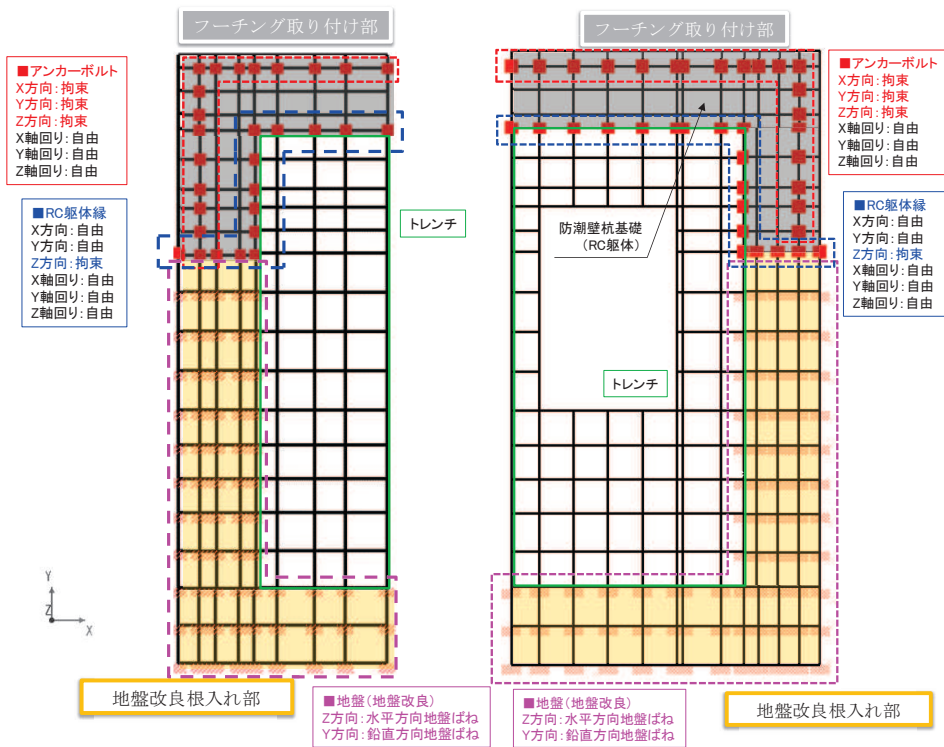


図 5.1-1 解析モデルの概要

(遮水鋼板②)



【地震時（防潮壁外→内方向）】



【重畳時（防潮壁内→外方向）】

図 5.1-2 境界条件の概要
(遮水鋼板②)

(水平地盤ばねのモデル化)

水平地盤ばねのモデル化は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，水平地盤ばねをモデル化する。ここで，基礎の換算載荷幅を図 5.1-3 に示す。

【剛性】

$$k_h = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

- k_H : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m³)
- k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)
- E_0 : 地盤のヤング係数 (kN/m²)
- α : 地盤反力係数の換算係数

表-解 9.6.2 基礎の換算載荷幅 B_H

基礎形式	B_H	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎	$B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$	
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_e})$	常時，暴風時及びレベル 1 地震時
	$B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$	レベル 2 地震時
地中連続壁基礎	$B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$	
深礎基礎	$B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$	柱状体深礎基礎
	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_e})$	組杭深礎基礎

E_0 : 表-解 9.6.1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 表-解 9.6.1 に示す地盤反力係数の換算係数

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

B_e : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で，基礎の有効根入れ深さ以下とする。

β : 基礎の特性値 $\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m⁻¹)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で，表-解 9.6.2 に示す方法で求める。

図 5.1-3 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

水平ばねの上限値は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、受働土圧を上限とした非線形ばねとする。ここで、水平ばねの上限値を算出するにあたって参照した受働土圧係数について図 5.1-4 に示す。

1) 受働土圧強度

受働土圧強度は、地盤調査や土質試験を行うことによって、基礎周面地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 等を推定し、これを用いて共通編 2.2.6 の規定により算出する。この場合、受働土圧係数は式（解 11.5.10）により求める。

$$\left. \begin{aligned}
 K_P &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2} \\
 K_{EP} &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}
 \end{aligned} \right\} \text{ (解 11.5.10)}$$

ここに、

- K_P : 常時の受働土圧係数
- K_{EP} : 地震時の受働土圧係数
- ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
- δ : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/3$ とする。
- δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$ とする。
- α : 地表面と水平面のなす角度 (°) で、その正負は図-解 11.5.2 に示すようにとる。

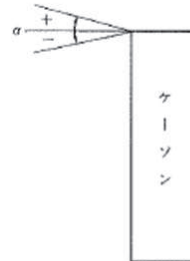


図-解 11.5.2 α の符号の取り方

図 5.1-4 受働土圧係数
(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(鉛直地盤ばねのモデル化)

地盤ばねのモデル化は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，鉛直地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_V = 0.3k_H$$

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

k_V : 鉛直地盤ばねの剛性 (kN/m³)

k_H : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

E_0 : 地盤のヤング係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の換算係数

鉛直ばねの上限値は，「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，周面摩擦力を上限とした非線形ばねとする。ここで，鉛直ばねの上限値算出に当たって参照した最大周面摩擦力度について図 5.1-5 に示す。

iv) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は，式(解 11.5.13)により求める最大周面摩擦力度とする。

2) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は，土質試験の結果に基づき，式(解 11.5.13)により求める。

i) 砂質土

$$f = \min[1N, 0.5(c + \rho_0 \tan \phi)] \leq 50$$

ii) 粘性土

$$f = 0.5(c + \rho_0 \tan \phi) \leq 100$$

(解 11.5.13)

ここに，

f : 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ρ_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

図 5.1-5 最大周面摩擦力度

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 5.1-1 に、材料の物性値を表 5.1-2 に示す。

表 5.1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL25mm
防潮壁フーチング (接合部)	鉄筋コンクリート	$f'_{ck}=48\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M39)

表 5.1-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	2.80×10^4	0.2
鋼材	SM570, SNR490B	77.0	2.00×10^5	0.3

(3) 許容限界

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 5.2-3 に示す短期許容応力度とする。

表 5.1-3 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度*2 (N/mm^2)
SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} *1	255
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145

注記*1: 鋼板は「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に示される, 圧縮応力を受ける板であることから, 局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し, 許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する (詳細を以下に示す)。

*2: 短期許容応力度は, 鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図5.1-4に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、格子状のはり要素でモデル化した地震応答解析モデルにて各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、補強リブにより支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し、その有効幅単位で照査を行う。

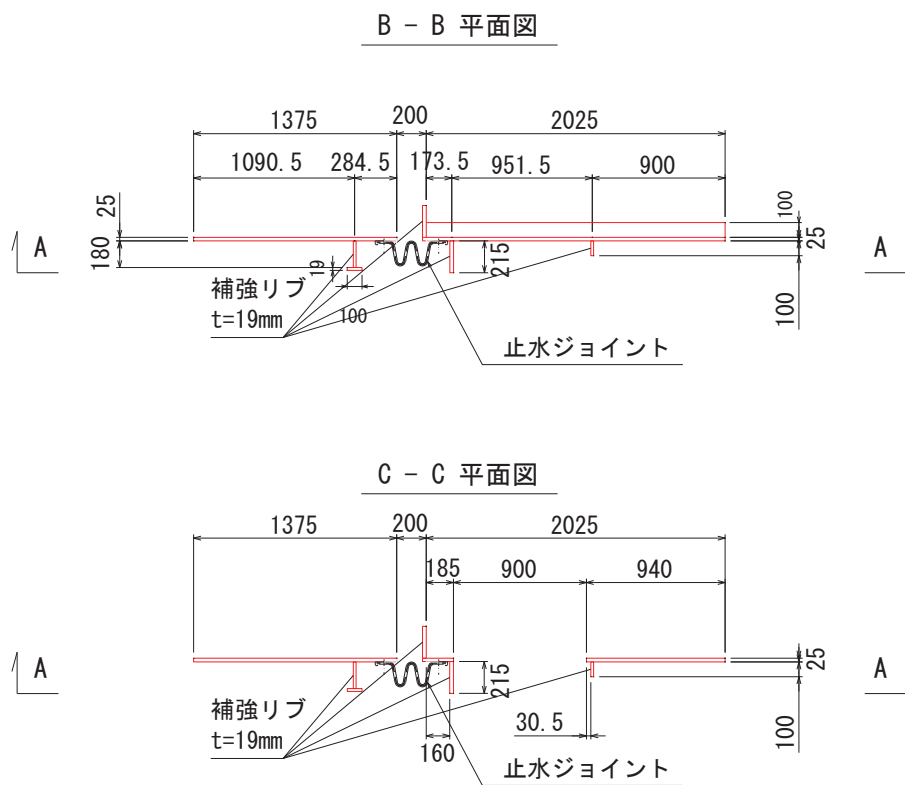


図 5.1-4 鋼板の構造図

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 5.1-4 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に N, M_y, M_z ごとに同一区間単位の中で位置を統一せず、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}}$$

ここで、

σ_1 : 鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)

N_1 : 鋼板の軸力 (kN)

A_1 : 鋼板の有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 鋼板に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 鋼板の Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 鋼板に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 鋼板の Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1}$$

ここで、

τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm²)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k$$

ここで、

σ_1 : 鋼板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_1 : 鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

5.2 アンカーボルト

(1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 5.2-1 に示す。

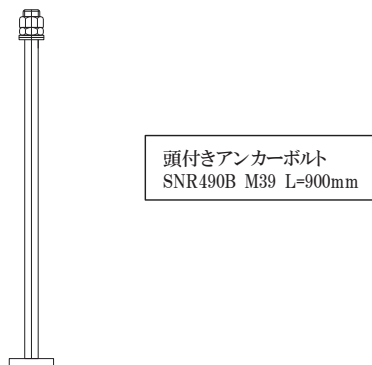


図 5.2-1 アンカーボルトの構造概要

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M39)

(3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容応力算出結果を表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 アンカーボルトの許容限界算出結果

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 3 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	2.87×10^5	2.01×10^5	1.0
コンクリートの コーン状破壊	7.97×10^5	3.67×10^5	—

注記 *1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。

*2：頭付きアンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

*3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{pa} \times_{sc} a$$

$$\sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.2-3 に示す。

表 5.2-3 アンカーボルトの許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	2.87×10^5	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s \sigma_{pa}$	アンカーボルトの許容引張応力度	295	N/mm ²
${}_{sc} a$	ねじの有効断面積	976	mm ²

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times_s \sigma_{qa} \times_{sc} a$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

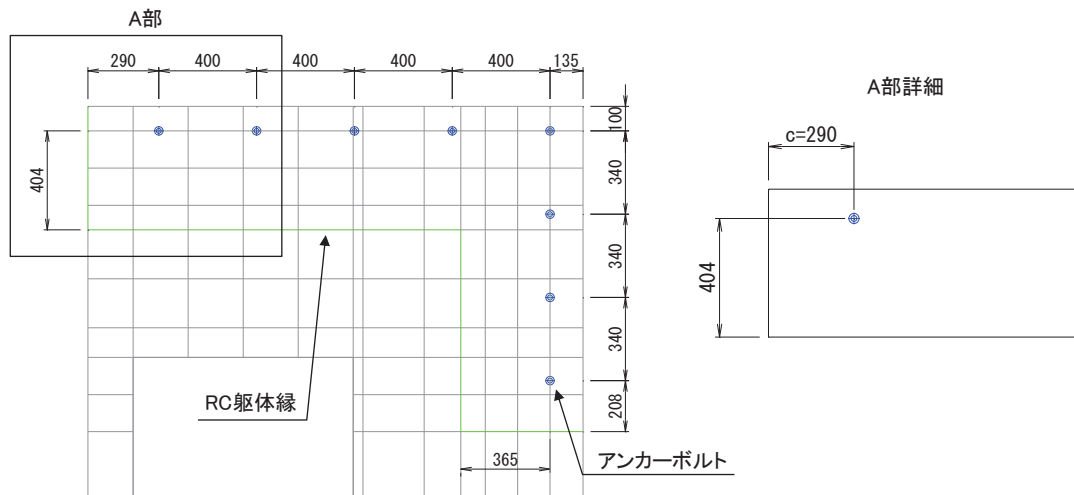
ここで、各記号の定義及び数値を表 5.2-4 に示す。

表 5.2-4 アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元

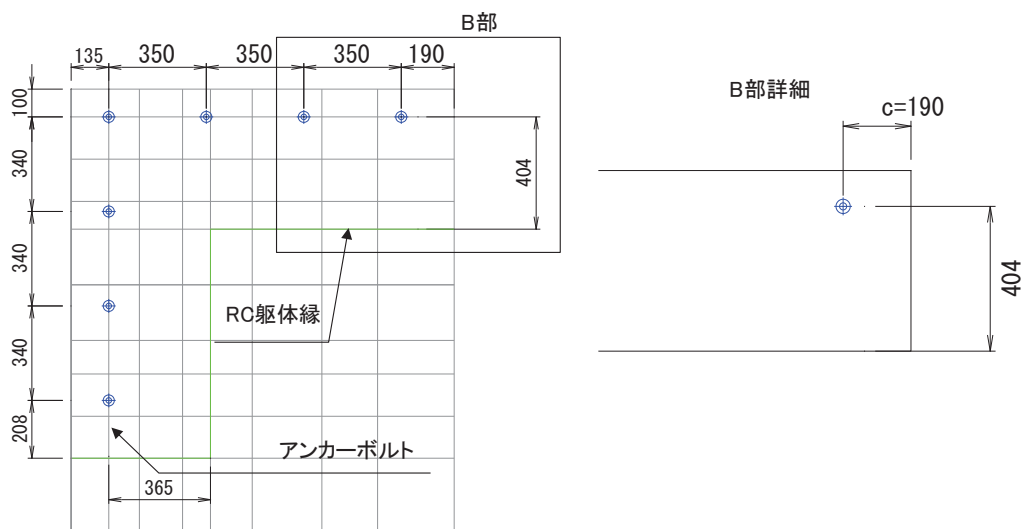
記号	定義	数値	単位
Q_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	2.01×10^5	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
${}_s \sigma_{qa}$	アンカーボルトの許容せん断応力度	206.5	N/mm ²
${}_{sc} a$	頭付きアンカーボルトの断面積で軸部面積とねじ部有効断面積の小なる方の値とする	976	mm ²

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの配置について図5.2-2に、コーン状破壊面の概要について図5.2-3に示す。



【鋼板右側のアンカーボルト位置図】



【鋼板左側のアンカーボルト位置図】

図 5.2-2 アンカーボルトの配置図

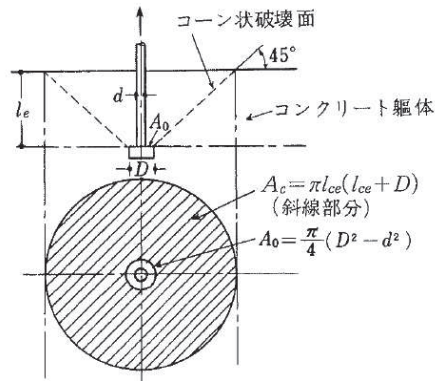


図1 頭付きアンカーボルトの有効水平投影面積 A_c

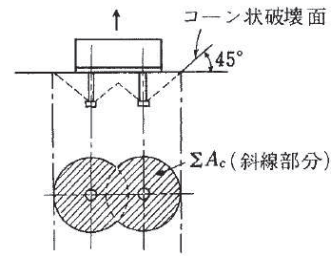
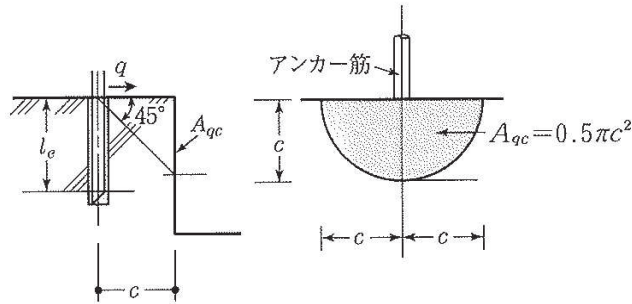


図2 頭付きアンカーボルトが複数の場合の有効水平投影面積 ΣA_c

(引張)



(せん断)

図 5.2-3 コンクリートのせん断力によるコーン状破壊のモデル図及び耐力算定式

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。有効埋込み長 l_e と算定用有効埋込み長 l_{ce} の概念図を図 5.3-4 に、各記号の定義及び数値を表 5.2-5 に示す。

$$P_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{c_n}{l_e} \right) + 0.5$$

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

表 5.2-5 頭付きアンカーボルトのコーン状破壊に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a2}	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊による場合の頭付きアンカーボルト 1 本あたりの許容引張力	2.87×10^5	N
ϕ_2	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
Q_{a3}	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊による場合の頭付きアンカーボルト 1 本あたりの許容せん断力	7.97×10^5	N
${}_c\sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	2.147	N/mm ²
A_c	コーン状破壊面の有効投影面積	5.55×10^5	mm ²
A_{qc}	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	5.55×10^5	mm ²
F_c	コンクリートの設計基準強度	50	N/mm ²
d_a	頭付きアンカーボルト軸部の直径	39	mm
D	頭付きアンカーボルト頭部の直径	65	mm
l_{ce}	頭付きアンカーボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e$ とする。	900	mm
l_e	頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ	900	mm
c	アンカーボルトの最小へりあき寸法	404	mm

(4) 評価方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。

アンカーボルトの発生荷重は、解析モデルの支点反力より抽出する。

6. 評価結果

6.1 評価結果

防潮堤取り合い部のRC壁及び鋼板、アンカーボルトの評価結果を表6.1-1～表6.1-2に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6.1-1(1) 評価結果（地震時（遮水鋼板② 北側））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	342	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
	合成応力度	0.81	1.2	0.68
アンカーボルト	引張力 (N)	1.70×10 ⁴	2.87×10 ⁵	0.06
	せん断力 (N)	1.30×10 ⁴	2.01×10 ⁵	0.07
	合成力	0.01	1.0	0.01
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.70×10 ⁴	7.97×10 ⁵	0.03
	せん断力 (N)	1.30×10 ⁴	3.67×10 ⁵	0.04

表 6.1-1(2) 評価結果（地震時（遮水鋼板② 南側））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	342	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
	合成応力度	0.81	1.2	0.68
アンカーボルト	引張力 (N)	2.70×10 ⁴	2.87×10 ⁵	0.10
	せん断力 (N)	4.00×10 ³	2.01×10 ⁵	0.02
	合成力	0.01	1.0	0.01
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	2.70×10 ⁴	7.40×10 ⁵	0.04
	せん断力 (N)	4.00×10 ³	3.67×10 ⁵	0.02

表 6.1-2(1) 評価結果（重畳時（遮水鋼板② 北側））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	342	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm ²)	50	217	0.24
	合成応力度	0.81	1.2	0.68
アンカーボルト	引張力 (N)	2.44×10 ⁵	2.87×10 ⁵	0.86
	せん断力 (N)	1.30×10 ⁴	2.01×10 ⁵	0.07
	合成力	0.73	1.0	0.73
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	2.44×10 ⁵	7.97×10 ⁵	0.31
	せん断力 (N)	1.30×10 ⁴	3.67×10 ⁵	0.04

表 6.1-2(2) 評価結果（重畳時（遮水鋼板② 南側））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm ²)	342	382	0.90
	せん断応力度 (N/mm ²)	58	217	0.27
	合成応力度	0.81	1.2	0.68
アンカーボルト	引張力 (N)	1.77×10 ⁵	2.87×10 ⁵	0.62
	せん断力 (N)	8.00×10 ³	2.01×10 ⁵	0.04
	合成力	0.39	1.0	0.39
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	1.77×10 ⁵	7.40×10 ⁵	0.24
	せん断力 (N)	8.00×10 ³	3.67×10 ⁵	0.03

6.2 断面力図等

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図6.2-1～図6.2-4に示す。

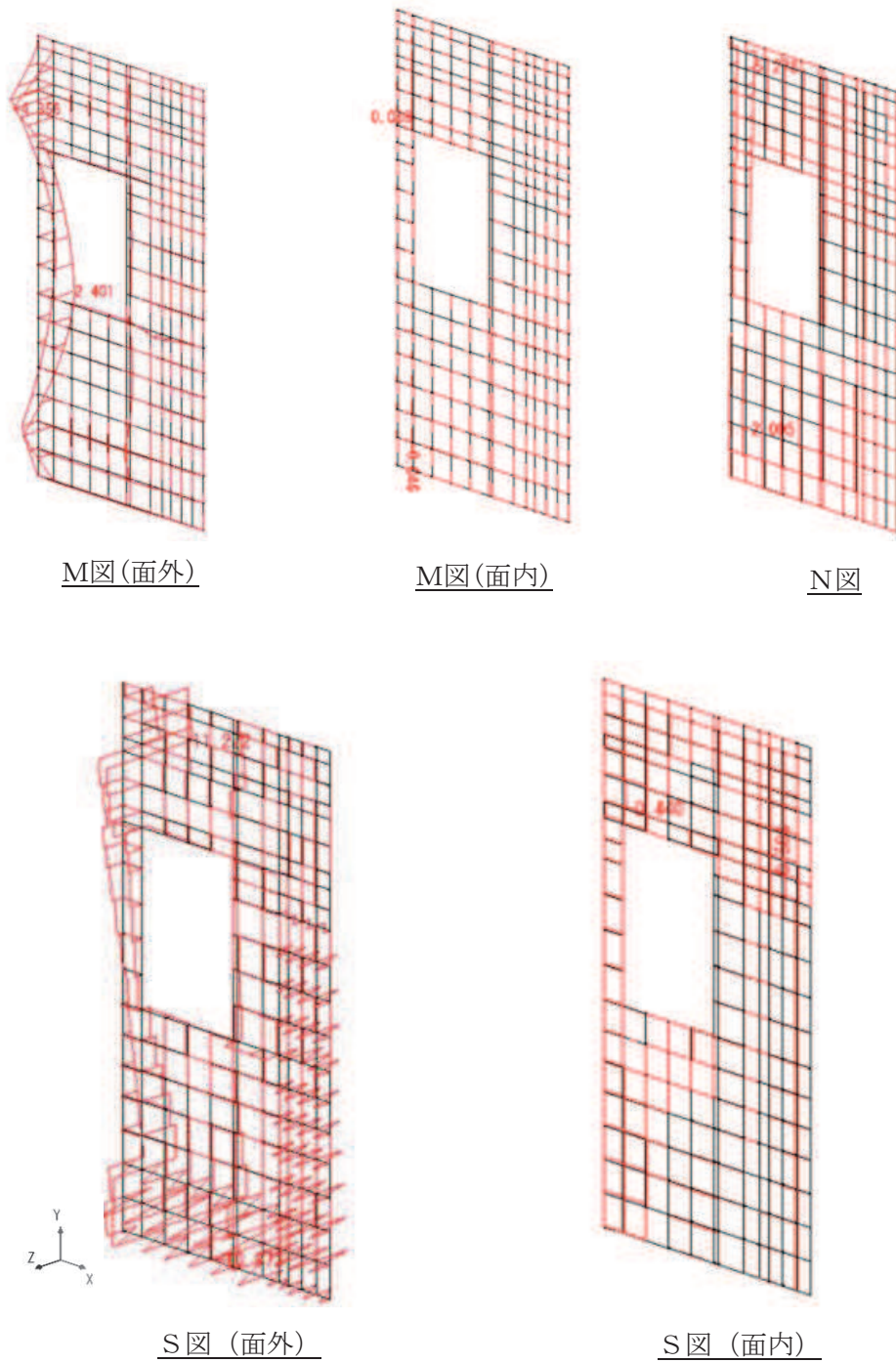


図6.2-1(1) 断面力図(地震時(地下トレンチ② 右側))

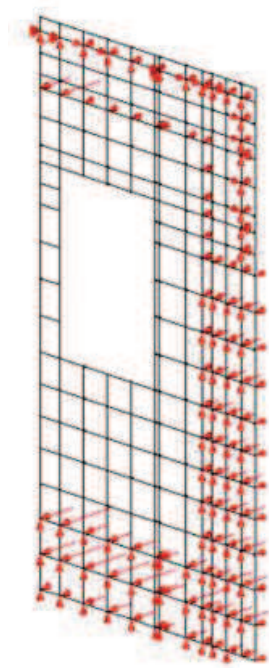
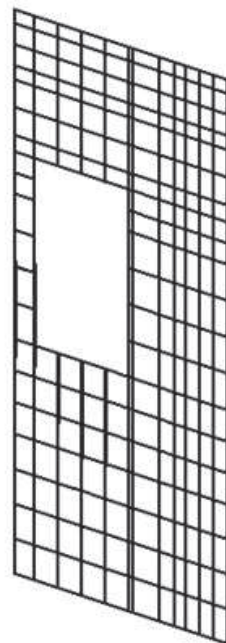
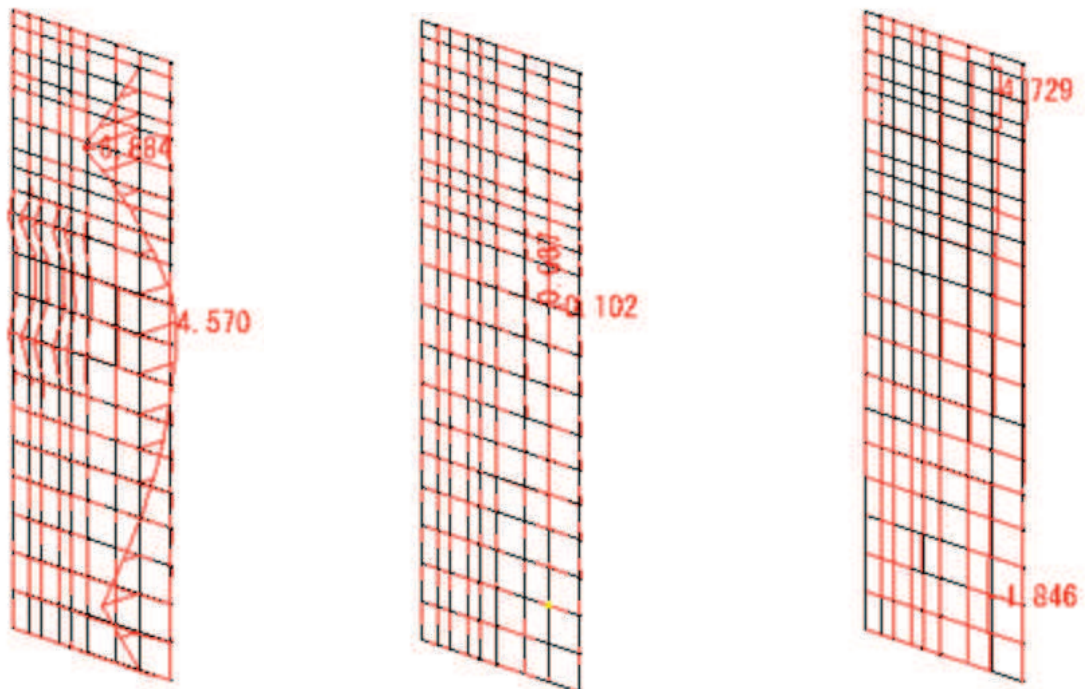


図 6.2-1(2) 反力図 (地震時 (地下トレンチ② 右側))



表示倍率 : $\times 83.0$

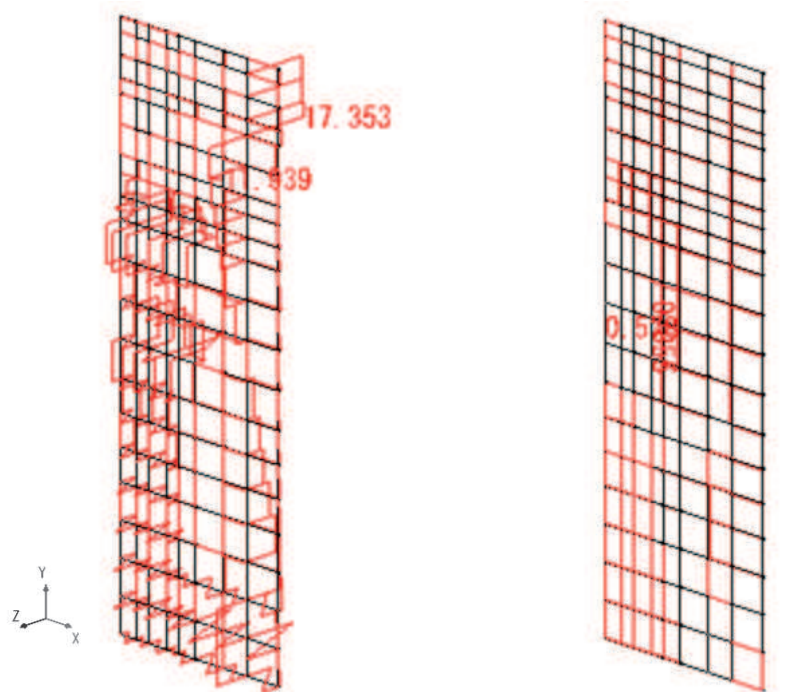
図 6.2-1(3) 変形図 (地震時 (地下トレンチ② 右側))



M图(面外)

M图(面内)

N图



S图(面外)

S图(面内)

图 6.2-2(1) 断面力图(地震时(地下トレンチ② 左侧))

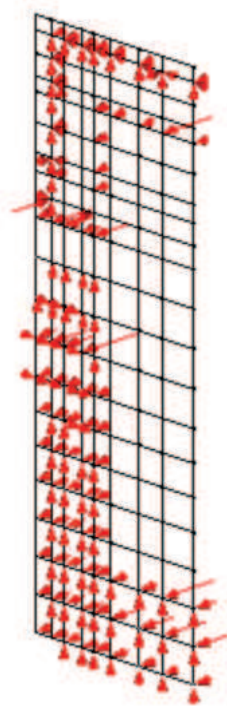


図 6.2-2(2) 反力図（地震時（地下トレンチ② 左側））



表示倍率：×83.3

図 6.2-2(3) 変形図（地震時（地下トレンチ② 左側））

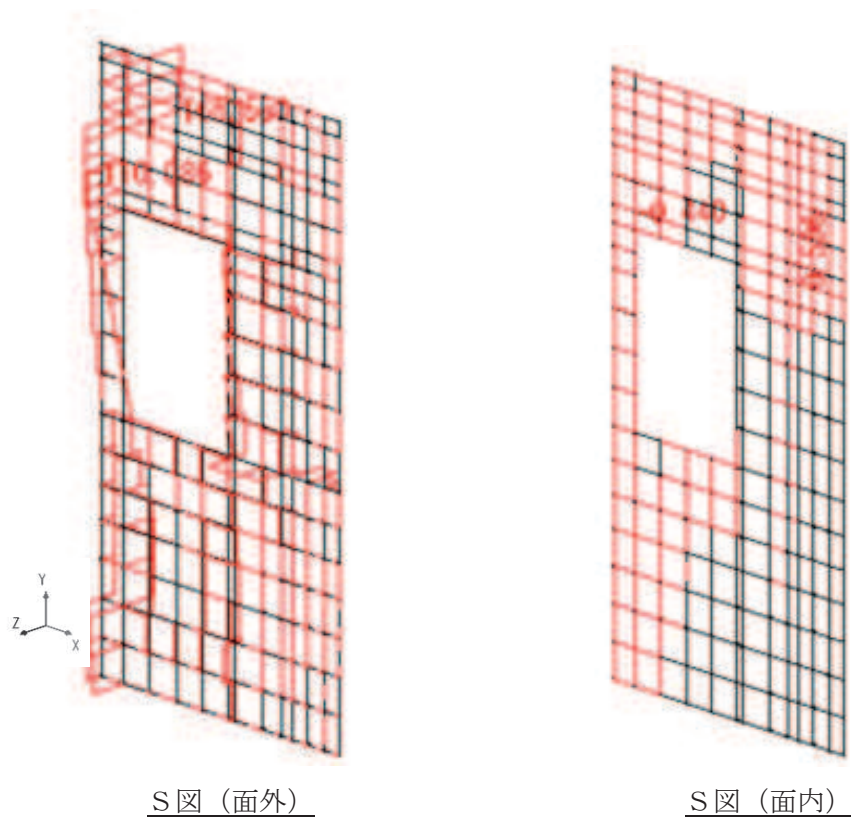
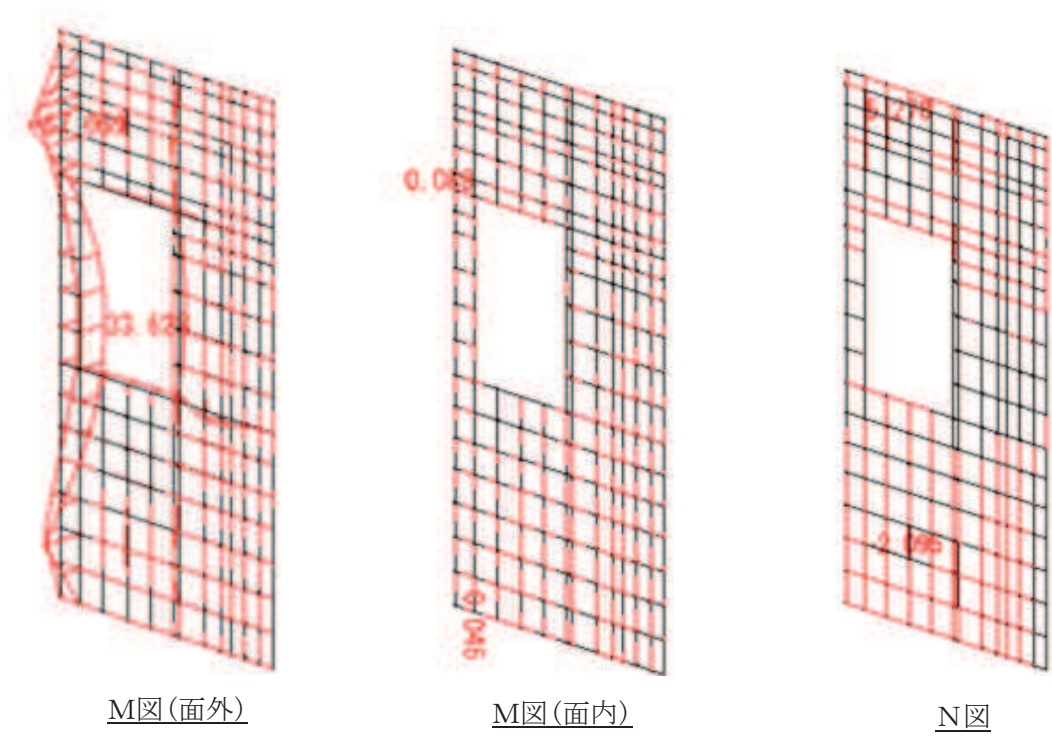


図 6.2-3(1) 断面力図 (重疊時 (地下トレンチ② 右側))

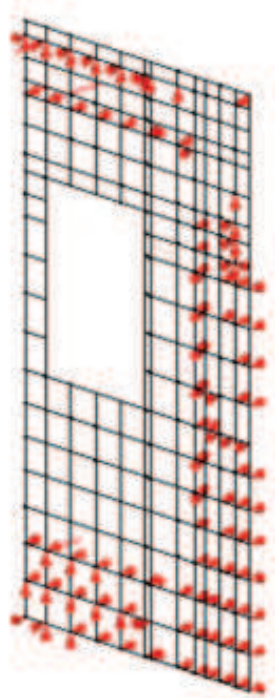
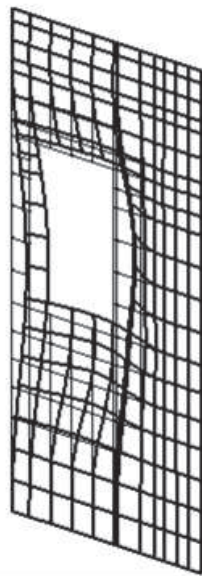
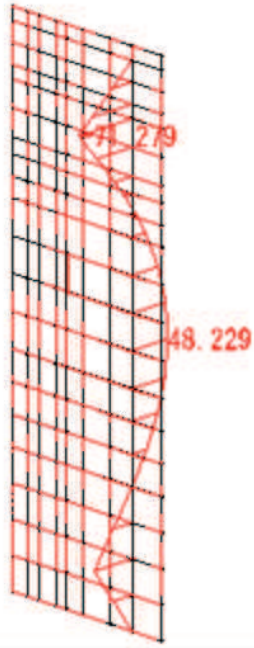


図 6.2-3(2) 反力図 (重畳時 (地下トレンチ② 右側))

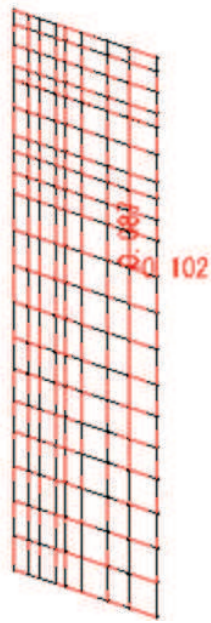


表示倍率 : $\times 83.3$

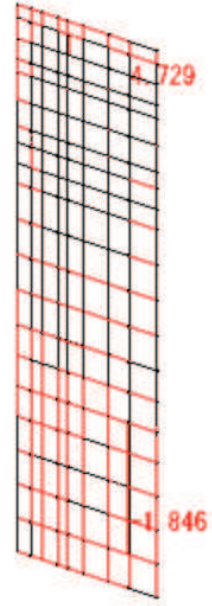
図 6.2-3(3) 変形図 (重畳時 (地下トレンチ② 右側))



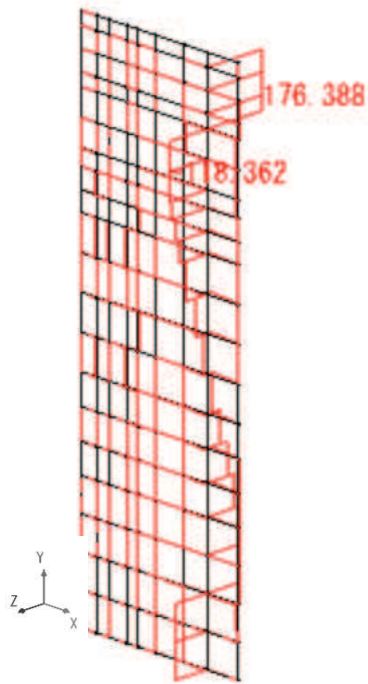
M图 (面外)



M图 (面内)



N图



S图 (面外)



S图 (面内)

图 6.2-4(1) 断面力图 (重叠时 (地下トレンチ② 左侧))

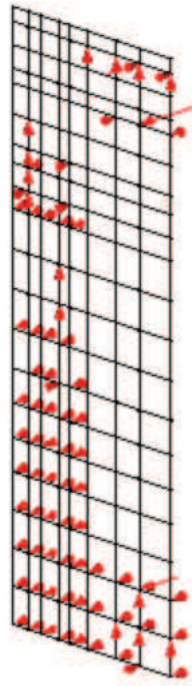


図 6.2-4(2) 反力図 (重畳時 (地下トレンチ② 左側))



表示倍率 : $\times 81.0$

図 6.2-4(3) 変形図 (重畳時 (地下トレンチ② 左側))

6 . 浸水防護施設に関する補足説明

6.3 防潮壁に関する補足説明

6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	4
3. 評価対象	5
4. 許容限界	7
5. 荷重及び荷重の組合せ	10
6. 評価方法	11
7. 評価結果	107

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の構造取り合い部に対しては、止水ジョイントを設置し止水性を確保する計画としており、止水ジョイントは支持金具（以下、ブラケットという。）を介して防潮壁本体に設置する。

本書では、ブラケットの構造強度について示す。ブラケットの構造図を図 1-1～図 1-3 に示す。

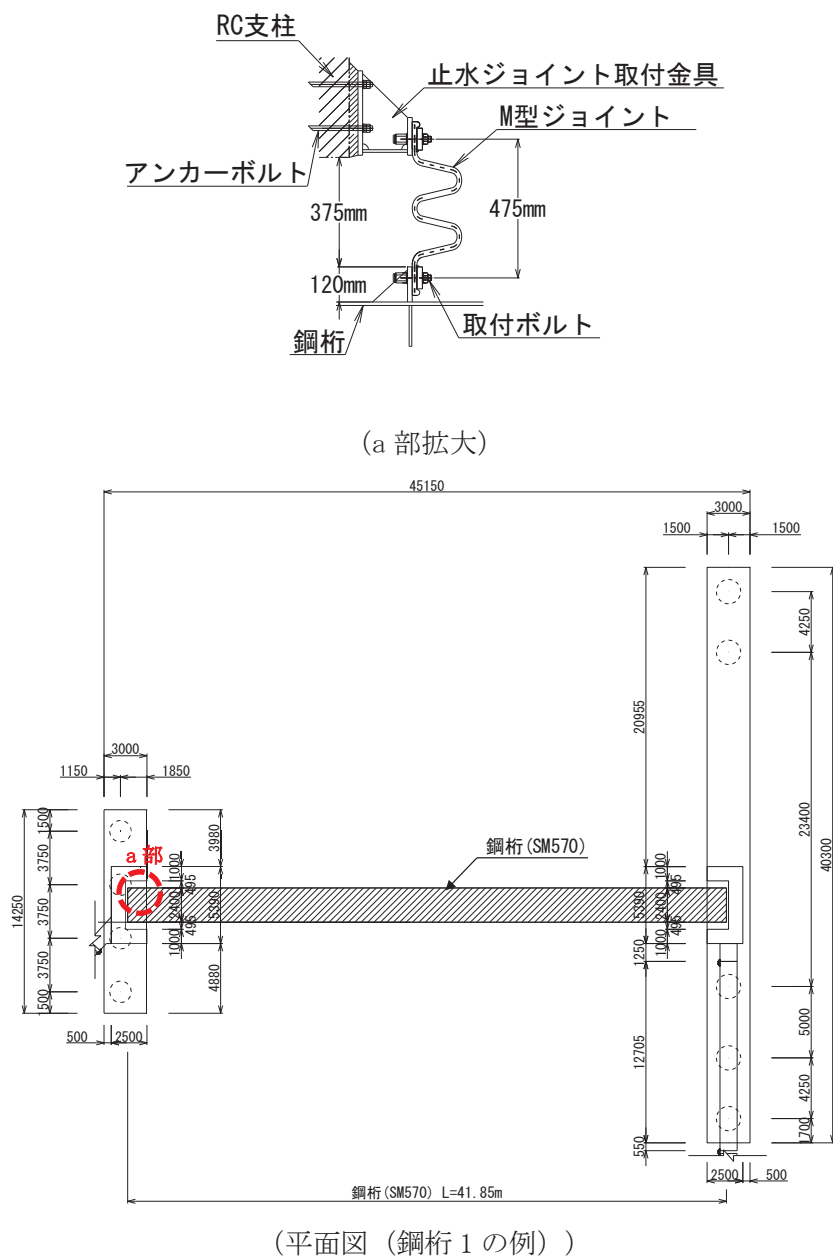
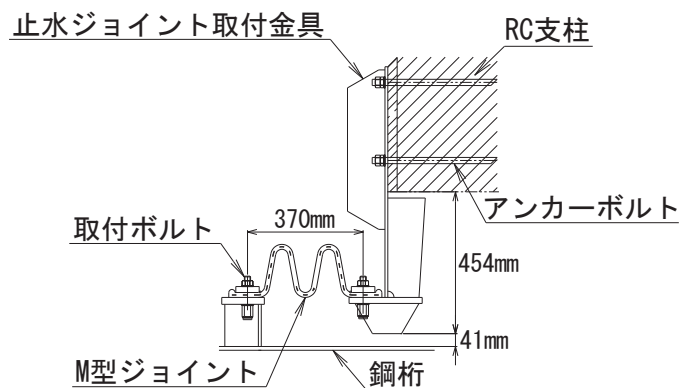
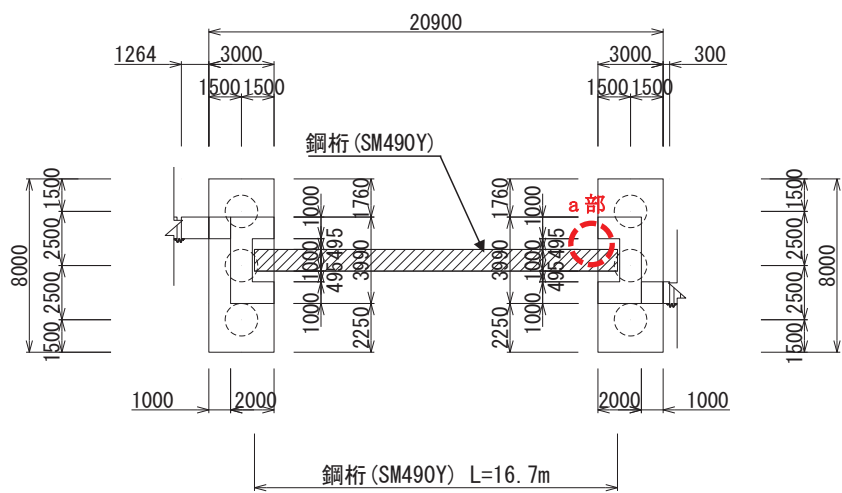


図 1-1 ブラケットの構造図
(RC 支柱と鋼桁間 (鋼桁 1, 4))



(a 部拡大)



(平面図 (鋼桁 5 の例))

図 1-2 ブラケットの構造図
(RC 支柱と鋼桁間 (鋼桁 2, 3, 5, 6))

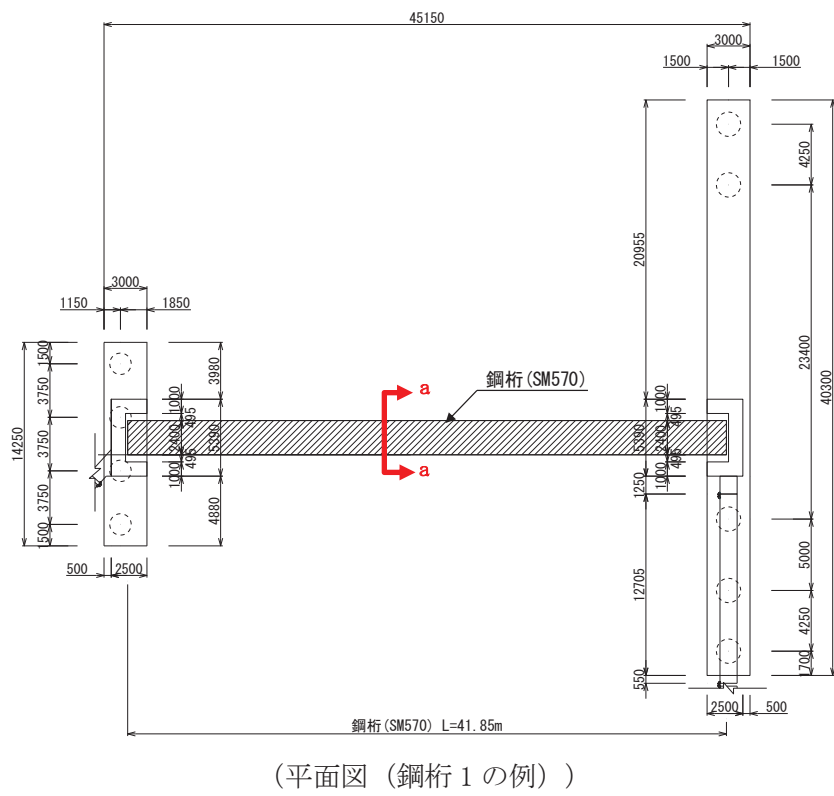
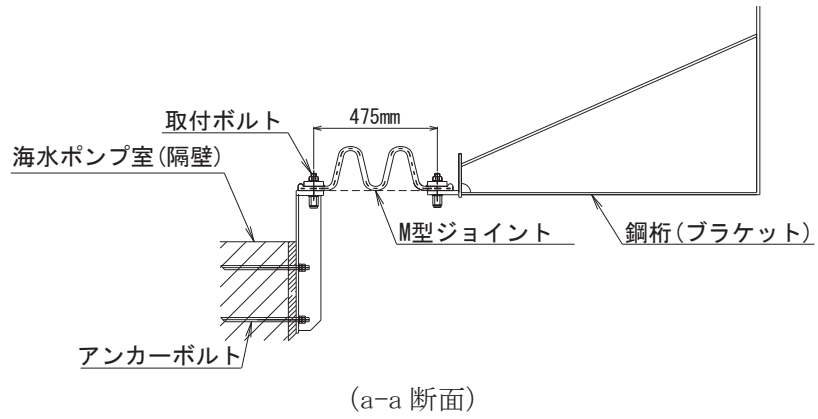


図 1-3 ブラケットの構造図
(鋼桁と海水ポンプ室隔壁間 (鋼桁 1, 4))

2. 評価方針

ブラケットの構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、作用荷重による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

ブラケットは鋼材により構成されており、軽量かつ支持部材も止水ジョイントと軽量であることから、地震時の慣性力に比べ津波荷重が支配的であると判断されるため、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。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

ブラケットの評価項目を表 2-1 に示す。

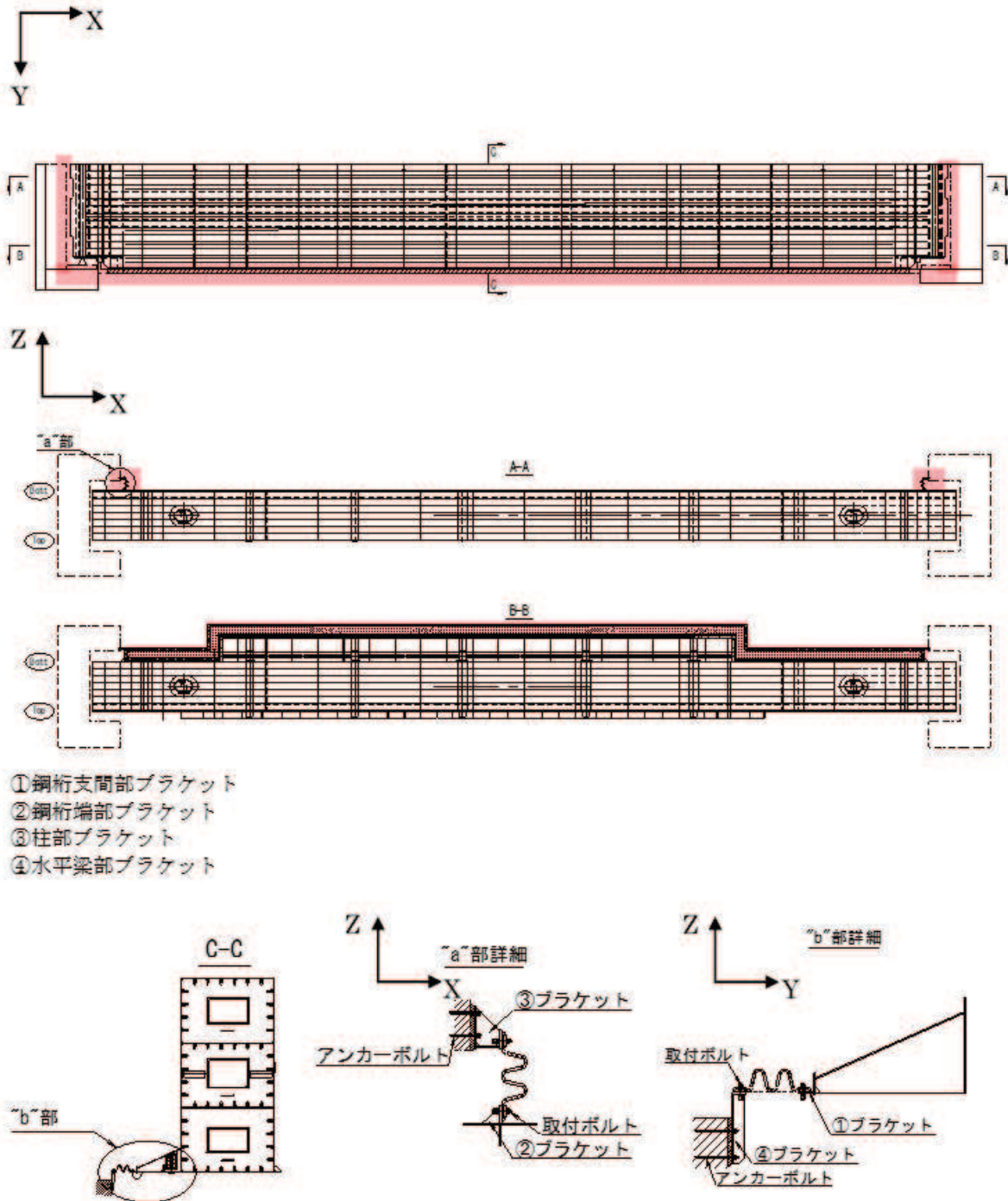
表 2-1 ブラケットの評価項目

部位	評価方法	許容限界
ブラケット本体 (ジョイントプレート, リブプレート, エンドプレート, ベースプレート)	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
取り付けボルト	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力, せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

3. 評価対象

評価対象となるブラケットを図3-1に示す。

なお、鋼桁 1・4 及び鋼桁 2・3・5・6 においては、構造仕様がそれぞれ同一であるため、「5. 荷重及び荷重の組合せ」に後述するとおり、作用荷重を安全側に丸め一律の設定とすることで網羅的に評価する。



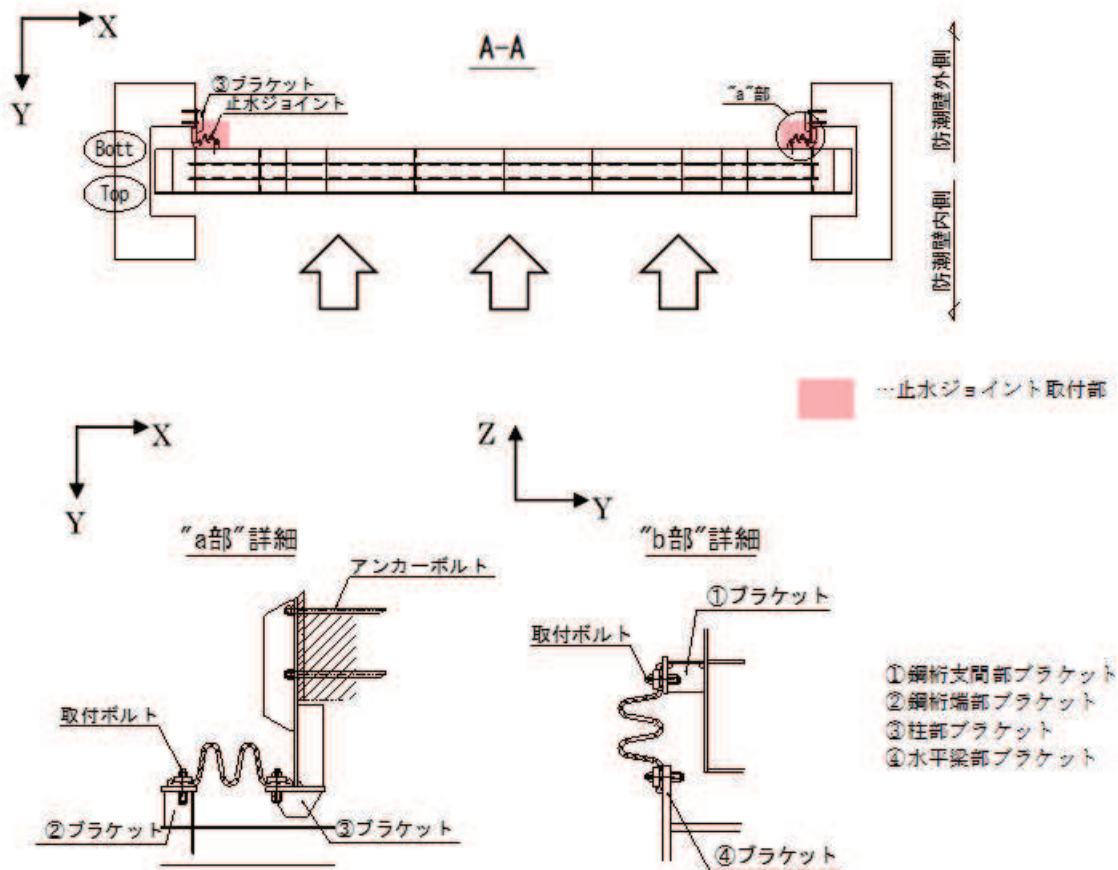
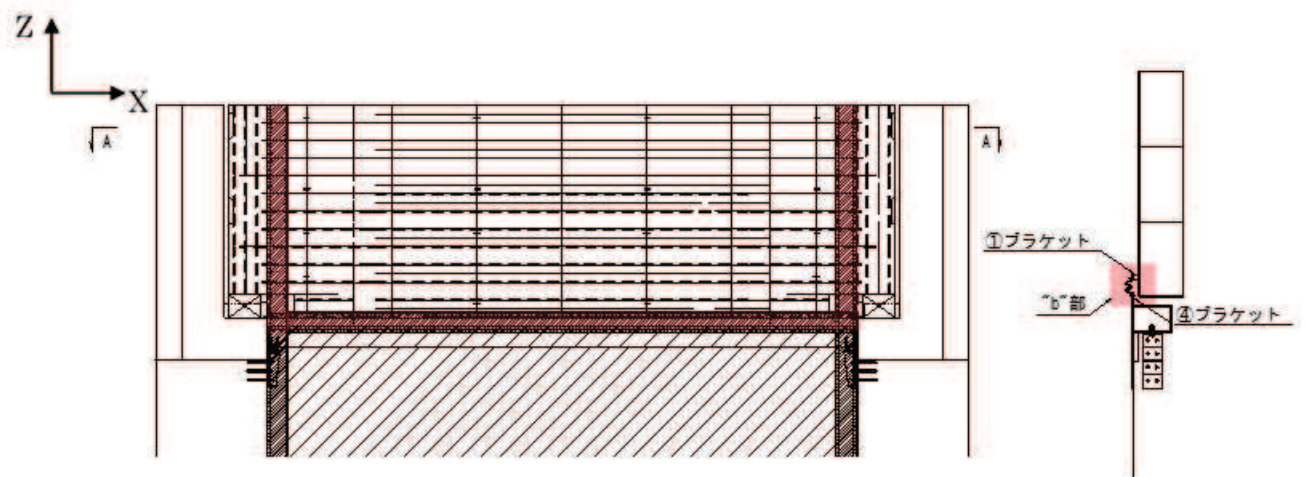


図 3-1(2) ブラケットの構造概要
(鋼桁 2・3・5・6)

4. 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

ブラケット（本体）の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。

取り付けボルトの許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

許容限界を表4-1～表4-3に示す。

表4-1 ブラケット(本体)許容限界

種別	鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ¹ (N/mm ²)
鋼桁 1, 4	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_a	255	345
		許容せん断応力度 τ_a	145	217
鋼桁 2, 3, 4, 5	SM490Y	許容曲げ圧縮応力度 σ_a	210	315
		許容せん断応力度 τ_a	120	180

注記*1：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表4-2 取り付けボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
4.6 (SS400)	許容引張応力度 σ_{sa}	140	210

注記*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4-3 アンカーボルトの許容限界算出結果

断面	種別	引張 (kN)	せん断 (kN)
柱部ブラケット (鋼桁 1, 4)	アンカーボルト M16 SS400 埋め込み長 240mm	26	17
水平梁部ブラケット (鋼桁 1)	アンカーボルト M20 SS400 埋め込み長 260mm	26	14
水平梁部ブラケット (鋼桁 4)	アンカーボルト M20 SS400 埋め込み長 260mm	28	15
柱部ブラケット (鋼桁 2, 3, 5, 6)	アンカーボルト M20 SS400 埋め込み長 320mm	41	41

(アンカーボルトの許容限界の算出方法)

アンカーボルトの許容引張力は以下の式により算出する。

$$P_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{pa} \times sc a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \times c\sigma_t \times A_c$$

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$$

$$P_a = \text{Min}(P_{a1}, P_{a2})$$

ここで、

p_{a1} : アンカーボルト 1 本当りの降伏に対する許容引張力 (kN)

p_{a2} : アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容引張力 (kN)

p_a : 許容引張力 (kN)

ϕ_1 : 低減係数(短期荷重時)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重時)

$s\sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度 ($s\sigma_{pa} = s\sigma_y$) (N/mm²)

$s\sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度(SS400) (N/mm²)

$sc a$: アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

A_c : アンカーボルトのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

$$q_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_{qa} \times s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_{qa} \times s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_{qc}$$

$$q_a = \text{Min} (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$s \sigma_{qa} = 0.7 \times s \sigma_y$$

$$c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c + E_c}$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$$

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2$$

ここで、アンカーボルトの許容せん断力は以下の式で算出する。

q_{a1} : アンカーボルト 1 本当りのせん断強度に対する許容せん断力 (kN)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度に対する許容せん断力 (kN)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン破壊に対する許容せん断力 (kN)

q_a : 許容せん断力 (kN)

ϕ_1 : 低減係数(短期荷重時)

ϕ_2 : 低減係数(短期荷重時)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 (N/mm²)

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数

A_{qc} : せん断方向の側面におけるコーン状破壊面積の有効投影面積

5. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h$
重畳時	$G + P_h + K_{sd}$

G : 固定荷重

P_h : 浸水津波荷重

K_{sd} : 余震荷重

ここで、「補足 140-1 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について」に示すとおり、止水ジョイントの耐圧試験に用いている試験水圧は、設計用津波水位（入力津波水位+0.5m）により、設置する 4つのエリア及び地盤条件（盛土部、地盤改良部、岩盤部）を網羅する地点①～⑦の地震応答解析に基づき算定した作用水圧（静水圧+動水圧）に、不確かさの影響を考慮して一律 0.15MPa（評価値は 0.08MPa）としている。

本検討においても、保守的に止水ジョイントの耐圧性を確認した条件と同様の荷重を考慮し、構造強度評価を行う。

6. 評価方法

6.1 鋼桁支間部ブラケット (鋼桁 1・4)

(1) 構造概要

鋼桁支間部ブラケットはジョイントプレートとエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.1-1 に、鋼桁支間部ブラケットの構造概要を示す。

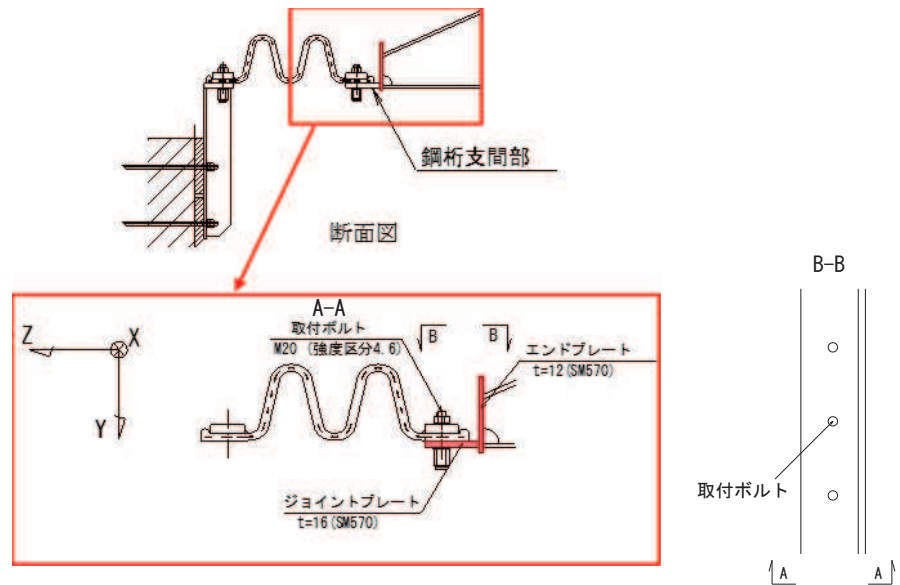


図 6.1-1 鋼桁支間部ブラケットの構造概要

(2) ジョイントプレート

ジョイントプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.1-2 に示す。

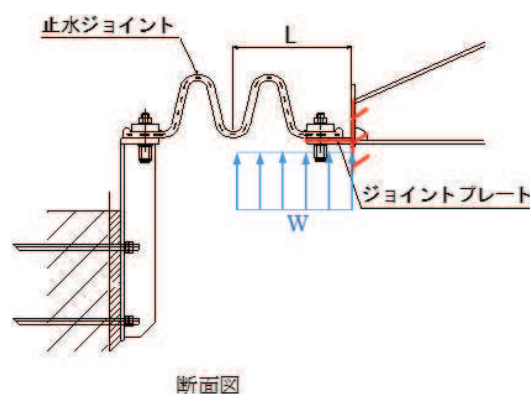


図 6.1-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P1) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	水圧合力	48	48	kN/m
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
L	考慮する水圧幅	0.32	0.32	m

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。

断面照査は最大箇所として、図 6.1-3 の A-A で行う。ここで、断面力の算出に用いる計算緒言を表 6.1-2 に示す。

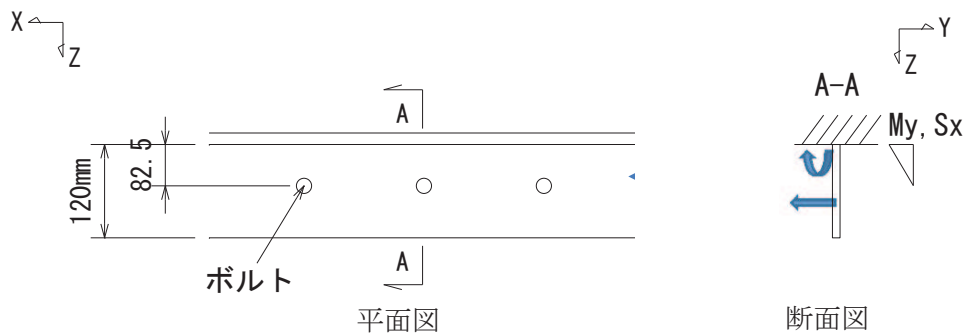


図 6.1-3 ジョイントプレートの断面照査箇所

$$P = P_1 \times C$$

$$M_x = P \times L_x$$

$$S_y = P$$

表 6.1-2 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	単位幅 (1m) 当りの水圧合力	48	48	kN/m
M_x	x 軸周り曲げモーメント	0.8	0.8	kN/m
S_y	y 方向せん断力	9.6	9.6	kN
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	m
P	ボルト作用力	9.6	9.6	kN
L_x	エンドプレートからボルトまでの距離	0.0825	0.0825	m

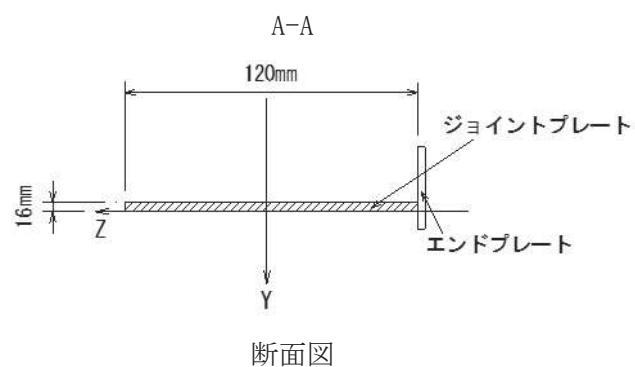
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.1-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.1-3 に示す。



断面図
図 6.1-4 ジョイントプレートの断面照査諸元

6.1-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	157	157	N/mm ²
τ	せん断応力度	5	5	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.17	0.17	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	単位幅当りの曲げモーメント	0.8	0.8	kN・m
Z	断面係数	5120	5120	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	9.6	9.6	kN
A	ジョイントプレート断面積	1920	1920	mm ²

(3) エンドプレートの照査

ジョイントプレートに発生する断面力がエンドプレートに伝わるものとする。

エンドプレートの有効断面幅としては、エンドプレート内の荷重の分散は考慮せずに保守的に、ボルトからの 45° 分布として応力度の照査を行う。

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.1-5 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.1-4 に示す。

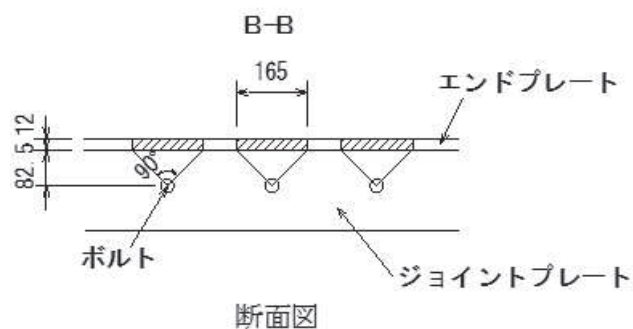


図 6.1-5 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.1-4 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	203	203	N/mm ²
τ	せん断応力度	5	5	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.28	0.28	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	単位幅当りの曲げモーメント	0.8	0.8	kN・m
Z	断面係数	3960	3960	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	9.6	9.6	kN
A	エンドプレート断面積	1980	1980	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.1-6 に示す。

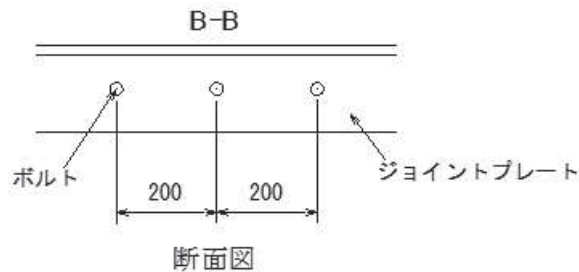


図 6.1-6 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.1-5 に示す。

表 6.1-5 取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	曲げ応力度	40	40	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	9.6	9.6	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力	210	210	N/mm ²

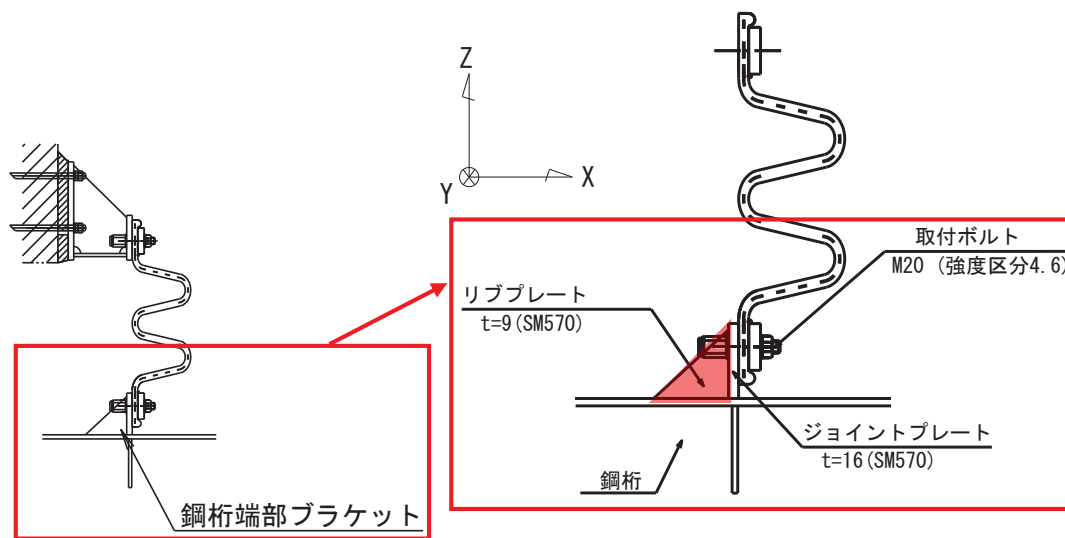
6.2 鋼桁端部ブラケットの設計（鋼桁1・4）

（1）構造概要

鋼桁端部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.2-1 に、鋼桁端部ブラケットの構造概要を示す。



断面図

図 6.2-1 鋼桁端部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.2-2 に示す。

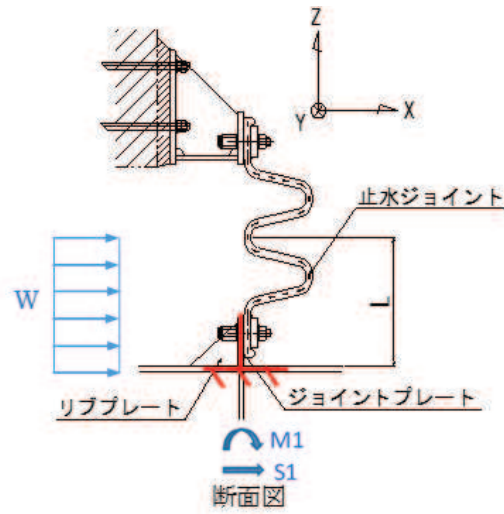


図 6.2-2 断面力の算定モデル

単位幅 (1 m) 当りの水圧合力 (P_1) 及び設計断面力 (M_1 , S_1) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$M_1 = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = P_1$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸言を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	水圧合力	48	48	kN/m
M_1	曲げモーメント	7.7	7.7	kN・m
S_1	せん断力	48	48	kN
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
L	考慮する水圧幅	0.32	0.32	m

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.2-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.2-2 に示す。

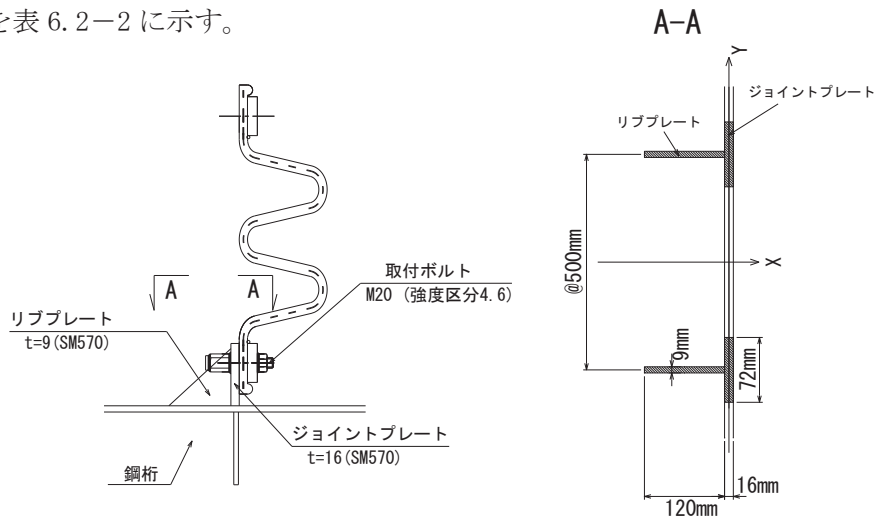


図 6.2-3 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.2-2 ジョイントプレートにおける発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	-	-	N/mm ²
τ	せん断応力度	-	-	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	-	-	-
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	-
M	単位幅当りの曲げモーメント	7.7	7.7	kN・m
Z	断面係数	81981	81981	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	48	48	kN
A	リブプレート断面積	2160	2160	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.2-4 の D-D 断面及び E-E 断面の 2 箇所で行う。

E-E 断面は片持ち梁、D-D 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

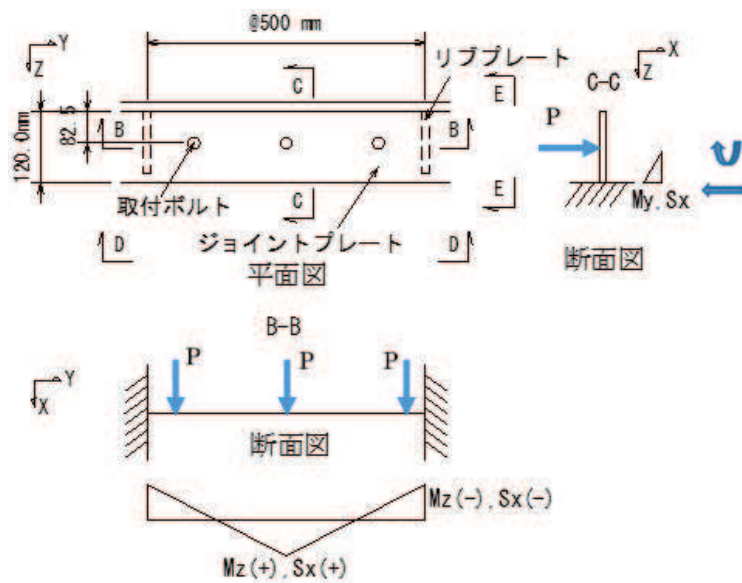


図 6.2-4 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (M_y , S_x) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times L$$

$$S_x = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.2-3 に示す。

表 6.2-3 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	単位幅(1m)当りの水圧合力	48	48	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	m
P	ボルト作用力	-	-	kN
L	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.0825	0.0825	m
M_y	y 軸周り曲げモーメント	0.8	0.8	kN・m
S_x	x 方向せん断力	9.6	9.6	kN
M_z^*	z 軸周り曲げモーメント	1.1	1.1	kN・m
S_x^*	x 方向せん断力	15	15	kN

注記* : M_z, S_x は二次元静的解析出力データの断面力を使用する。

a. D-D 断面

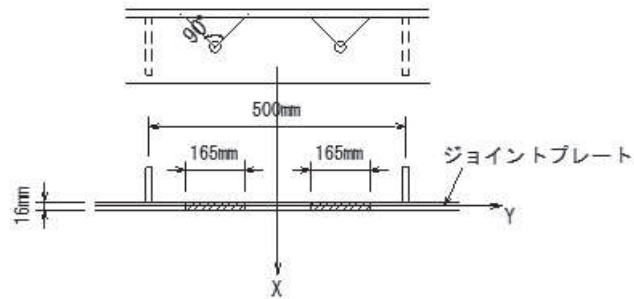
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート（D-D 断面）の断面照査諸元を図 6.2-5 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.2-4 に示す。有効幅はボルトから 45°分布とする。



断面図

図 6.2-5 ジョイントプレート（D-D 断面）の断面照査諸元

表 6.2-4 ジョイントプレート（D-D 断面）における発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度の最大値	57	57	N/mm ²
τ	せん断応力度	2	2	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.03	0.03	
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	y 軸周りの曲げモーメント	0.8	0.8	kN・m
Z	断面係数	14080	14080	mm ³
S_x	x 方向せん断力	9.6	9.6	kN
A	ジョイントプレート断面積	5280	5280	mm ²

b. E-E 断面

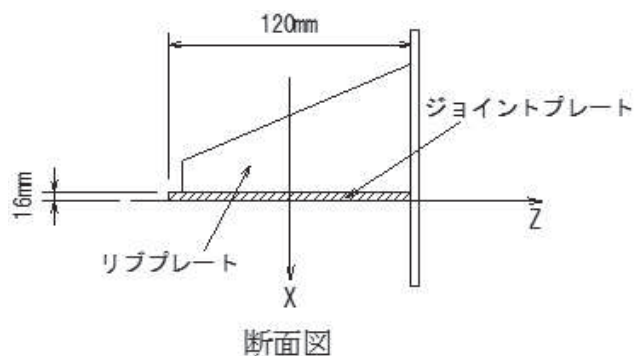
ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート（E-E 断面）の断面照査諸元を図 6.2-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表表 6.2-5 に示す。



図表 6.2-6 ジョイントプレート（E-E 断面）の断面照査諸元

表表 6.2-5 ジョイントプレート（E-E 断面）における発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度の最大値	215	215	N/mm ²
τ	せん断応力度	8	8	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.32	0.32	
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	z 軸周りの曲げモーメント	1.1	1.1	kN・m
Z	断面係数	5120	5120	mm ³
S	x 方向せん断力	15	15	kN
A	ジョイントプレート断面積	1920	1920	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.2-7 に示す。

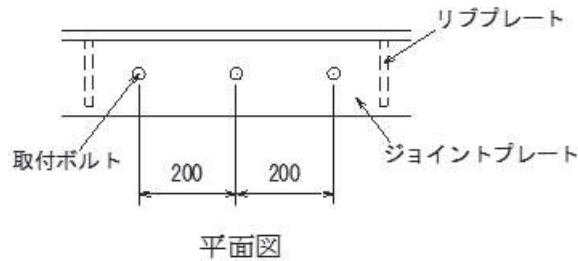


図 6.2-7 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.2-6 に示す。

表 6.2-6 取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	曲げ応力度	-	-	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	9.6	9.6	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力	210	210	N/mm ²

6.3 柱部ブラケットの設計（鋼桁1・4）

(1) 構造概要

柱部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレート並びにアンカーボルト設置のためのベースプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.3-1 に、柱部ブラケットの構造概要を示す。

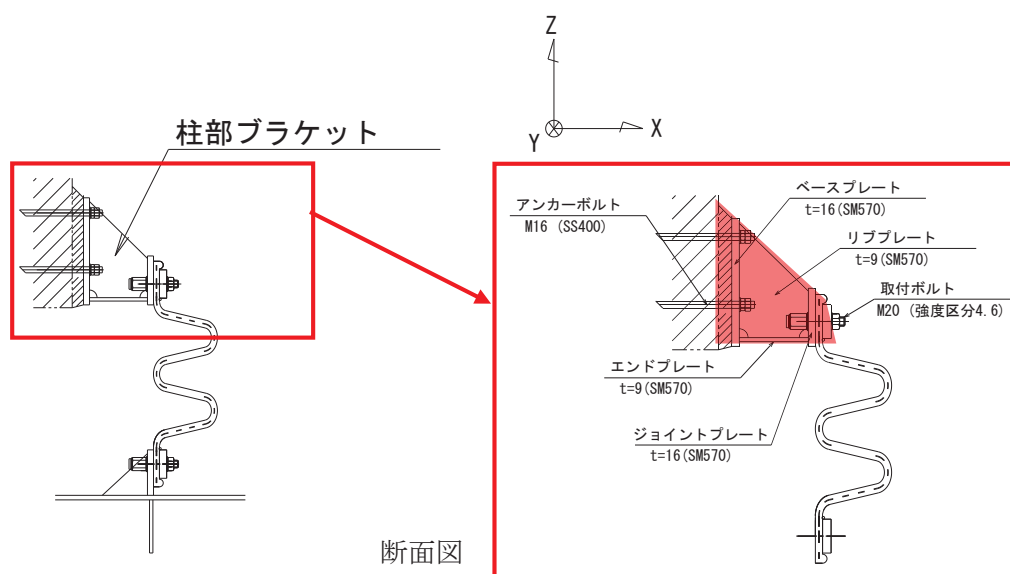


図 6.3-1 柱部ブラケットの構造概要

(2) ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.3-2 に示す。

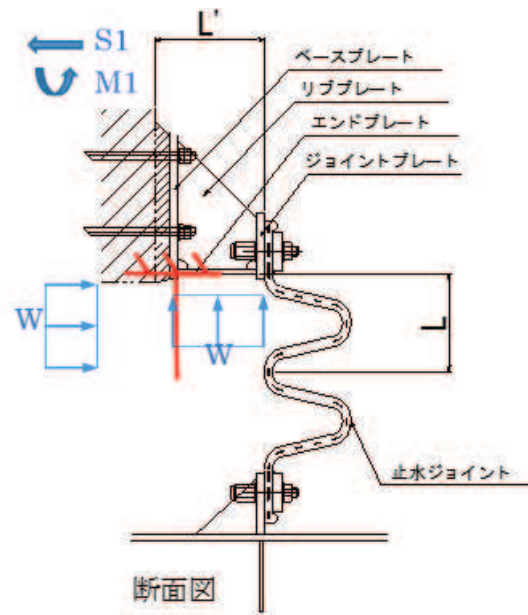


図 6.3-2 断面力の算定モデル

単位幅(1m)当りの水圧合力 P_1 及び設計断面力は下記式により算出する。

$$P_1 = W' \times L$$

$$M' = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

$$N_1 = W \times L'$$

$$M'' = W \times \frac{L'^2}{2}$$

$$M_1 = M' + M''$$

ここで、断面力の算出に用いる計算緒言を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	水圧合力	28	28	kN/m
M_1	曲げモーメント	4.3	4.3	kNm/m
M'	鉛直力による曲げモーメント	2.5	2.5	kNm/m
M''	水平力による曲げモーメント	1.8	1.8	kNm/m
N_1	軸力	24	24	kN/m
S_1	せん断力	28	28	kN/m
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
L	考慮する鉛直方向水圧幅	0.1825	0.1825	m
L'	考慮する水平方向水圧幅	0.154	0.154	m

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.3-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-2 に示す。

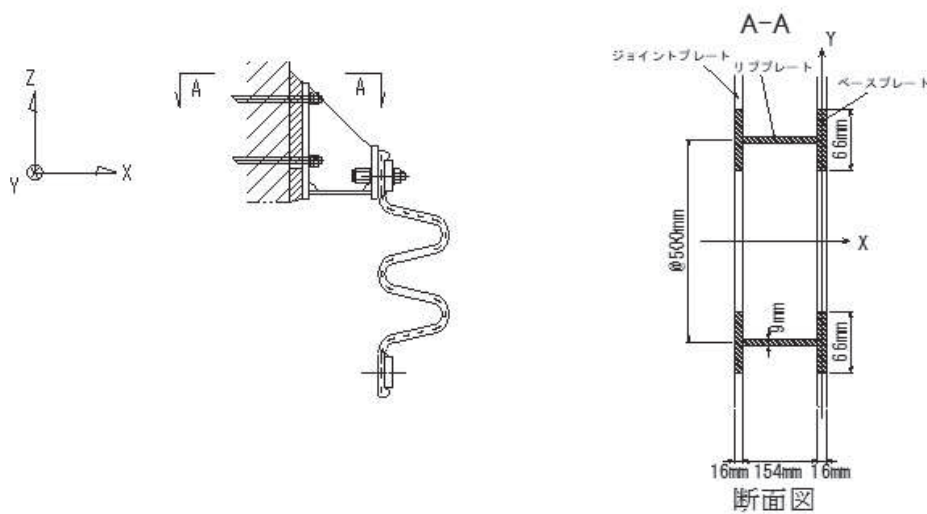


図 6.3-2 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.3-2 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度の最大値	-	-	N/mm ²
τ	せん断応力度	-	-	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	-	-	-
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	-
M	単位幅当りの曲げモーメント	4.3	4.3	kN・m
Z	断面係数	388031	388031	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	28	28	kN
A_w	リブプレート断面積	2772	2772	mm ²
σ_c	軸圧縮応力度	-	-	N/mm ²
N_1	軸力	24	24	kN
A	有効断面積	6996	6996	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.3-4 の D-D 断面及び E-E 断面の 2 箇所で行う。

D-D 断面は片持ち梁、E-E 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

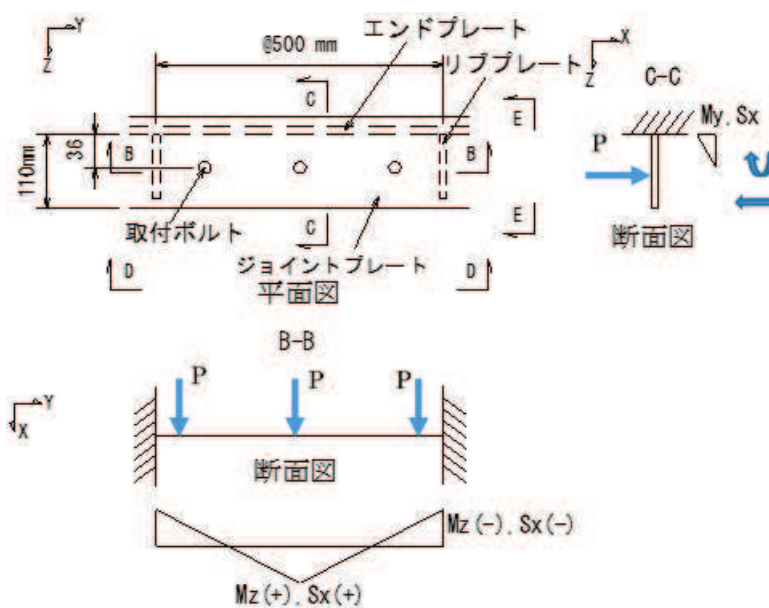


図 6.3-4 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (M_y , S_x) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times L$$

$$S_x = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.3-3 に示す。

表 6.3-3 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	単位幅(1m)当りの水圧合力	28	28	Kn/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	m
P	ボルト作用力	6.0	6.0	kN
L	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.036	0.036	m
M_y	y 軸周り曲げモーメント	0.3	0.3	kN・m
S_x	x 方向せん断力	6.0	6.0	kN
M_z^*	z 軸周り曲げモーメント	0.7	0.7	kN・m
S_x^*	x 方向せん断力	9.0	9.0	kN

注記* : M_z, S_x は二次元静的解析出力データの断面力を使用する。

a. D-D 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.3-5 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-4 に示す。有効幅はボルトから 45°分布とする。

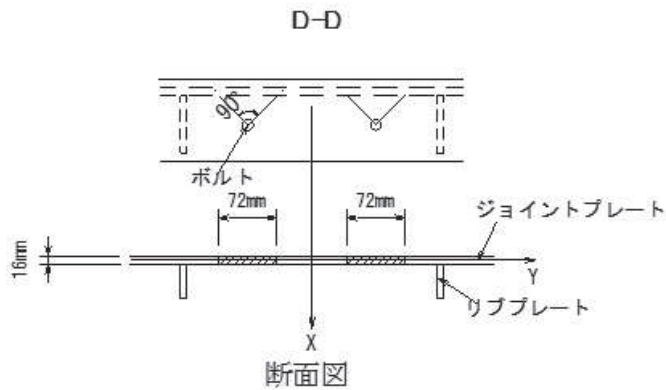


図 6.3-5 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.3-4 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度の最大値	49	49	N/mm ²
τ	せん断応力度	3	3	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.02	0.02	
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_y	y 軸周りの曲げモーメント	0.3	0.3	kN・m
Z	断面係数	6144	6144	mm ³
S_x	x 方向せん断力	6	6	kN
A	ジョイントプレート断面積	2304	2304	mm ²

b. E-E 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_z}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.3-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-5 に示す。

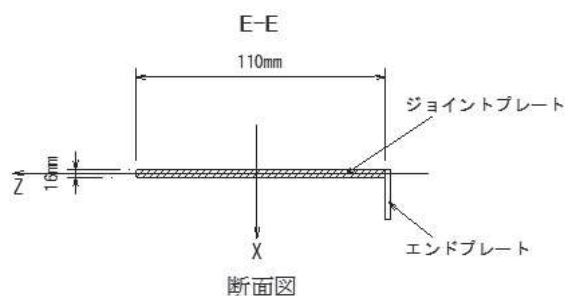


図 6.3-6 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.3-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度の最大値	150	150	N/mm ²
τ_1	せん断応力度	6	6	N/mm ²
κ_1	垂直とせん断の合成応力度	0.15	0.15	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_z	z 軸周りの曲げモーメント	0.7	0.7	kN・m
Z	断面係数	4693	4693	mm ³
S_1	x 方向せん断力	9	9	kN
A	ジョイントプレート断面積	1760	1760	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.3-7 に示す。

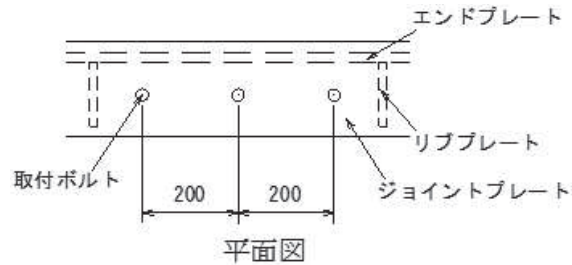


図 6.3-7 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-6 に示す。

表 6.3-6 取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	曲げ応力度	25	25	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	6	6	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力	210	210	N/mm ²

(5) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.3-6 の F-F 断面及び G-G 断面の 2 箇所で行う。

両端固定梁として断面力を算出する。

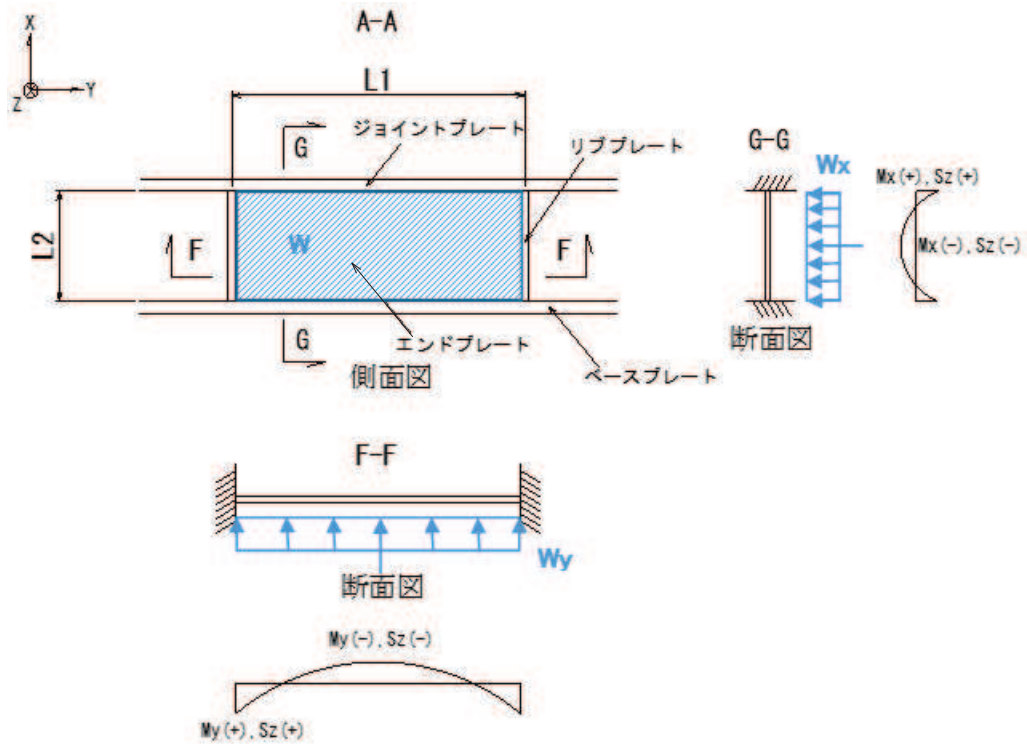


図 6.3-8 断面力の算定モデル

単位幅当たりの水圧 (W_x, W_y) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_z) は下記式により算出する。

$$W_x = W \times L1$$

$$W_y = W \times L2$$

F-F 断面について

$$M_y = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L1}{2}$$

G-G 断面について

$$M_x = \frac{W_x \times L2^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_x \times L2}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸元を表 6.3-7 に示す。

表 6.3-7 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
W_y	単位幅当たりの水圧	24	24	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	75	75	kN/m
M_y	曲げモーメント	0.5	0.5	kN・m
S_z	せん断力	6.0	6.0	kN
L_1	リブ間距離	0.5	0.5	m
L_2	エンドプレート長さ	0.154	0.154	m
M_x	曲げモーメント	0.2	0.2	kN・m
S_z	せん断力	5.8	5.8	kN

a. F-F 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_y}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.3-9 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-8 に示す。

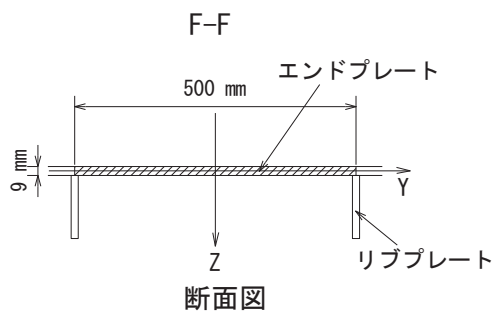


図 6.3-9 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.3-8 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	最大垂直応力度	30	30	N/mm ²
τ	せん断応力度	2	2	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.01	0.01	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_x	単位幅当りの曲げモーメント	0.2	0.2	kN・m
Z	断面係数	6750	6750	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	5.8	5.8	kN
A	エンドプレート断面積	4500	4500	mm ²

b. G-G 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.3-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-9 に示す。

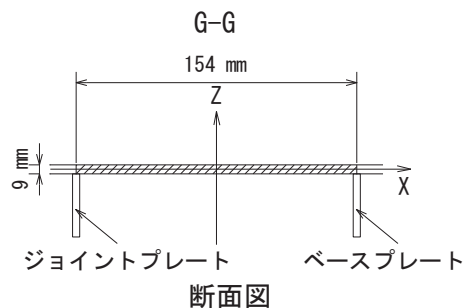


図 6.3-10 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.3-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	エンドプレート上面での垂直応力度	241	241	N/mm ²
τ	せん断応力度	5	5	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.40	0.40	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_y	単位幅当りの曲げモーメント	0.5	0.5	kN・m
Z	断面係数	2079	2079	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	6	6	kN
A_w	エンドプレート断面積	1386	1386	mm ²

(6) アンカーボルト

アンカーボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

$$T_d = \left(\frac{P_1}{n} + \frac{M'' + M}{b} \right) \times p$$

$$V_d = S_1 \times \frac{h}{n}$$

$$M = P_1 \times r$$

ここで、アンカーボルトの断面照査諸元を図 6.3-11 に、アンカーボルトの評価に用いる計算諸元を表 6.3-10 に示す。

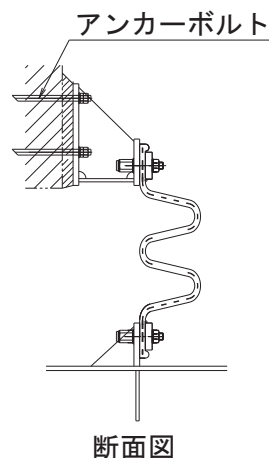


図 6.3-11 アンカーボルトの断面照査諸元

表 6.3-10 アンカーボルトの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
T_d	アンカーボルト 1 本当りの引張力	15	15	kN
V_d	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	3	3	kN
S_1	せん断力	28	28	kN/m
p	奥行き方向の配置ピッチ	0.2	0.2	m
h	エンドプレート高さ	0.154	0.154	m
P_1	水圧合力	28	28	kN/m
M''^*	曲げモーメント	1.8	1.8	kN・m/m
M	曲げモーメント	7.2	7.2	kN・m/m
b	アンカーボルト間隔	0.15	0.15	m
n	アンカーボルト本数	2	2	本
r	水圧の合力位置からアンカー間の中心	0.2587	0.2587	m

(7) ベースプレート

アンカーボルト孔中心からウェブ端面 L1 までの片持ち梁として求めた曲げモーメントに対し、ベースプレート断面係数によって割る。ベースプレートの有効断面積幅はボルト孔から片側 45°の開きを持つ範囲とする。

断面力の算定モデルを図 6.3-12 に示す。

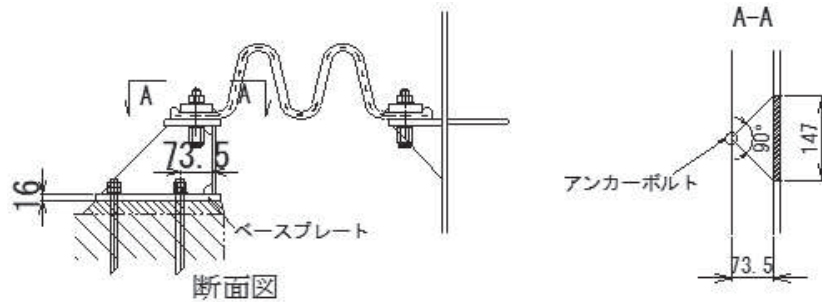


図 6.3-12 断面力の算定モデル

$$T_d = \left(\frac{P_1}{n} + \frac{M'' + M}{b} \right) \times p$$

ここで、断面力の算定に用いる計算諸言を表 6.3-11 に示す。

表 6.3-11 断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
T_d	アンカーボルト 1 本当りの引張力	15	15	kN
p	奥行き方向の配置ピッチ	0.2	0.2	m
P_1	水圧合力	28	28	kN/m
M''	曲げモーメント	1.8	1.8	kN・m/m
M	曲げモーメント	7.2	7.2	kN・m/m
b	アンカーボルト間隔	0.15	0.15	m
n	アンカーボルト本数	2	2	本

ベースプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_b = T_d \times \frac{L_1}{L_2 \times \frac{t^2}{6}} \leq \sigma_a$$

ここで、ベースプレートの断面照査諸元を図 6.3-13 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.3-12 に示す。

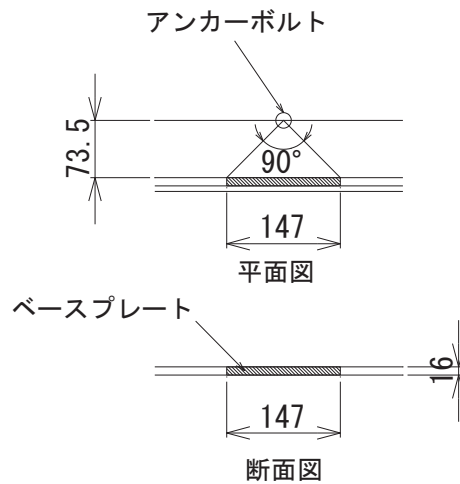


図 6.3-13 ベースプレートの断面照査諸元

表 6.3-12 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ_d	曲げ応力度	176	176	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
T_d	アンカー1本あたりの引張力	15	15	kN/m
L_1	アンカーボルト孔中心から端面の距離	73.5	73.5	mm
L_2	有効断面積幅	147	147	mm
t	ベース PL 板厚	16	16	mm

6.4 水平梁部ブラケットの設計（鋼桁1・4）

(1) 構造概要

水平梁部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.4-1 に、水平梁部ブラケットの構造概要を示す。

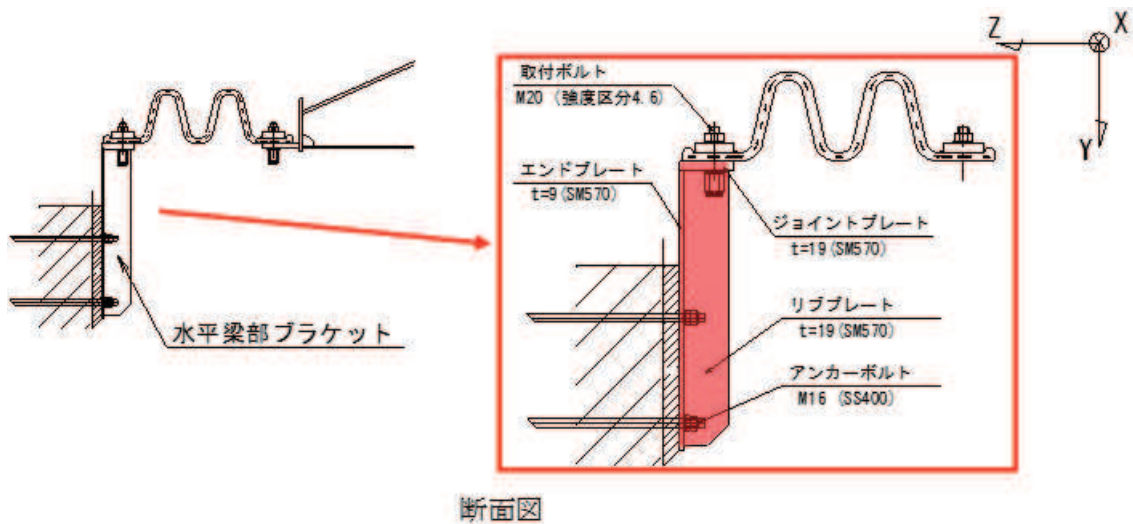


図 6.4-1 水平梁部ブラケットの構造概要

(2) エンドプレート及びリブプレート

エンドプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.4-2 に示す。

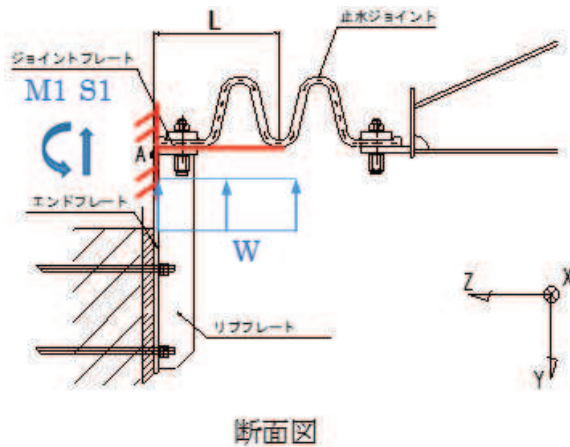


図 6.4-2(1) 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P1) 及び設計断面力 (M1, S1) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$M_1 = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算緒言を表 6.4-1 に示す。

表 6.4-1 断面力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	水圧合力	45	45	kN/m
M_1	曲げモーメント	6.6	6.6	kN・m
S_1	せん断力	45	45	kN
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
L	考慮する水圧幅	0.296	0.296	m

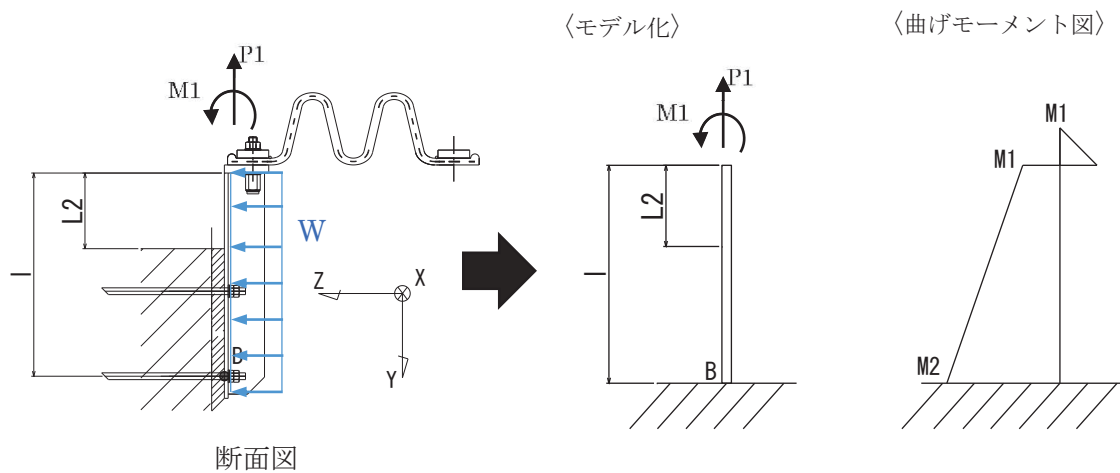


図 6.4-2(2) 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P₂) 及び設計断面力 (M₂, S₂) は下記式により算出する。

$$P_2 = W \times l$$

$$N_1 = P_1$$

$$M_2 = M_1 + W \times l \times \left(1 - \frac{l}{2}\right)$$

$$S_2 = W \times l$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算を表 6.4-2 に示す。

表 6.4-2 水圧の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P ₂	水圧合力	72	66	kN/m
N ₁	軸力	45	45	kN/m
M ₂	曲げモーメント	24	21	kN・m
S ₂	せん断力	72	66	kN
W	作用荷重	150	150	kN/m ²
l	考慮する水圧幅	0.478	0.435	m

a. A-A 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_1}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.4-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-3 に示す。

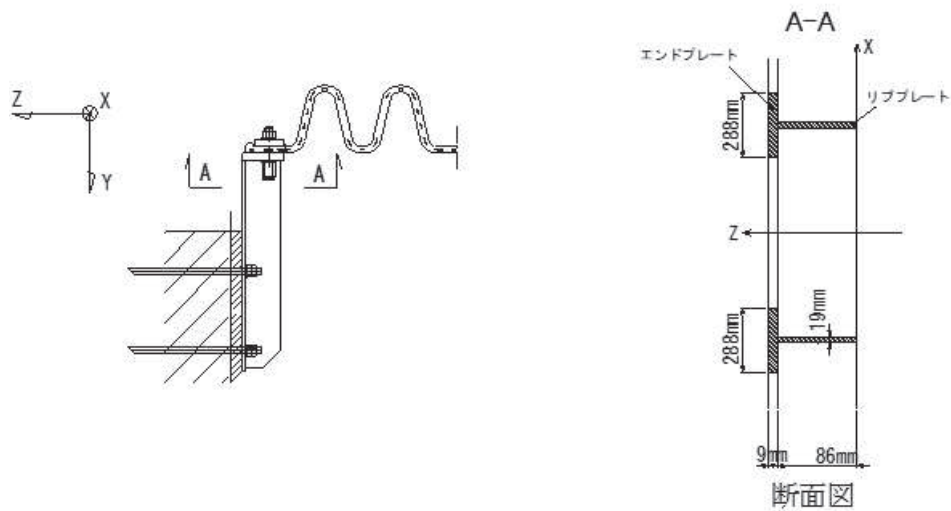


図 6.4-3 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.4-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	79	80	N/mm ²
τ	せん断応力度	14	14	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.05	0.05	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	6.6	6.6	kN・m
Z	断面係数	91103	90087	mm ³
σ_c	軸力による垂直応力度	6	6	N/mm ²
N_1	軸力	45	45	kN
A	軸力を受ける断面積	8452	7984	mm ²
S_1	せん断力	45	45	kN
A	リブプレート断面積	3268	3268	mm ²

b. B-B 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.4-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-4 に示す。

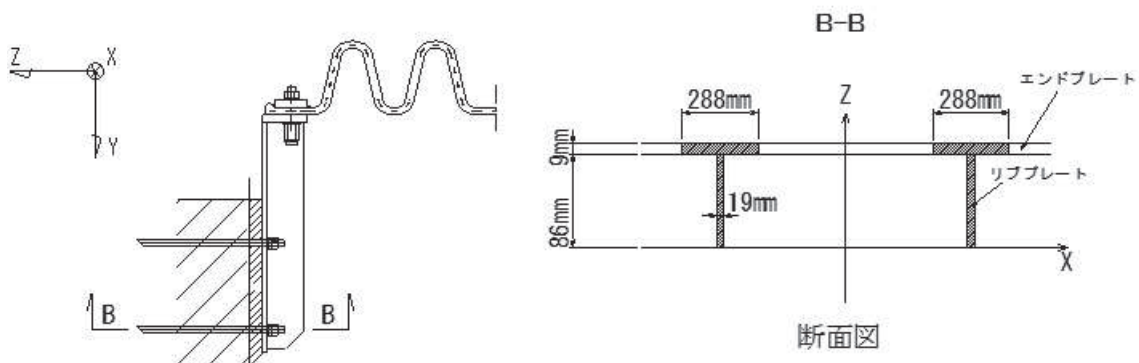


図 6.4-4 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.4-4 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	最大垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	24	24	kN・m
Z	断面係数	91103	90087	mm ³
σ_c	軸力による垂直応力度	—	—	N/mm ²
N_1	軸力	45	45	kN
A	軸力を受ける断面積	8452	7984	mm ²
S	せん断力	72	66	kN
A	リブプレート断面積	3268	3268	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.4-5 の D-D 断面及び E-E 断面の 2 箇所で行う。

D-D 断面は片持ち梁、E-E 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

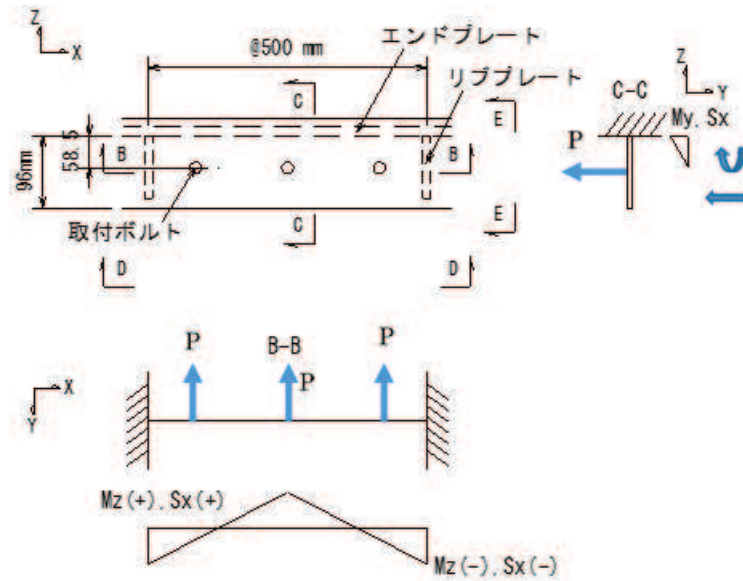


図 6.4-5 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (M_y , S_x) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times L$$

$$S_x = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算緒言を表 6.4-5 に示す。

表 6.4-5 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
P_1	単位幅(1m)当りの水圧合力	45	45	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	m
P	ボルト作用力	9.0	9.0	kN
L	エンドプレートからボルトまでの距離	0.0585	0.0585	m
M_x	x 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	kN・m
S_x	x 方向せん断力	9.0	9.0	kN
M_z^*	z 軸周り曲げモーメント	1.0	1.0	kN・m
S_y^*	y 方向せん断力	14	14	kN

注記* : M_z, S_y は二次元静的解析出力データの断面力を使用する。

a. D-D 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.4-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-6 に示す。有効幅はボルトから 45°分布とする。

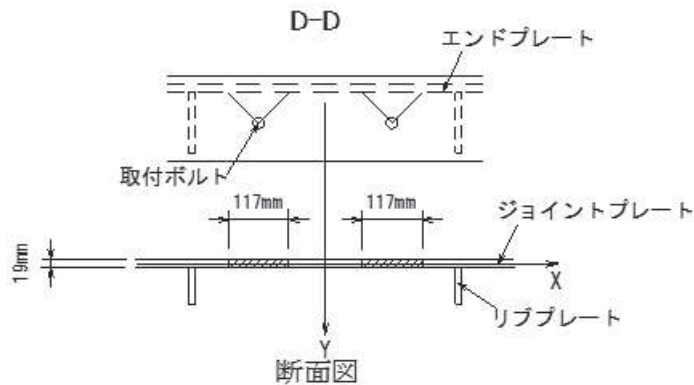


図 6.4-6 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.4-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	x 軸方向曲げモーメント	0.6	0.6	kN・m
Z	断面係数	14079	14079	mm ³
S	x 方向せん断力	9.0	9.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	4446	4446	mm ²

b. E-E 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.4-7 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-7 に示す。

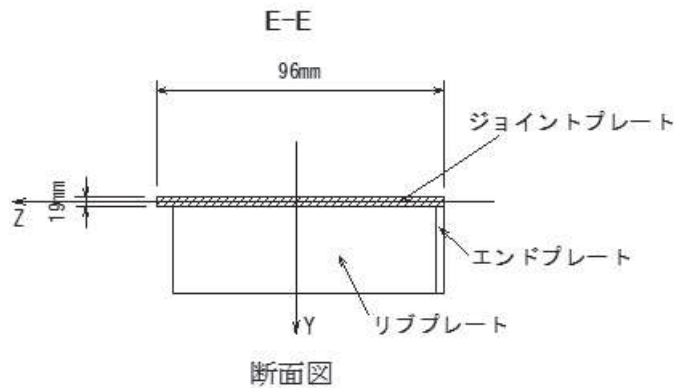


図 6.4-7 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.4-7 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	1	1	kN・m
Z	断面係数	5776	5776	mm ³
S	y 方向せん断力	14	14	kN
A	ジョイントプレート断面積	1824	1824	mm ²

(4) エンドプレートの照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.4-8 の F-F 断面及び G-G 断面の 2 箇所で行う。

F-F 断面は片持ち梁、G-G 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

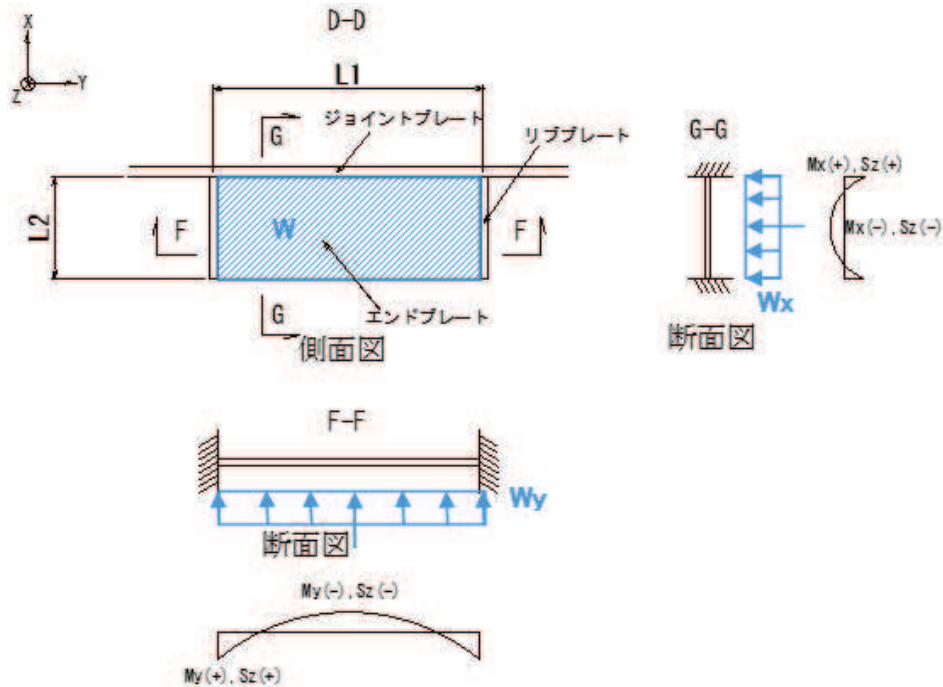


図 6.4-8 断面力の算定モデル

$$W_x = W \times L1$$

$$W_y = W \times L2$$

F-F 断面について

$$M_y = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L1}{2}$$

G-G 断面について

$$M_x = \frac{W_y \times L2^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L2}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算緒言を表 6.4-8 に示す。

表 6.4-8 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
W	作用する静水圧及び動水圧の和	150	150	kN/m ²
W_y	単位幅当たりの水圧	27	21	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	75	75	kN/m
M_y	曲げモーメント	0.6	0.5	kN・m
S_z	せん断力	6.8	5.3	kN
$L1$	リブ間距離	0.5	0.5	m
$L2$	エンドプレート長さ	0.178	0.135	m
M_x	曲げモーメント	0.2	0.2	kN・m
S_z	せん断力	6.7	5.1	kN

a. F-F 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.4-9 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-9 に示す。

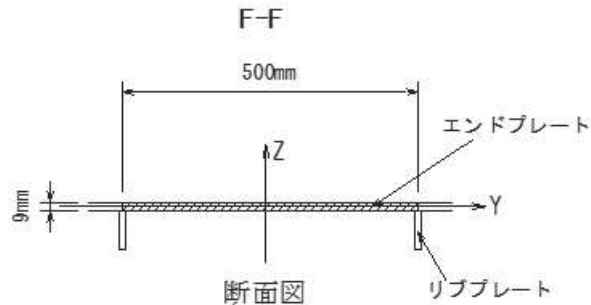


図 6.4-9 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.4-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_x	単位幅当りの曲げモーメント	0.2	0.2	kN・m
Z	断面係数	6750	6750	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	5.8	5.8	kN
A	エンドプレート断面積	4500	4500	mm ²

b. G-G 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M_x}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_z}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.4-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-10 に示す。

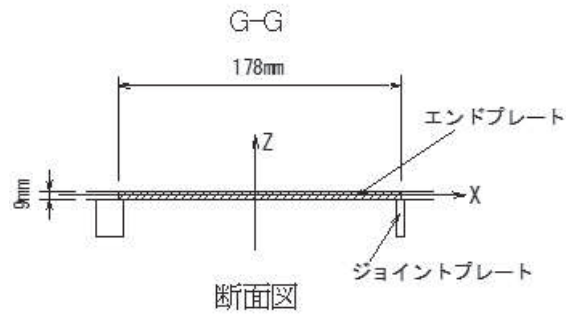


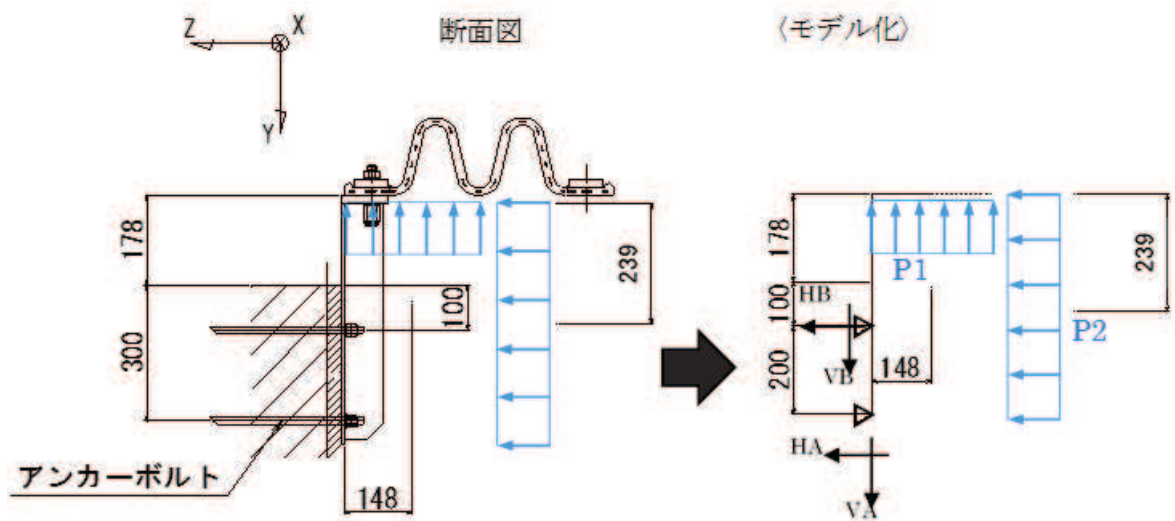
図 6.4-10 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.4-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	垂直応力度	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	382	382	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	217	217	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	—
M_y	単位幅当りの曲げモーメント	0.6	0.5	kN・m
Z	断面係数	2403	1823	mm ³
S_z	単位幅当りのせん断力	6.8	5.3	kN
A	エンドプレート断面積	1602	1215	mm ²

(5) アンカーボルト

アンカーボルトの発生断面力の算定方法は、図 6.4-11 に示すとおり算出する。



力のつり合いを解くと (参考)

$$\begin{aligned} V_A &= 23 \text{ kN/m} & \Sigma V &= V_A + V_B - P_1 = 0 & V_A &= V_B \Leftrightarrow V_A = 0.5 P_1 \\ V_B &= 23 \text{ kN/m} & \Sigma H &= H_A + H_B + P_2 = 0 & \Leftrightarrow H_A + H_B &= -P_2 \\ H_A &= 63 \text{ kN/m (引張)} & \Sigma M_A &= H_B \times 0.2 + P_2 \times 0.239 + P_1 \times 0.148 = 0 \\ H_B &= -120 \text{ kN/m (圧縮)} & \Leftrightarrow H_B &= (-P_2 \times 0.239 - P_1 \times 0.148) / 0.2 \\ & & \Sigma M_B &= H_A \times 0.2 - P_2 \times 0.039 - P_1 \times 0.148 = 0 \\ & & \Leftrightarrow H_A &= (P_1 \times 0.039 + P_2 \times 0.148) / 0.2 \end{aligned}$$

$$T_d = R_A \times p$$

$$V_d = V_A \times p$$

図 6.4-11 アンカーボルトの発生断面力の算定方法

ここで、アンカーボルトの評価に用いる計算諸元を表 6.4-11 に示す。

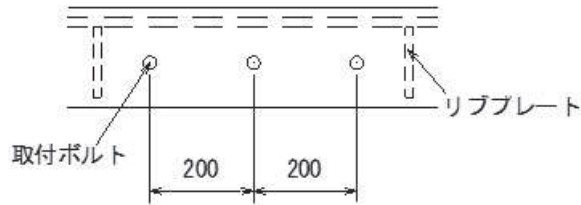
表 6.4-11 アンカーボルトの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
T_d	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	13	11	kN
V_d	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	5	5	kN
R_A	アンカー位置水平力	63	53	kN/m
V_A	地盤位置水平力	23	23	kN/m
p	奥行き方向の配置ピッチ	0.2	0.2	m

(6) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.4-12 に示す。



平面図

図 6.4-12 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.4-12 に示す。

表 6.4-12 取り付けボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
σ	曲げ応力度	37	37	N/mm ²
P	取り付けボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	9	9	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力	210	210	N/mm ²

6.5 鋼桁支間部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

鋼桁支間部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.5-1 に、鋼桁支間部ブラケットの構造概要を示す。

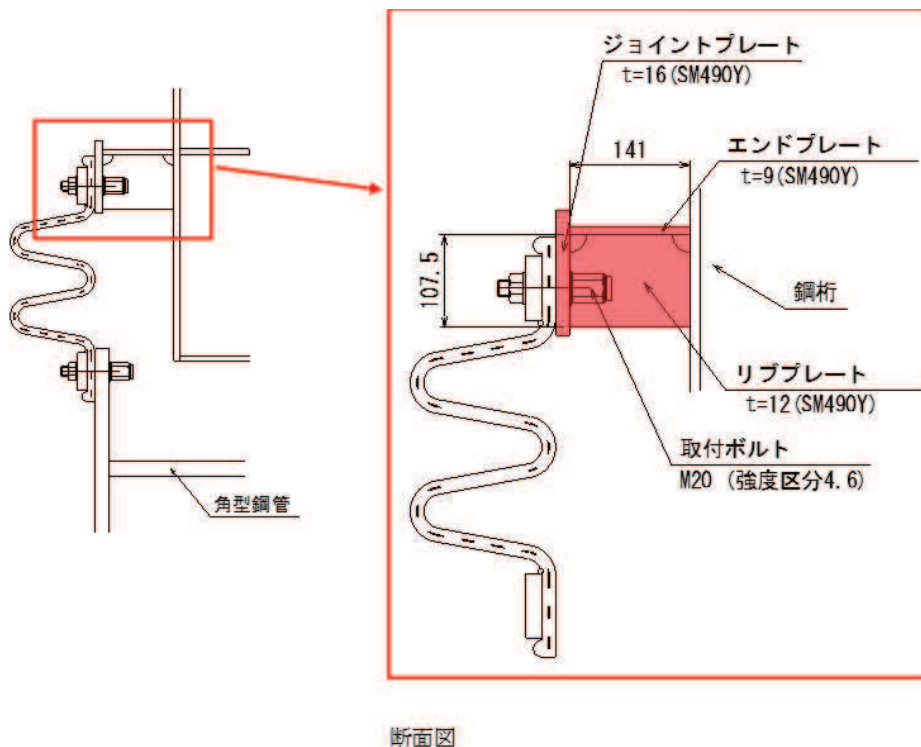


図 6.5-1 鋼桁支間部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.5-2 に示す。

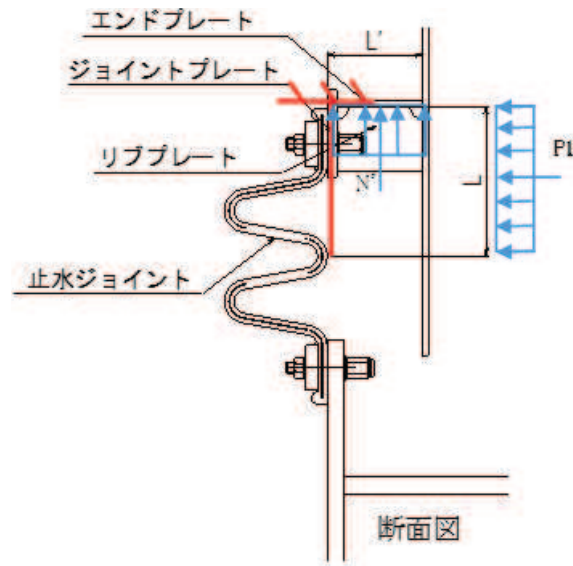


図 6.5-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P1) 及び設計断面力 (M1, M', M'', S1, N1, N') は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$N_1 = W \times L$$

$$M' = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

$$N' = W \times L'$$

$$M'' = W \times \frac{L'^2}{2}$$

$$M_1 = M' + M''$$

ここで、断面力の算出に用いる計算緒言を表 6.5-1 に示す。

表 6.5-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	38	38	38	38	kN/m
N_1	軸力	38	38	38	38	kN/m
M'	曲げモーメント	4.6	4.6	4.6	4.6	kN・m/m
N'	軸力	22	22	22	22	kN/m
M''	曲げモーメント	1.5	1.5	1.5	1.5	kN・m/m
M_1	曲げモーメント	6.1	6.1	6.1	6.1	kN・m/m
S_1	せん断力	38	38	38	38	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L	考慮する鉛直方向水圧幅	0.247	0.247	0.247	0.247	m
L'	考慮する水平方向水圧幅	0.141	0.141	0.141	0.141	m

設計断面は荷重伝達を考慮し、以下に示す 2 断面について設計することとする。

・ A-A 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_b \leq \sigma_a$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.5-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-2 に示す。

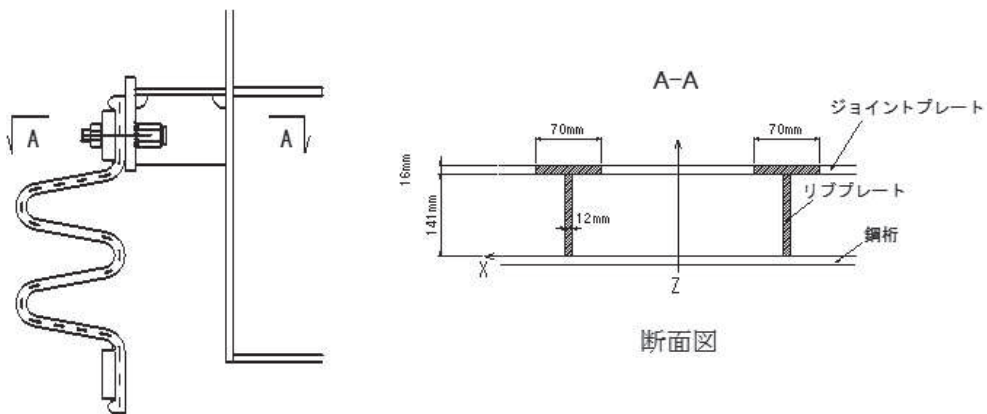


図 6.5-3 ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元 (A-A 断面)

表 6.5-2 発生応力度の評価に用いる計算諸元 (A-A 断面)

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	6.1	6.1	6.1	6.1	kN・m
Z	断面係数	170935	170935	170935	170935	mm ³
σ_b	軸圧縮応力度	4	4	4	4	N/mm ²
N'	軸力	22	22	22	22	kN
A'	有効断面積	7030	7030	7030	7030	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S	せん断力	38	38	38	38	kN
A	リブプレート断面積	4230	4230	4230	4230	mm ²

・ B-B 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.5-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-3 に示す。

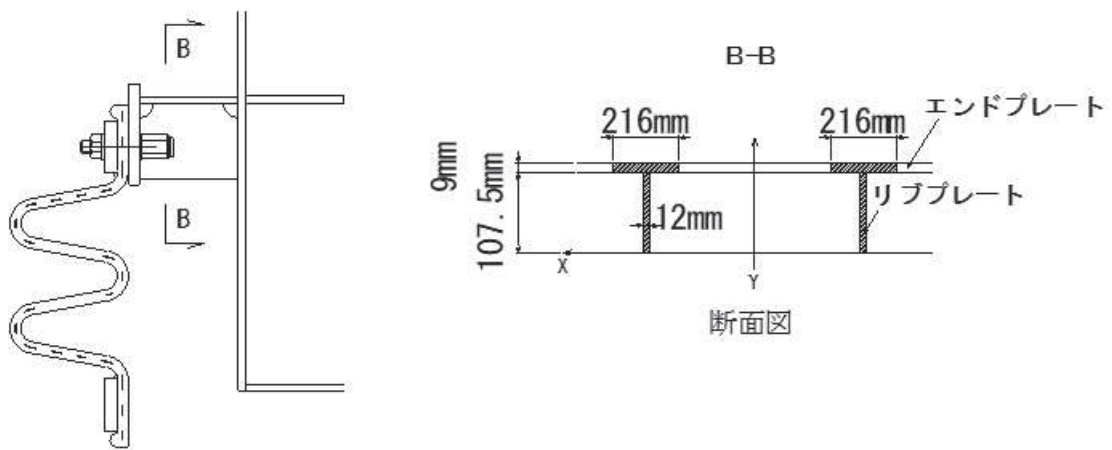


図 6.5-4 ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元
(B-B 断面)

表 6.5-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元 (B-B 断面)

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	6.1	6.1	6.1	6.1	kN・m
Z	断面係数	108849	108849	108849	108849	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	7	7	7	7	N/mm ²
N	軸力	38	38	38	38	kN
A	有効断面積	5483	5483	5483	5483	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S	せん断力	38	38	38	38	kN
A	リブプレート断面積	3225	3225	3225	3225	mm ²

(3) ジョイントプレート（板）の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として，図 6.5-5 の C-C 断面及び D-D 断面の 2 箇所で行う。

C-C 断面は両端固定梁，D-D 断面は片持ち梁として断面力を算出する。

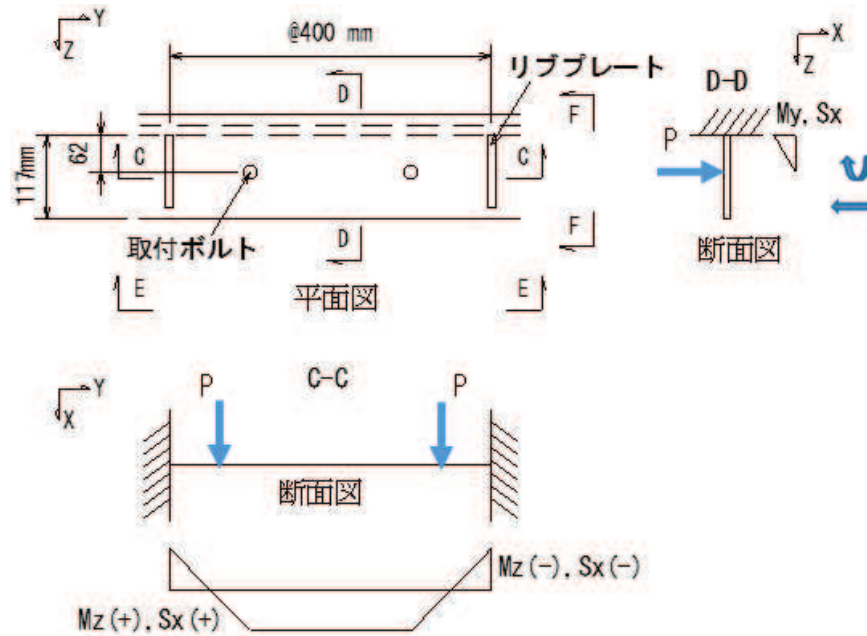


図 6.5-5 断面力の算定モデル

ボルトの作用力 (P) 及び設計断面力 (M_y , $M_{z(+)}$, $M_{z(-)}$, S_x) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times l$$

$$M_{z(+)} = \frac{P \times (L - a)}{L}$$

$$M_{z(-)} = \frac{P^2}{L}$$

$$S_x = P$$

ここで，断面力の算出に用いる計算を表 6.5-4 に示す。

表 6.5-4 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P	ボルト作用力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
P ₁	単位幅(1m)当りの水圧合力	38.0	38.0	38.0	38.0	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
M _x	x 軸周り曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	kN・m
S _x	x 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
M _y	y 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
S _y	y 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
l	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.062	0.062	0.062	0.062	m
L	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
a	リブ位置からボルト間距離	0.1	0.1	0.1	0.1	m

a. E-E 断面

有効幅はボルトから 45°分布とする。

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.5-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-5 に示す。

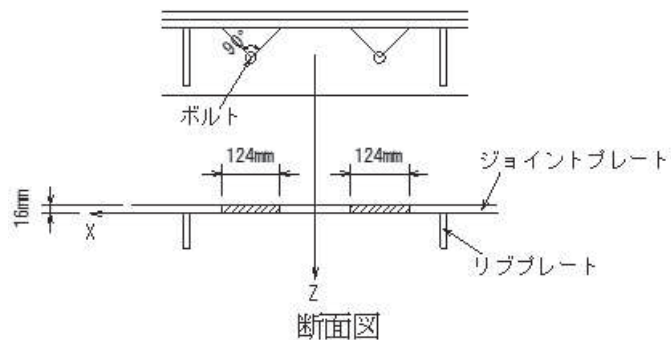


図 6.5-6 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.5-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	x 軸周りの曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	kN・m
Z	断面係数	10581	10581	10581	10581	mm ³
S	x 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	3968	3968	3968	3968	mm ²

b. F-F 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.5-7 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-6 に示す。

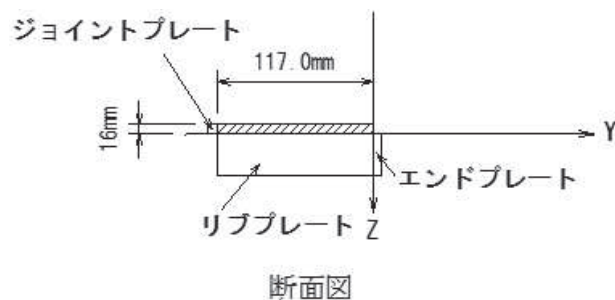


図 6.5-7 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.5-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	y 軸周りの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
Z	断面係数	4992	4992	4992	4992	mm ³
S	y 方向せん断力	8.0	8.0	8.0	8.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	1872	1872	1872	1872	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.5-8 に示す。

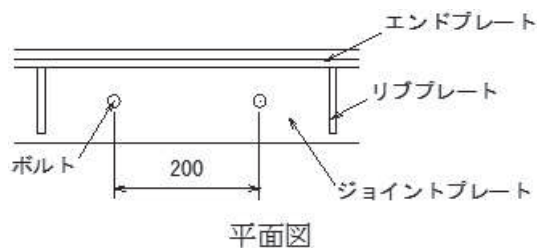


図 6.5-8 断面力の算定モデル

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-7 に示す。

表 6.5-7 ボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	曲げ応力度	—	—	—	—	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	8	8	8	8	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm ²

(5) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.5-9 の G-G 断面及び H-H 断面の 2 箇所で行う。

G-G 断面は片持ち梁、H-H 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

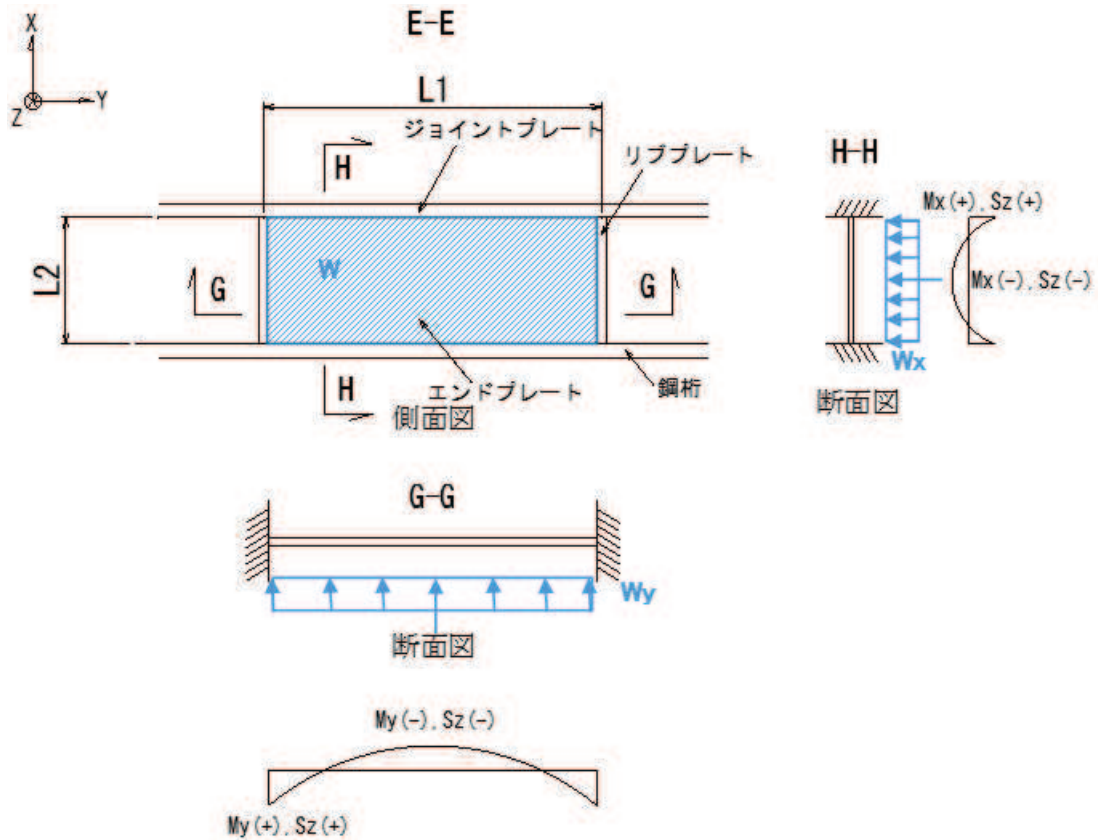


図 6.5-9 断面積の算定モデル

単位幅当たりの水圧 (W_x, W_y) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_z) は下記式により算出する。

$$W_x = W \times L1$$

$$W_y = W \times L2$$

G-G 断面について

$$M_y = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L1}{2}$$

H-H 断面について

$$M_x = \frac{W_y \times L^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.5-8 に示す。

表 6.5-8 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m^2
W_y	単位幅当たりの水圧	22	22	22	22	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	60	60	60	60	kN/m
M_y	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z	せん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
L_1	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
M_x	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	$\text{kN} \cdot \text{m}$
S_z	せん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
L_2	エンドプレート長さ	0.141	0.141	0.141	0.141	m

a. G-G 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.5-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-9 に示す。

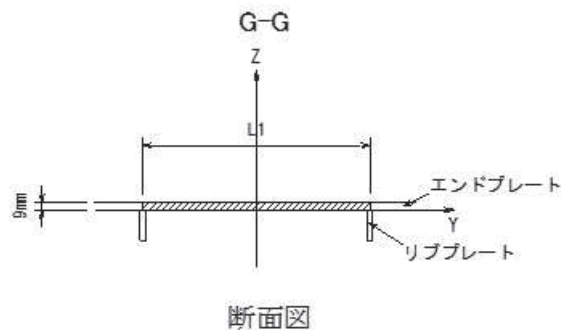


図 6.5-10 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.5-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	kN・m
Z	断面係数	5400	5400	5400	5400	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
A	エンドプレート断面積	3600	3600	3600	3600	mm ²

b. H-H 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.5-11 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.5-10 に示す。

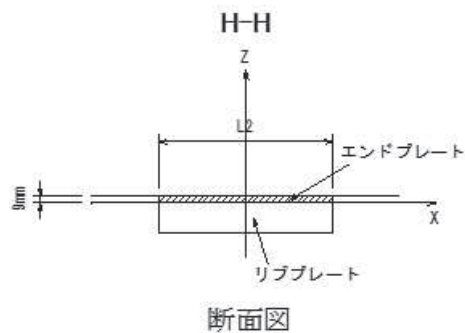


図 6.5-11 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.5-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	158	158	158	158	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	kN・m
Z	断面係数	1904	1904	1904	1904	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
A	エンドプレート断面積	1269	1269	1269	1269	mm ²

6.6 鋼桁端部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

鋼桁端部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 6.6-1 に、鋼桁端部ブラケットの構造概要を示す。

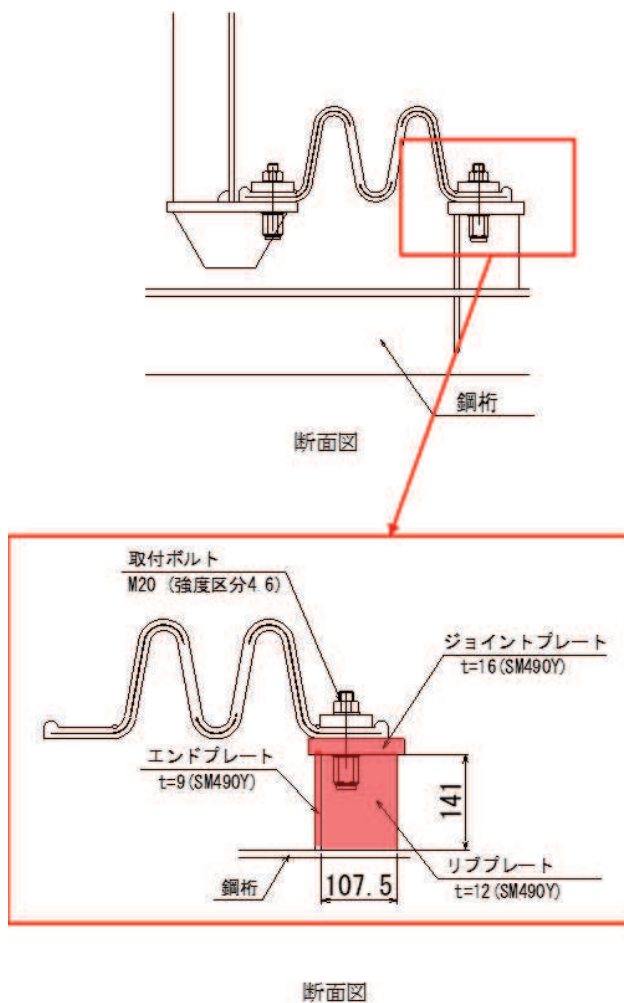


図 6.6-1 鋼桁端部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.6-2 に示す。

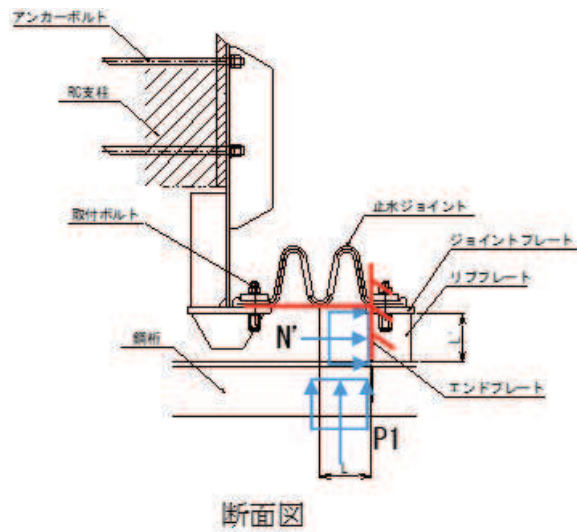


図 6.6-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P1) 及び設計断面力 (M1, M', M'', S1, N1, N') は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$N_1 = W \times L$$

$$M' = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

$$N' = W \times L'$$

$$M'' = W \times \frac{L'^2}{2}$$

$$M_1 = W \times \frac{L^2}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.6-1 に示す。

表 6.6-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P_1	水圧合力	23	23	23	23	kN/m
N_1	軸力	23	23	23	23	kN/m
M'	曲げモーメント	1.7	1.7	1.7	1.7	kN・m/m
N'	軸力	22	22	22	22	kN/m
M''	曲げモーメント	1.7	1.7	1.7	1.7	kN・m/m
M_1	曲げモーメント	3.4	3.4	3.4	3.4	kN・m/m
S_1	せん断力	23	23	23	23	kN/m
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
L	考慮する鉛直方向水圧幅	0.15	0.15	0.15	0.15	m
L'	考慮する水平方向水圧幅	0.141	0.141	0.141	0.141	m

a. A-A 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_d \leq \sigma_a$$

$$\sigma_d = \frac{N'}{A'}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートとリブプレートの断面照査諸元を図 6.6-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-2 に示す。

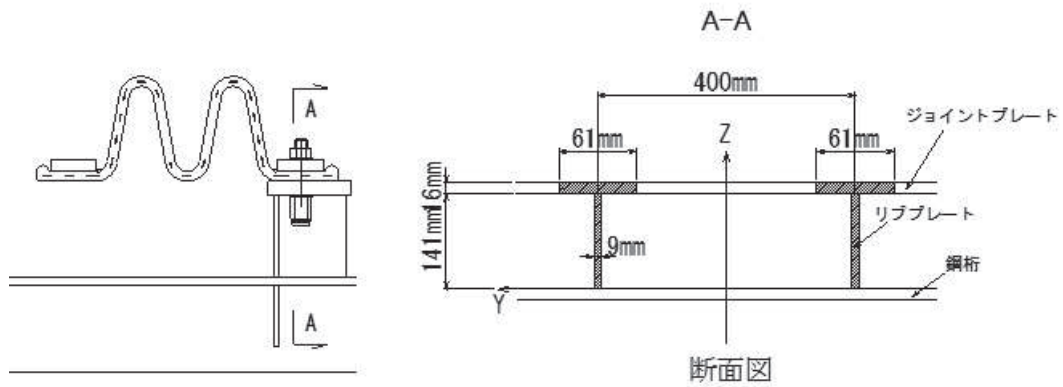


図 6.6-3 ジョイントプレートとリブプレートの断面照査諸元

表 6.6-2 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	3.4	3.4	3.4	3.4	kN・m
Z	断面係数	132464	132464	132464	132464	mm ³
σ_b	軸圧縮応力度	4	4	4	4	N/mm ²
N'	軸力	22	22	22	22	kN
A'	有効断面積	5733	5733	5733	5733	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S	せん断力	23	23	23	23	kN
A	リブプレート断面積	3173	3173	3173	3173	mm ²

b. B-B 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートとリブプレートの断面照査諸元を図 6.6-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-3 に示す。

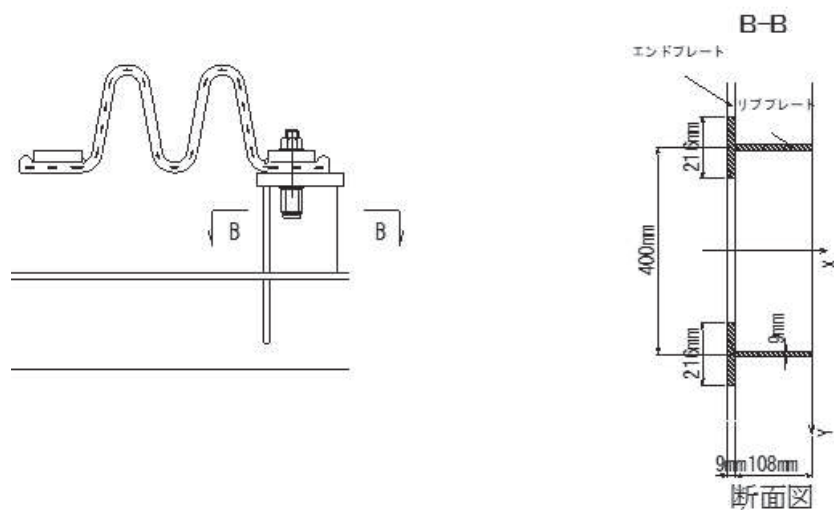


図 6.6-4 エンドプレートとリブプレートの断面照査諸元

表 6.6-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
M	単位幅当りの曲げモーメント	3.4	3.4	3.4	3.4	kN・m
Z	断面係数	85317	85317	85317	85317	mm ³
σ_c	軸圧縮応力度	6	6	6	6	N/mm ²
N	軸力	23	23	23	23	kN
A	有効断面積	4112	4112	4112	4112	mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
S	せん断力	23	23	23	23	kN
A	リブプレート断面積	2419	2419	2419	2419	mm ²

(3) ジョイントプレート (板) の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.6-5 の C-C 断面及び D-D 断面の 2 箇所で行う。

C-C 断面は片持ち梁、D-D 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

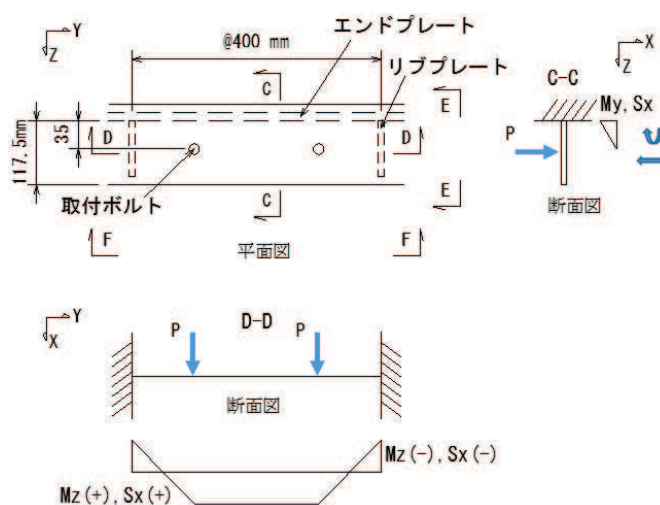


図 6.6-5 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_x) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_x = P \times l$$

$$M_y = \frac{Pa(L-a)}{L}$$

$$S_x = P$$

$$S_y = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.6-4 に示す。

表 6.6-4 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P	ボルト作用力	5	5	5	5	kN
P ₁	単位幅(1m)当りの水圧合力	23	23	23	23	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
M _x	x 軸周り曲げモーメント	0.2	0.2	0.2	0.2	kN・m
S _x	x 方向せん断力	5.0	5.0	5.0	5.0	kN
M _y	y 軸周り曲げモーメント	0.4	0.4	0.4	0.4	kN・m
S _y	y 方向せん断力	5.0	5.0	5.0	5.0	kN
l	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.035	0.035	0.035	0.035	m
L	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
a	リブ位置からボルト間距離	0.1	0.1	0.1	0.1	

a. E-E 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.6-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-5 に示す。

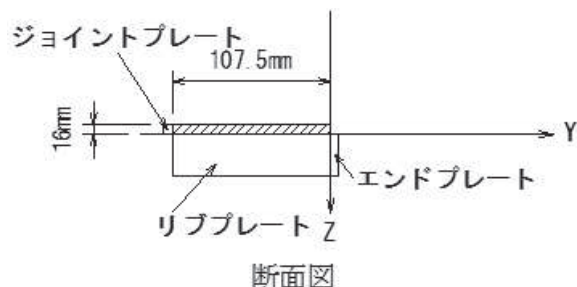


図 6.6-6 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.6-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	単位幅当たりの曲げモーメント	0.4	0.4	0.4	0.4	kN・m
Z	断面係数	4587	4587	4587	4587	mm ³
S	単位幅当たりのせん断力	5.0	5.0	5.0	5.0	kN
A	ジョイントプレート断面積	1720	1720	1720	1720	mm ²

b. F-F 断面

有効幅はボルトから 45°分布とする。

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.6-7 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-6 に示す。

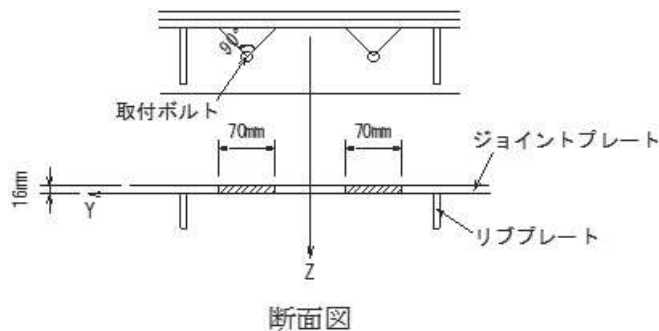


図 6.6-7 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.6-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	単位幅当たりの曲げモーメント	0.2	0.2	0.2	0.2	kN・m
Z	断面係数	5973	5973	5973	5973	mm ³
S	単位幅当たりのせん断力	5	5	5	5	kN
A	ジョイントプレート断面積	2240	2240	2240	2240	mm ²

(4) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.6-8 に示す。

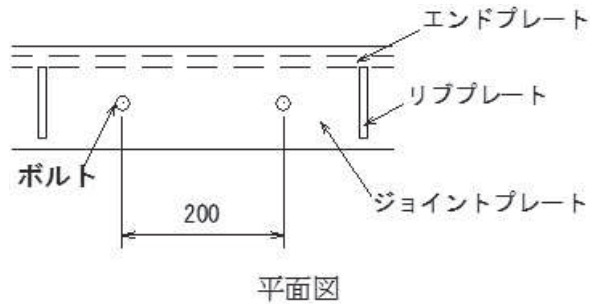


図 6.6-8 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-7 に示す。

表 6.6-7 ボルトの曲げ応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	曲げ応力度	—	—	—	—	N/mm ²
P	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	5	5	5	5	kN
A	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm ²
σ_a	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm ²

(5) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.6-9 の G-G 断面及び H-H 断面の 2 箇所で行う。

G-G 断面は片持ち梁、H-H 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

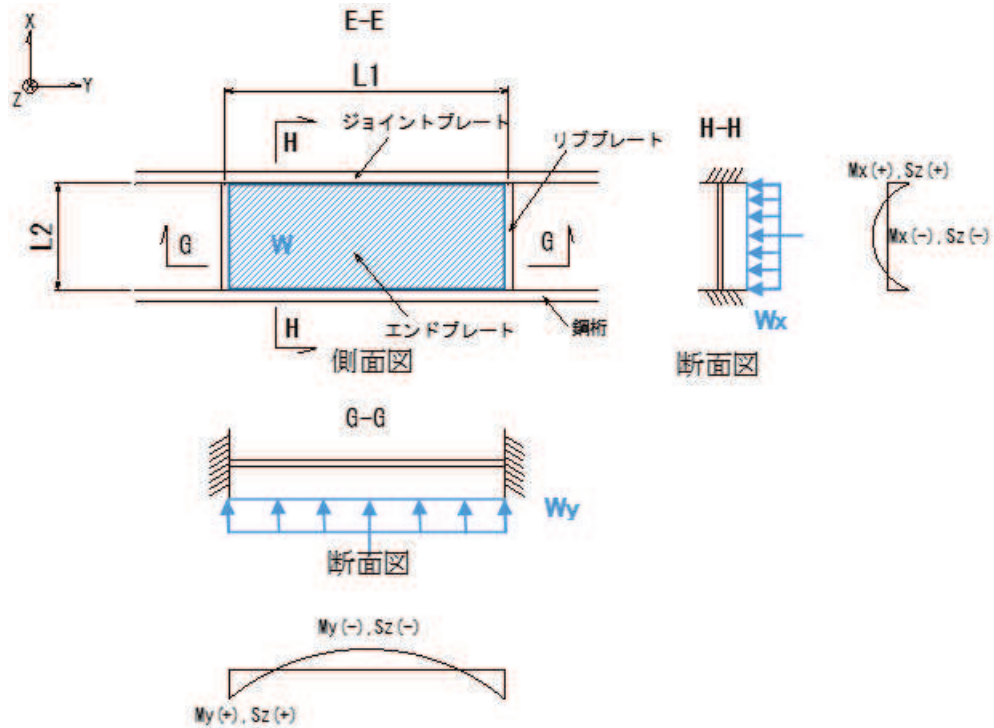


図 6.6-9 断面力の算定モデル

単位幅当たりの水圧 (W_x, W_y) 及び設計断面力 (M_x, M_y, S_z) は下記式により算出する。

$$W_x = W \times L1$$

$$W_y = W \times L2$$

G-G 断面について

$$M_y = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L1}{2}$$

H-H 断面について

$$M_x = \frac{W_x \times L^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_x \times L}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.6-8 に示す。

表 6.6-8 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
W	作用荷重	150	150	150	150	kN/m ²
W_y	単位幅当たりの水圧	22	22	22	22	kN/m
W_x	単位幅当たりの水圧	60	60	60	60	kN/m
M_y	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	kN・m
S_z	せん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
L_1	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
M_x	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	kN・m
S_z	せん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
L_2	エンドプレート長さ	0.141	0.141	0.141	0.141	m

a. G-G 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.6-10 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-9 に示す。

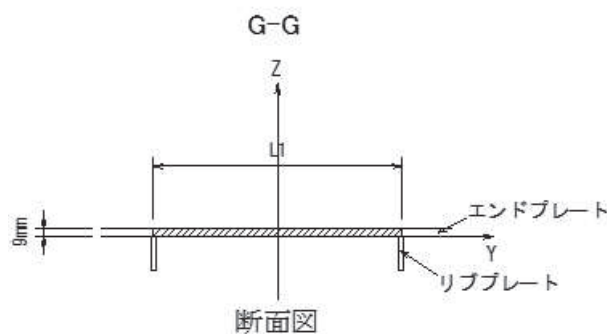


図 6.6-10 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.6-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm ²
τ	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	0.1	0.1	0.1	0.1	kN・m
Z	断面係数	5400	5400	5400	5400	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	4.3	4.3	4.3	4.3	kN
A	エンドプレート断面積	3600	3600	3600	3600	mm ²

b. H-H 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.6-11 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.6-10 に示す。

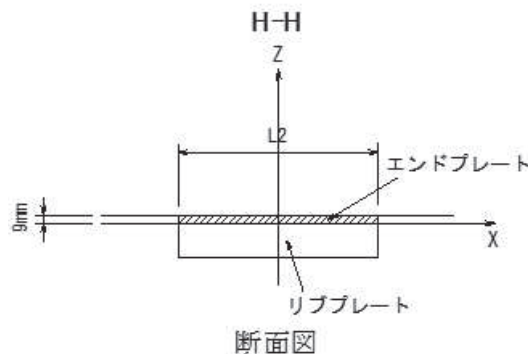


図 6.6-11 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.6-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
σ	EndPL 上面での垂直応力度	158	158	158	158	N/mm ²
τ	せん断応力度	4	4	4	4	N/mm ²
κ	垂直とせん断の合成応力度	0.26	0.26	0.26	0.26	—
σ_a	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm ²
τ_a	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm ²
κ_a	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
M	曲げモーメント	0.3	0.3	0.3	0.3	kN・m
Z	断面係数	1904	1904	1904	1904	mm ³
S	単位幅当りのせん断力	4.4	4.4	4.4	4.4	kN
A	エンドプレート断面積	1269	1269	1269	1269	mm ²

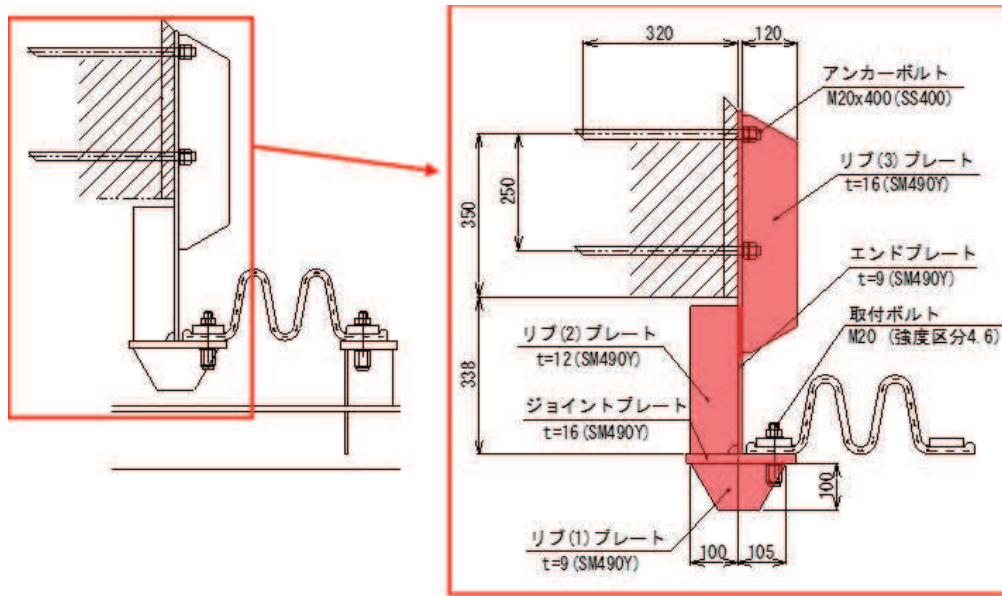
6.7 柱部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

（1）構造概要

柱部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートと、その補剛を目的としたリブプレート及び側部の止水を目的としたエンドプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

柱部ブラケットの構造概要を図 6.7-1 示す。



断面図

図 6.7-1 柱部ブラケットの構造概要

（2）ジョイントプレート及びリブプレート

ジョイントプレート及びリブプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.7-2 に示す。