

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の
廃止措置計画用設計津波に対する津波影響評価に関する説明書

【概要】

- ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟(以下、「TVF 開発棟」という。)について、廃止措置計画用設計津波(以下、「設計津波」という。)に対する建家外壁の強度評価について、波力及び余震との重畳を踏まえた津波荷重に対し構造強度を維持していることを示す。
- TVF 開発棟の浸水防止扉について、設計津波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突による荷重の組み合わせを考慮した津波荷重に対し構造強度を維持して建家内に浸水させないことを示す。
- TVF 開発棟における浸水の可能性のある経路について確認結果を示す。また、接続するトレンチ(T20、T21)が浸水した場合においても建家内が浸水しないよう、トレンチの内壁とスラブの構造強度を維持していることを強度評価により示す。

令和2年6月30日

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

別添 6-1-3-3

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の
廃止措置計画用設計津波
に対する津波影響評価に関する説明書

I ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-1 「I-1 耐津波設計の基本方針」(令 02 原機(再) 020)に基づき、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設・設備の分類、要求機能及び性能目標を明確にし、各施設・設備の機能設計及び構造強度設計に関する設計方針について説明するものである。

2. 設計の基本方針

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟に影響を与える可能性がある廃止措置計画用設計津波(以下「設計津波」という。)の発生により、別添 6-1-3-1 「I-1 耐津波設計の基本方針」(令 02 原機(再) 020)にて設定する設計津波から防護する設備がその安全機能を維持するために必要な機能を損なうおそれがないようにするため、津波防護に関する施設を設置する。津波防護に関する施設は、別添 6-1-3-1 「III 入力津波の設定」(令 02 原機(再) 020)で設定する入力津波に対して、その機能が維持できる設計とする。

津波防護に関する施設の設計にあたっては、津波防護対策を実施する目的や施設の分類を踏まえて、施設分類ごとの要求機能を整理するとともに、施設ごとに機能設計上の性能目標及び構造強度設計上の性能目標を定める。

津波防護に関する施設の構造強度設計上の性能目標を達成するため、施設ごとに設計方針を示す。

津波防護に関する施設の設計フローを図 2-1 に示す。

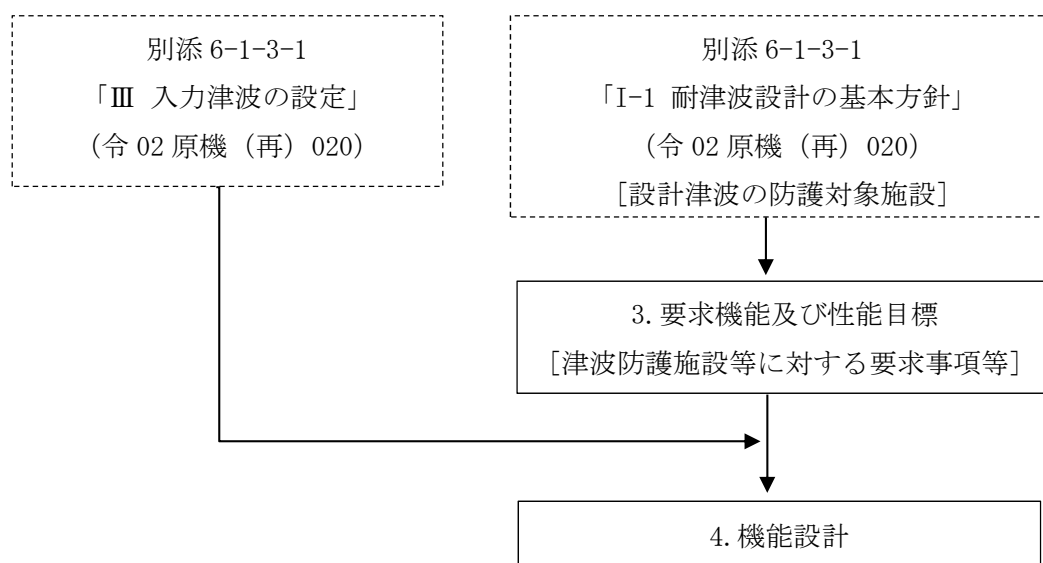


図 2-1 施設の設計フロー

3. 要求機能及び性能目標

津波防護対策を実施する目的は、設計津波から防護する設備の安全機能が損なわれるおそれがないこととする。また、施設の分類については、設計津波の津波防護施設、設計津波の浸水防止設備、漂流物の影響防止施設及び設計津波遡上状況等監視設備に分類する。

設計津波の遡上波の敷地への浸水、余震、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟へ到達する可能性のある漂流物の調査結果を踏まえ、施設分類ごとの要求機能を整理するとともに、施設分類ごとの機能設計上の性能目標及び構造強度上の性能目標を設定する。

(1) 施設分類

a. 設計津波の津波防護施設

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家外壁は、設計津波の建家内への浸水に対する障壁となることから、建家外壁等を設計津波の津波防護施設と位置付ける。

b. 設計津波の浸水防止設備

設計津波の津波防護施設である建家外壁の開口部には、設計津波の建家内への浸水を防止するため、浸水防止扉を設置していることから、浸水防止扉を設計津波の浸水防止設備と位置付ける。

c. 漂流物の影響防止施設

設計津波の津波防護施設である建家外壁の周辺には、船舶等の重量物が建家外壁に衝突した場合の影響が大きいと考えられる大型の漂流物の影響を軽減するため津波漂流物防護柵の設置を計画していることから、津波漂流物防護柵を漂流物の影響防止施設と位置付ける。

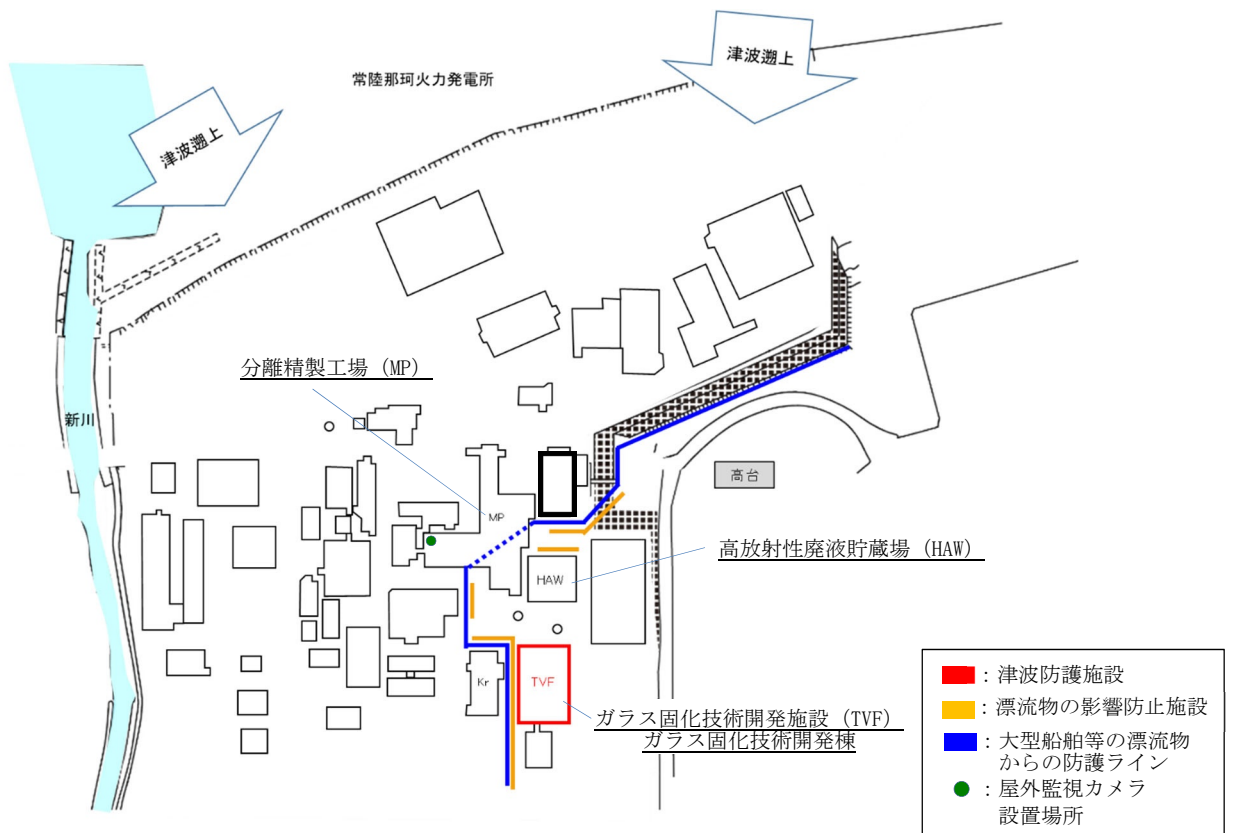
また、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟東側に位置する分離精製工場（MP）は、設計地震動による地震力や設計津波による波圧、漂流物の衝突を考慮した場合においても倒壊しない見通しであり、令和2年11月までに行う詳細評価において十分な構造強度を有することを確認した上で、漂流物の影響防止施設として期待する。

d. 設計津波遡上状況等監視設備

設計津波の遡上状況等を監視する機能を有する設備を設計津波遡上状況等監視設備と位置付ける。

(2) 施設の配置

津波防護に関する施設について、設計津波の津波防護施設、設計津波の浸水防止設備、漂流物の影響防止施設及び設計津波遡上状況等監視設備の配置を図3-1に示す。なお、漂流物の影響防止施設の配置については、津波漂流物防護柵の詳細設計を踏まえ令和3年1月に見直す。



※敷地内の遡上津波の流況及び軌跡解析結果等を踏まえ津波漂流物防護柵の配置を検討する。

図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (1/4)

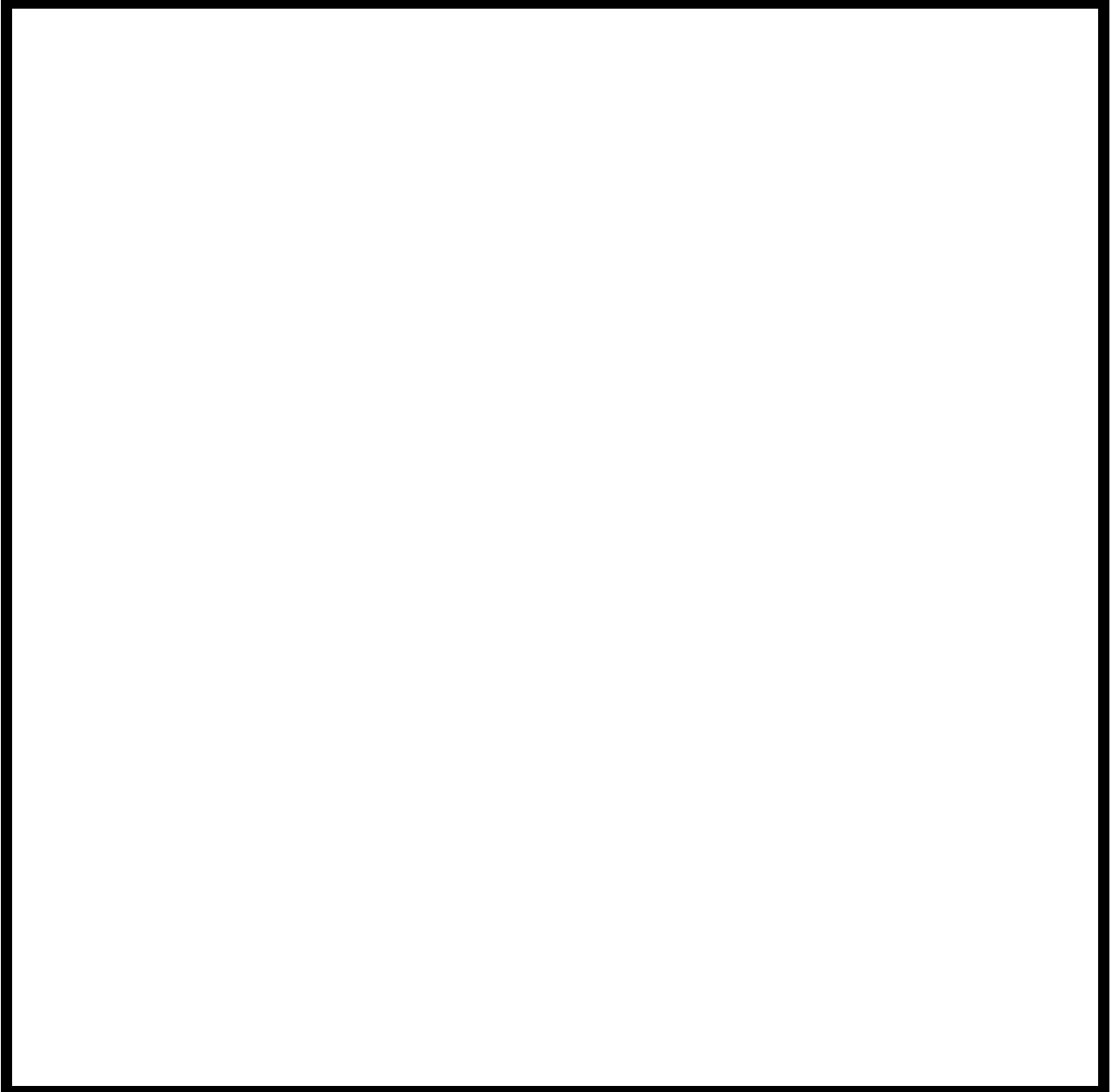


図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (2/4)

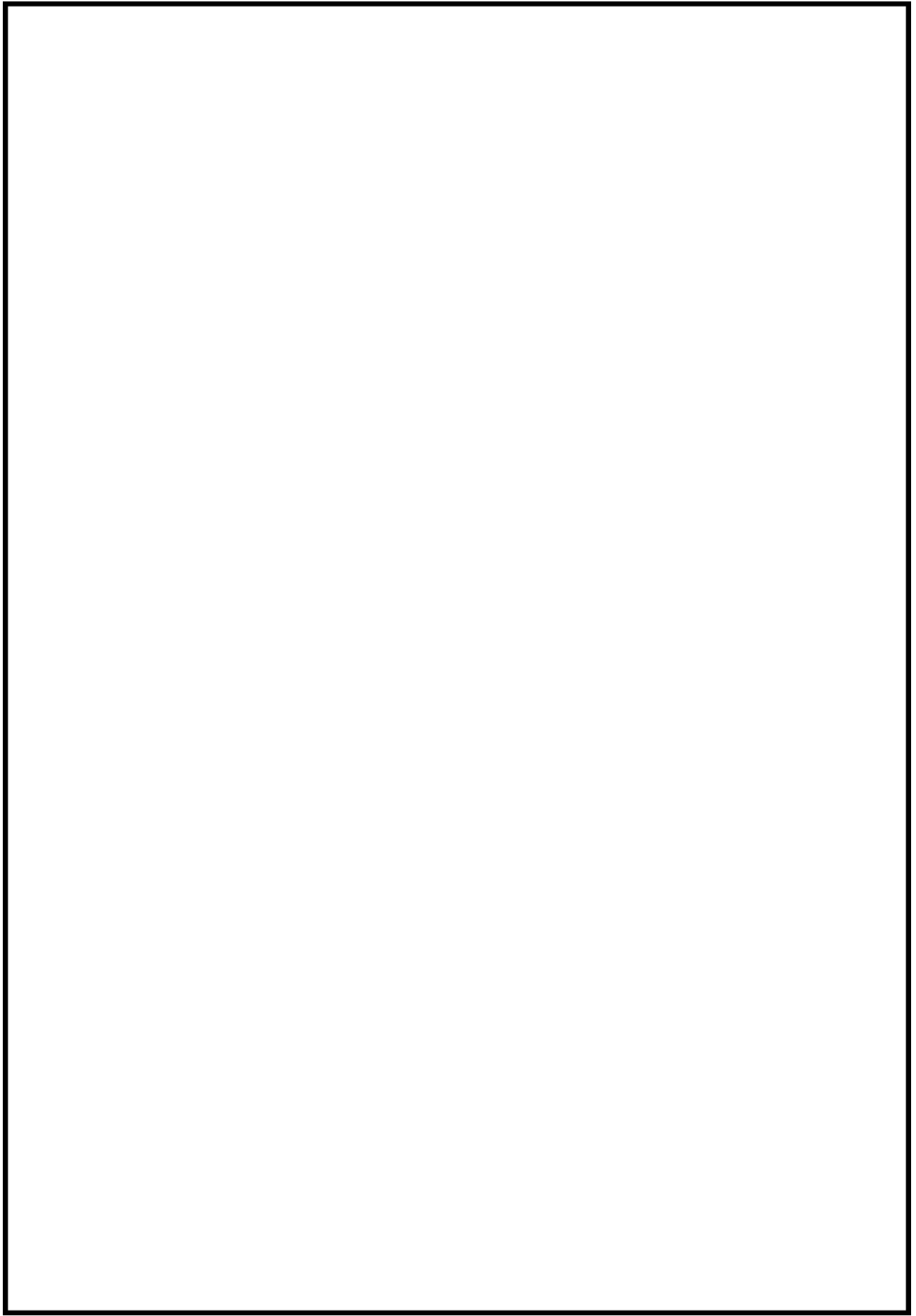


図 3-1 津波防護に関する施設の配置(3/4)

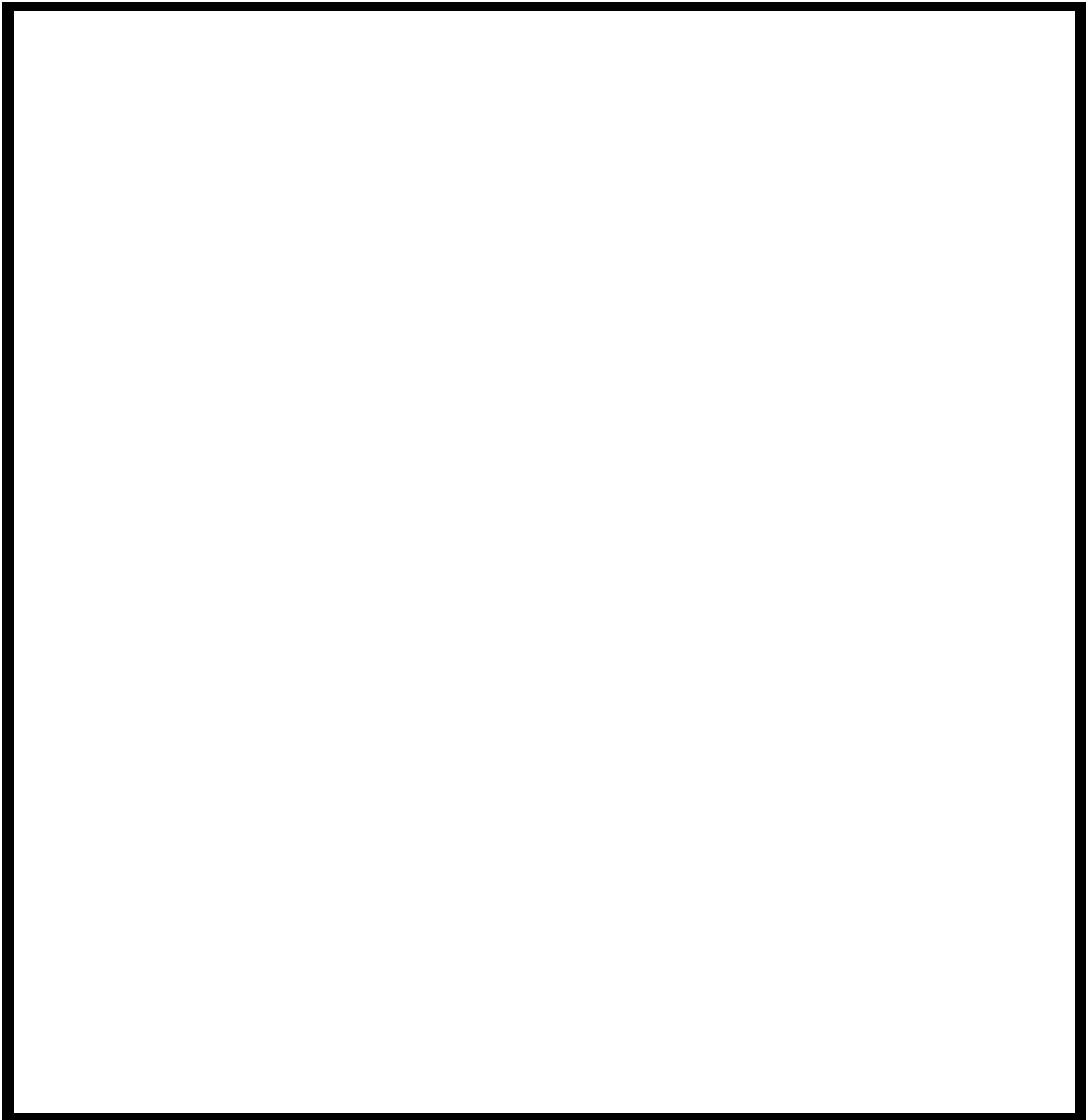


図 3-1 津波防護に関する施設の配置(4/4)

3.1 設計津波の津波防護施設

(1) 施設

- a. ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家外壁

(2) 要求機能

設計津波の津波防護施設は、入力津波に対し、余震、漂流物の影響防止施設によって捕捉される船舶等の大きな漂流物を除く漂流物（以下「建家設計用漂流物」という。）の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波による建家内への浸水を防止できるよう設計する。

(3) 性能目標

- a. ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家外壁

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家外壁は、設計津波の遡上波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

当該建家外壁は、岩盤に支持される鉄骨鉄筋コンクリート製の基礎と鉄骨鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。津波後の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

また、T21 トレンチは、設計津波の遡上波に対し、余震を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

これら T21 トレンチは、鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。津波後の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を保持することを構造強度設計上の性能目標とする。

さらに、設計津波に対し、当該建家の外壁貫通部を介して浸水することを防止するため、当該建家の外壁貫通部の設置箇所に想定される津波高さに余裕を考慮した高さに対する止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

3.2 設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）

(1) 施設

- a. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（西側1階）の片開きスイング扉
- b. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（北側1階）の片開きスイング扉
- c. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（北側1階）の片開きスイング扉
- d. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（東側1階）の片開きスイング扉
- e. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（東側1階）の片開きスイング扉
- f. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（南側1階）の片開きスイング扉
- g. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（西側1階）の片開き扉
- h. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（北側2階）の閉止板（盾式角落し）
- i. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（東側2階）の閉止板（盾式角落し）
- j. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（南側2階）の閉止板（盾式角落し）
- k. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（西側2階）の閉止板（盾式角落し）

(2) 要求機能

浸水防止設備は、入力津波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波による建家外壁の開口部からの浸水を防止できるよう設計する。

(3) 性能目標

浸水防止設備の扉枠と扉の接触面は、止水ゴムを施工し、接触面からの浸水を防止する構造とする。設計津波の遡上波に対し、余震、建家設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、当該扉を介して建家内に浸水することを防止するため、当該扉の設置箇所に想定される津波高さに余裕を考慮した止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

浸水防止設備は、鋼製の扉を、扉枠を介して建家外壁開口部にアンカーボルトで固定し、支持する構成とする。津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材が、

想定する荷重に対し，構造健全性を保持することを構造強度設計上の性能目標とする。

3.3 漂流物の影響防止施設

(1) 施設

- a. 津波漂流物防護柵
- b. 分離精製工場(MP)

(2) 要求機能

漂流物の影響防止施設は、入力津波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される漂流物の津波防護施設への影響を軽減^{※1}できるように設計する。

※1 別添 6-1-3-1「V 漂流可能性のある漂流物の選定」(令 02 原機(再) 020)の基本方針に従う。

(3) 性能目標

a. 津波漂流物防護柵

津波漂流物防護柵は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される船舶等の重量物の衝突によるガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の建家外壁等への影響を軽減^{※2}することを機能設計上の性能目標とする。

津波漂流物防護柵は、鋼製の支柱、必要に応じて支柱間にワイヤーロープを設置し、支柱の下部は岩盤等に支持される構成とする。

支柱は、設計津波の遡上波に対し、想定する荷重を考慮しても、主要な構造部材は構造健全性を保持する設計とし、ワイヤーロープは、漂流物が衝突した際にワイヤーロープが衝撃を緩和することで漂流物を捕捉する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

※2 別添 6-1-3-1「V 漂流可能性のある漂流物の選定」(令 02 原機(再) 020)

の基本方針に従う。重量の大きい、水素タンク、小型船舶、中型バスは、津波漂流物防護柵により捕捉し、津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性がある防砂林(流木)は、建家外壁である津波防護施設で防護することとし、それぞれの設計において考慮すべき代表漂流物とする。

なお、津波漂流物防護柵は、設計地震動及び設計津波に対して耐震性、耐津波性を有する設計とすることから漂流物となることはない。

b. 分離精製工場(MP)

分離精製工場(MP)は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波により漂流が想定される船舶等の重量物の衝突によるガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の建家外壁等への影響を軽減^{※3}することを

機能設計上の性能目標とする。

当該建家は、岩盤に支持される鉄筋コンクリート製の基礎と鉄筋コンクリート製の躯体で構成されていること、想定する荷重に対し、一部外壁等が損傷する場合であっても、建家の倒壊及び浮き上がりが無いことを確認し、当該建家のセル等の主要な躯体により、設計津波により漂流が想定される船舶等の重量物が漂流物としてガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家外壁等へ到達することを防止する障壁となることを構造強度設計上の性能目標とする。

※3 別添 6-1-3-1「V 漂流可能性のある漂流物の選定」（令 02 原機（再）020）

の基本方針に従う。重量の大きい、水素タンク、小型船舶、中型バスは、津波漂流物防護柵により捕捉し、津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性がある防砂林（流木）は、建家外壁である津波防護施設で防護することとし、それぞれの設計において考慮すべき代表漂流物とする。

なお、分離精製工場（MP）については、建家外壁等の部材が部分的に損壊し漂流物となる可能性があるが、令和 2 年 11 月までに行う詳細評価において代表漂流物の選定結果に影響を与えないことを検証する。

3.4 設計津波遡上状況等監視設備

(1) 施設

屋外監視カメラ

(2) 要求機能

設計津波遡上状況等監視設備は、設計地震動に対し機能維持すること、また、入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計津波の遡上状況等の状態を監視できるよう設計する。

(3) 性能目標

屋外監視カメラは、設計地震動に対し機能維持すること、また、カメラ架台は剛構造として分離精製工場（MP）の建家屋上に固定し、分離精製工場（MP）は、設計地震動による地震力や設計津波による波圧、漂流物の衝突を考慮した場合においても十分な構造強度を有することを構造強度設計上の性能目標とする。

また、屋外監視カメラは、昼夜問わず敷地への津波の襲来状況を監視できることを機能設計上の性能目標とする。

4. 機能設計

別添 6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」(令 02 原機(再) 020) で設定している入力津波に対し、「3. 要求機能及び性能目標」で設定している津波防護に関する施設の機能設計上の性能目標を達成するために、各施設の機能設計の方針を定める。

設計方針においては、止水処置等を確認する高さが設計津波の最大水位に対して、余裕を考慮した高さとなっていることを確認するため、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値 T.P. +1.44 m と、朔望平均満潮位 T.P. +0.61 m 及び潮位のばらつき 0.18 m (別添 6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」(令 02 原機(再) 020) 表 3-1) の合計との差である 0.65 m を参照する裕度として設定する。

高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値については、観測地点「茨城港日立港区」における 40 年(1971 年～2010 年)の潮位観測記録に基づき求めた最高潮位の超過発生確率を参照する。図 4-1 に観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率、表 4-1 に観測地点「茨城港日立港区」における 40 年(1971 年～2010 年)の年最高潮位を示す。

なお、再処理施設では、東日本大震災後の緊急安全対策において、土木学会評価(原子力発電所の津波評価技術(平成 14 年))において近隣に襲来すると想定した津波高さ(4.9 m)に、福島第一発電所に襲来した津波高さ(9.5 m)と土木学会評価が当該発電所付近に襲来すると予想した津波高さの差(9.5 m)を加えた高さ(14.4 m)の津波が襲来すると想定し、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の浸水防止扉の設置等の対策を実施した。

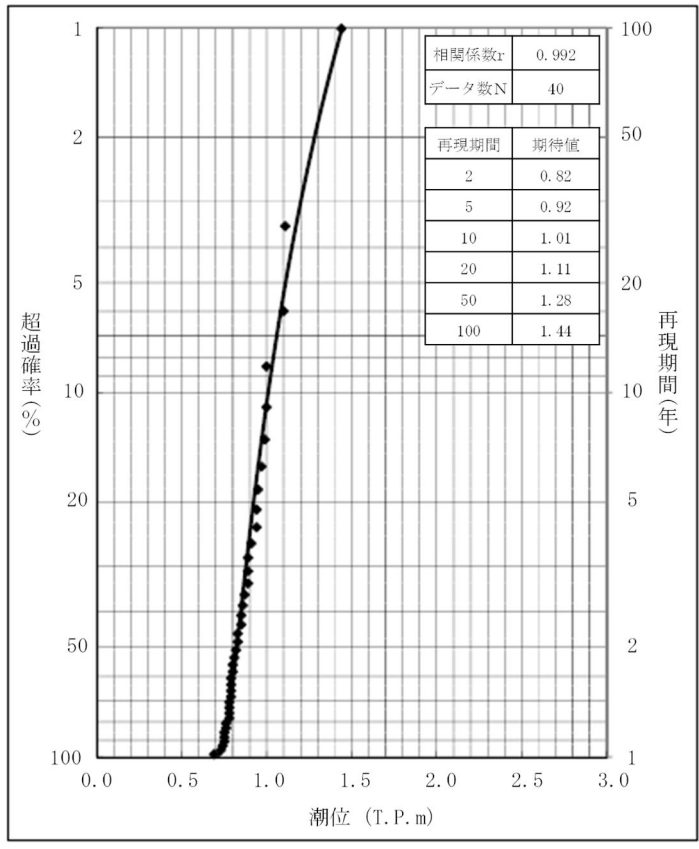


図 4-1 観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率

表 4-1 観測地点「茨城港日立港区」における 40 年（1971 年～2010 年）の年最高潮位

表 年最高潮位（日立港）

年	年	年最高潮位				潮位(m)
		月	日	時	分	
昭和46年	1971	9	1	15	0	0.89
昭和47年	1972	11	21	15	0	0.89
昭和48年	1973	10	28	16	0	0.73
昭和49年	1974	1	10	16	30	0.85
昭和50年	1975	9	8	17	10	0.76
昭和51年	1976	9	28	17	50	0.83
昭和52年	1977	9	19	19	30	0.86
昭和53年	1978	9	17	3	40	0.79
昭和54年	1979	10	7	16	40	1.00
昭和55年	1980	12	24	16	40	1.11
昭和56年	1981	10	2	17	40	0.78
昭和57年	1982	10	20	6	0	0.80
昭和58年	1983	9	9	5	0	0.75
昭和59年	1984	10	27	16	40	0.79
昭和60年	1985	8	31	4	0	0.87
		11	14	15	50	0.87
昭和61年	1986	10	8	17	40	0.94
		9	17	21	0	0.74
昭和62年	1987	2	4	7	40	0.74
		9	16	17	50	0.94
昭和63年	1988	9	16	17	50	0.94
昭和64年	1989	8	6	18	50	0.99
平成2年	1990	10	8	17	10	0.89
平成3年	1991	10	13	17	50	1.00
平成4年	1992	9	11	3	10	0.85
平成5年	1993	11	14	15	10	0.69
平成6年	1994	10	22	16	40	0.78
平成7年	1995	11	24	16	0	0.75
平成8年	1996	9	22	22	40	0.79
平成9年	1997	9	19	17	20	0.91
平成10年	1998	11	17	14	40	0.75
平成11年	1999	10	27	17	0	0.83
平成12年	2000	9	4	19	0	0.76
		12	11	15	0	0.76
平成13年	2001	8	22	5	40	0.79
平成14年	2002	10	1	21	40	1.10
平成15年	2003	10	26	15	50	0.81
平成16年	2004	9	30	4	50	0.78
平成17年	2005	12	5	17	0	0.82
平成18年	2006	10	7	3	35	1.44
平成19年	2007	7	16	3	55	0.95
平成20年	2008	12	14	15	50	0.78
平成21年	2009	10	8	16	55	0.97
平成22年	2010	9	25	16	25	0.89

4.1 津波防護施設

津波防護施設は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1 津波防護施設 (3) 性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

(1) ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家外壁

機能設計上の性能目標を達成するため、岩盤に支持される鉄骨鉄筋コンクリート製の基礎と鉄骨鉄筋コンクリート製の躯体で構成される当該建家外壁は、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ (T.P. +14.2 m) を超える T.P. +14.4 m までの止水性を保持する設計とする。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、設計津波の遡上波 (波力算定用津波高さ : T.P. +12.3 m) に対して耐津波性を有する設計とする。発生する浮力については、設計津波の最高水位 (浮力算定用津波高さ : T.P. +12.2 m) を考慮する。建家設計用漂流物による荷重は、津波漂流物防護柵による効果を期待する。当該建家周辺の地盤は地盤改良による効果を期待する。

また、トレンチ等が鉄筋コンクリート製の躯体、鉄遮蔽体で構成することにより、止水性を有する設計となっていること、建家外壁と当該境界部の接続部からの漏水による影響及び漏水時の排水対策について確認する (添付資料 6-1-3-3-1「ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟からの浸水の可能性について」)。

機能設計上の性能目標を達成するため、当該建家外壁の貫通部が、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ (T.P. +14.2 m) を超える高さ (T.P. +14.4 m) までシール材等での止水処置されていることを確認する。

また、構造強度設計上の性能目標を達成するため、当該建家外壁の貫通部の止水処置の健全性を模擬試験体による耐圧試験により確認する。試験にあたっては、模擬試験体の止水材厚さを外壁厚さに対し十分保守的な厚さとするとともに、模擬試験体に作用させる水圧は、各外壁貫通部に作用する津波波圧を包絡するよう十分保守的に設定し、貫通部に対する止水処置の健全性を確認する。(添付資料 6-1-3-3-1「ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟建家貫通部からの浸水の可能性について」)。

4.2 浸水防止設備（浸水防止扉）

浸水防止設備（浸水防止扉）は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.2 浸水防止設備（3）性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

機能設計上の性能目標を達成するため、浸水防止扉は十分な支持性能を有するガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家外壁に設置する扉枠との境界に水密ゴムを挟んで鋼製の扉を固定する構造とし、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ（T.P.+14.2 m）を超える高さ（T.P.+14.4 m）まで止水性を保持する設計とする。

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家外壁と浸水防止扉の扉枠との接続部が、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ（T.P.+14.2m）を超える高さ（T.P.+14.4 m）までシール材等での止水処置により止水性を有する設計とし、設計津波の遡上波による波圧を考慮した漏えい試験により有意な漏えいが生じないこと、当該外壁接続部からの漏水による影響及び漏水時の排水対策について令和2年7月までに確認する。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、設計津波の遡上波（波力算定用津波高さ：T.P.+12.3 m）に対して耐津波性を有する設計とし、浸水防止扉が、設計津波の遡上波による波圧を考慮し止水性を保持する設計であることを令和2年7月までに確認する。

4.3 漂流物の影響防止施設

漂流物の影響防止施設は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.3 漂流物の影響防止施設（3）性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針とする。

（1）津波漂流物防護柵

機能設計上の性能目標を達成するため、津波漂流物防護柵は、鋼製の支柱、必要に応じて支柱間にワイヤーロープを設置する構成とし、支柱の下部は岩盤等に支持される設計とする。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、支柱の下部は、主な再処理施設の支持地盤である砂質泥岩層又は強固に改良した地盤に設置し、設計地震動に対する耐震性を確保する。また、支柱については、船舶等の重量物が漂流物として1本の支柱へ直接衝突する等の最も厳しい条件において、ある程度塑性変形を生じ、漂流物が複数回衝突する場合であっても支柱としての機能を保持し、隣接する支柱が弾性範囲内で津波漂流物防護柵を支持する設計とする。津波漂流物防護柵に設けるワイヤーロープは、津波漂流物対策施設設計ガイドラインに従い、漂流物が衝突した際にワイヤーロープが衝撃を緩和することで漂流物を捕捉する設計

とする。

これらの設計によって、設計津波により漂流が想定される船舶等の重量物を捕捉することで漂流物の衝突によるガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家外壁等への影響を軽減させる設計※となっていることを確認する。

※ 小型船舶は総トン数 20 トン未満の船舶であり、総トン数 19 トンを超える小型船舶が入港することも考えられる。船舶等の大型の漂流物は津波漂流物防護柵で捕捉することから、津波漂流物防護柵の設計荷重を 20 トン相当にすることにより保守性を確保する。設計津波の時刻歴波形から津波の繰り返しの遡上はないことから、最大荷重の漂流物が津波漂流物防護柵の同一箇所を繰り返し衝突することはない。

(2) 分離精製工場(MP)

機能設計上の性能目標を達成するため、分離精製工場(MP)は、岩盤に支持される鉄筋コンクリート製の基礎と鉄筋コンクリート製の躯体で構成する設計としている。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、分離精製工場(MP)は、設計津波の遡上波に対し、余震、船舶等の漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、外壁等が一部損傷する場合であっても建家全体が倒壊することなく主要な構造部材は構造健全性を保持し、浮き上がるおそれのない設計とする。なお、分離精製工場(MP)は、設計地震動による地震力や設計津波による波圧、漂流物の衝突を考慮した場合においても倒壊しない見通しであり、令和2年11月までに行う詳細評価において十分な構造強度を有することを確認する。また、代表漂流物の選定結果に影響を与えないことを検証する。

これらの設計によって、設計津波により漂流が想定される船舶等の漂流物の衝突によるガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家外壁等への影響を軽減させる設計となっていることを確認する。

4.4 津波監視設備

津波監視設備は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.4 津波監視設備 (3) 性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計状況を確認している。

(1) 屋外監視カメラ

機能設計上の性能目標を達成するため、屋外監視カメラは、設計津波の遡上波に対し、波力及び漂流物の影響を受けない位置に設置し昼夜を問わず監視可能な設計としている。また、屋外監視カメラ本体からの映像信号を電路により分離精製工場(MP)中央制御室に設置する監視装置に伝送し、中央制御室にて監視可能な設計としている。電路については、波力や漂流物の影響を受けない箇所に設置し、電源は設計津波の遡上波の影響を受けない分離精製工場(MP)に設けた無停電電源装置等から給電できる設計としている。

屋外監視カメラを構成する部品は、監視機能を維持するために、交換可能な設計とするとともに、監視装置等と屋外監視カメラ本体とを直接接続可能な設計としており、中央制御室に常駐する要員により構成部品の交換又は監視装置との接続操作は速やかに行える。

これらの操作は、設計津波の遡上波が敷地へ浸入するまでの時間を考慮し、要員による対応が確実に実施できることを確認する。

さらに、監視機能が維持できない場合には設計津波の遡上高さを上回る建家屋上等から目視により施設周辺を監視する代替措置により対応することができることを確認する。

上記の対応については、令和2年7月までに実施する事故対処設備の有効性評価に合わせて確認する。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、設計地震動に対し屋外監視カメラ本体は、機能維持する設計としており、カメラ架台は剛構造として分離精製工場(MP)の建家屋上に固定している。分離精製工場(MP)は、設計地震動による地震力や設計津波による波圧、漂流物の衝突を考慮した場合においても倒壊しない見通しであり、令和2年11月までに行う詳細評価において十分な構造強度を有することを確認する。

II 余震による地震応答解析

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-1 「IV 耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重」において設定した余震(以下「Sd-D」という。)を用いたガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の地震応答解析を説明するものである。この地震応答解析による応答値は、別添 6-1-3-3 「III-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「III-2 設計津波に対する浸水防止設備(浸水防止扉)の強度評価」における余震荷重として用いる。

敷地の解放基盤表面における Sd-D の応答スペクトルを図 1-1 及び図 1-2 に、時刻歴波形を図 1-3 に示す。解放基盤表面は、S 波速度が 0.7 km/s 以上である T.P.※-303 m とする。

※T.P. : 東京湾平均海面

- Sd-D
- 廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.9 $X_{eq}=86$ km

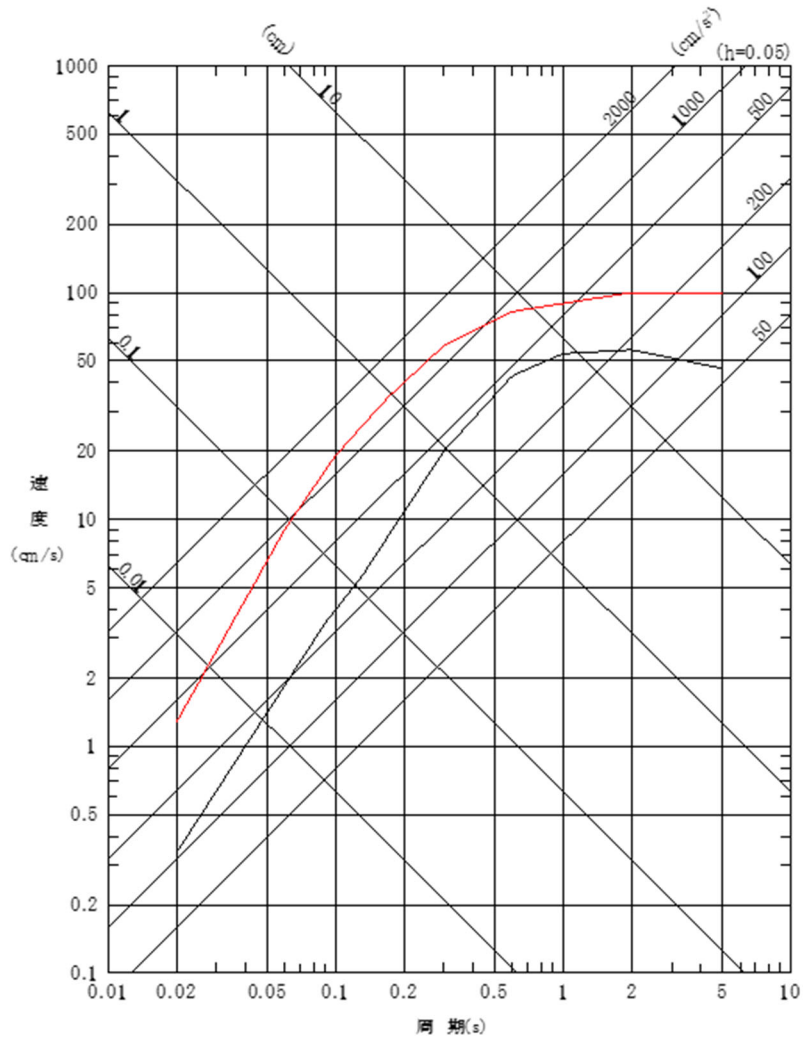


図 1-1 Sd-D の応答スペクトル(水平成分)

— Sd-D
 — 廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.9 $X_{eq}=86$ km

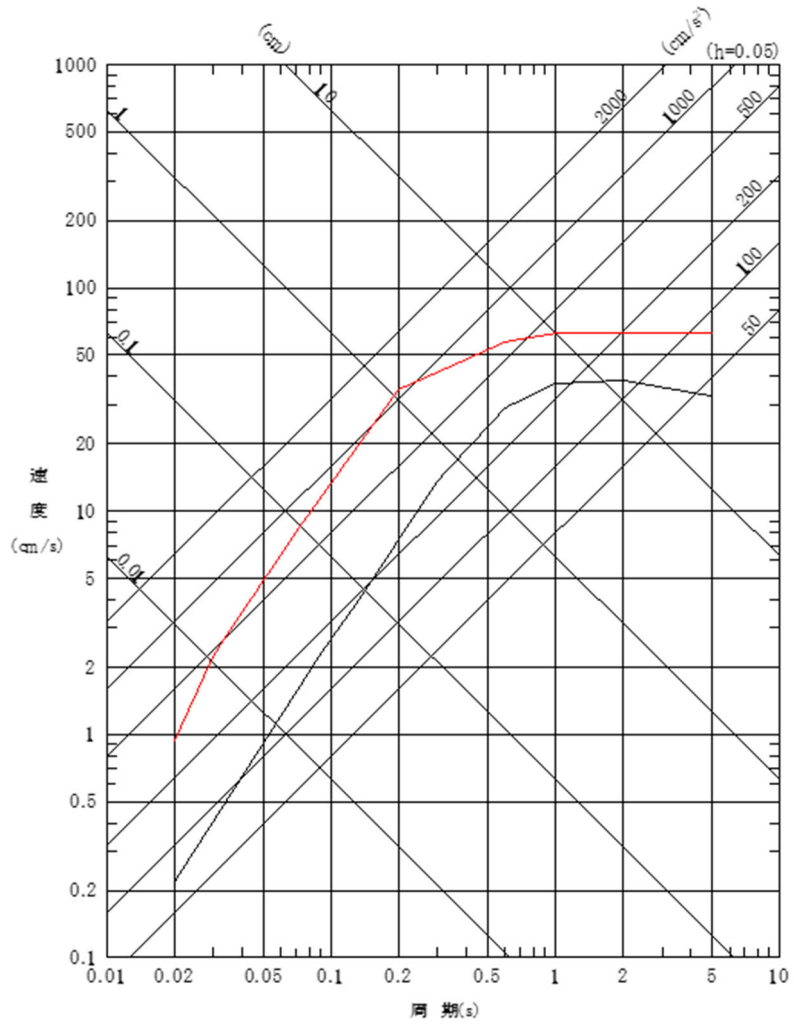
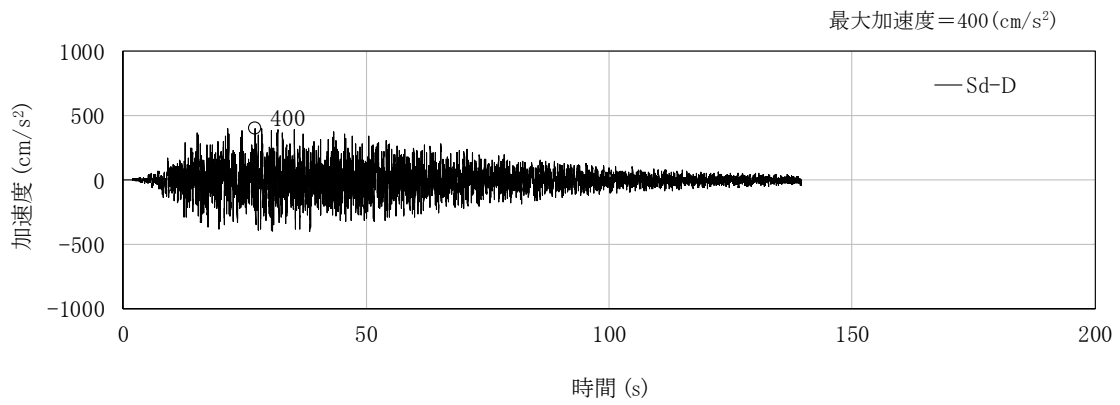
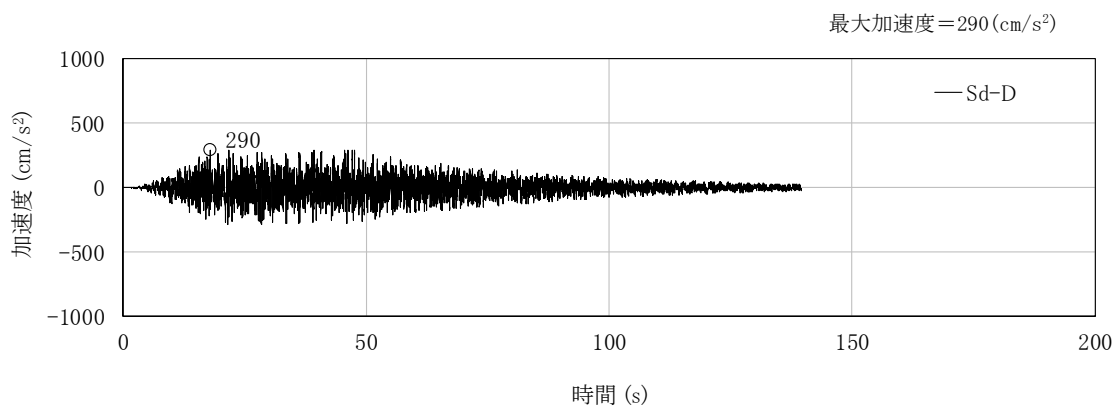


図 1-2 Sd-D の応答スペクトル(鉛直成分)



(水平成分)



(鉛直成分)

図 1-3 Sd-D の時刻歴波形

2. 一般事項

2.1 位置

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の位置を図 2-1 に示す。プラントノースと磁北方向の角度差は、 35.7° である。



図 2-1 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の位置

2.2 構造概要

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟は、
の長方形を成しており、
の鉄骨鉄筋コンクリート造の建家である。基礎は、べた基礎とし、基礎地盤である久米層(砂質泥岩)に設置されている。。

建家の代表的な平面図及び断面図を図 2-2 から図 2-5 に、基礎地盤(久米層)の等高線図及び断面図を図 2-6 から図 2-8 に示す。

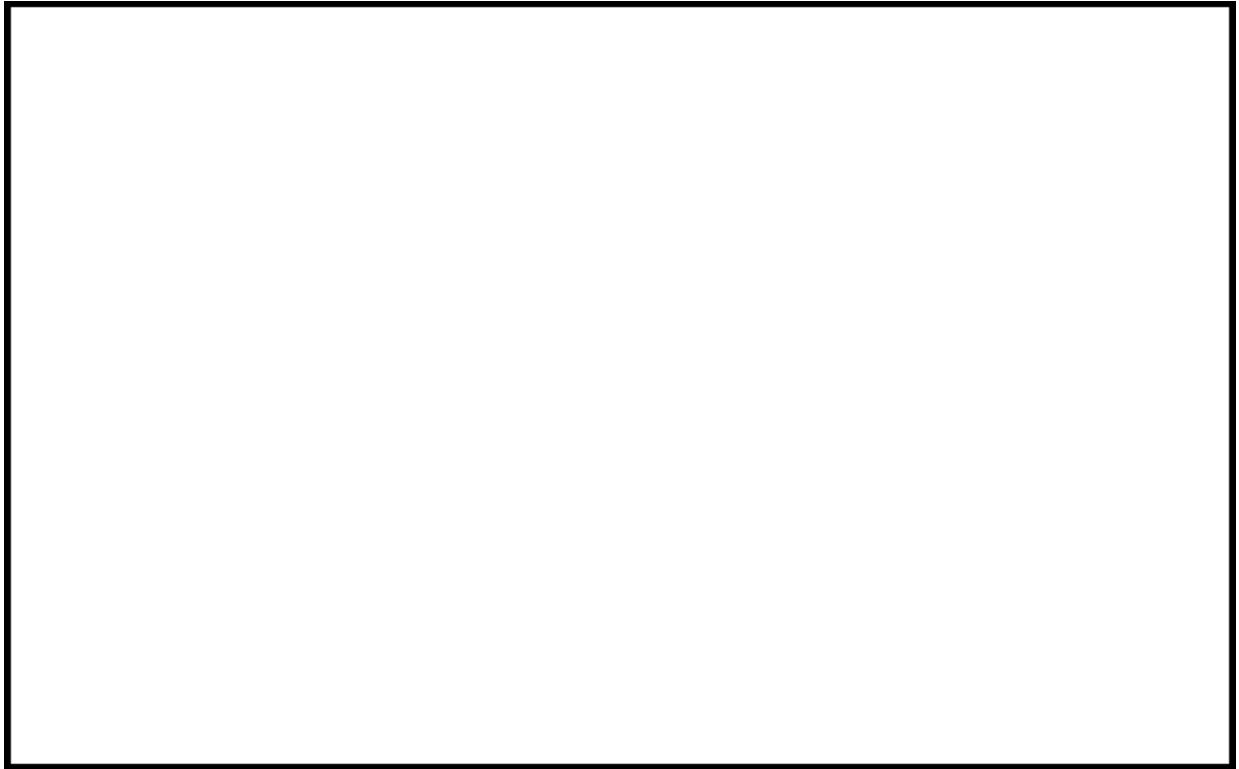


図 2-2 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟平面図 (地下 2 階)

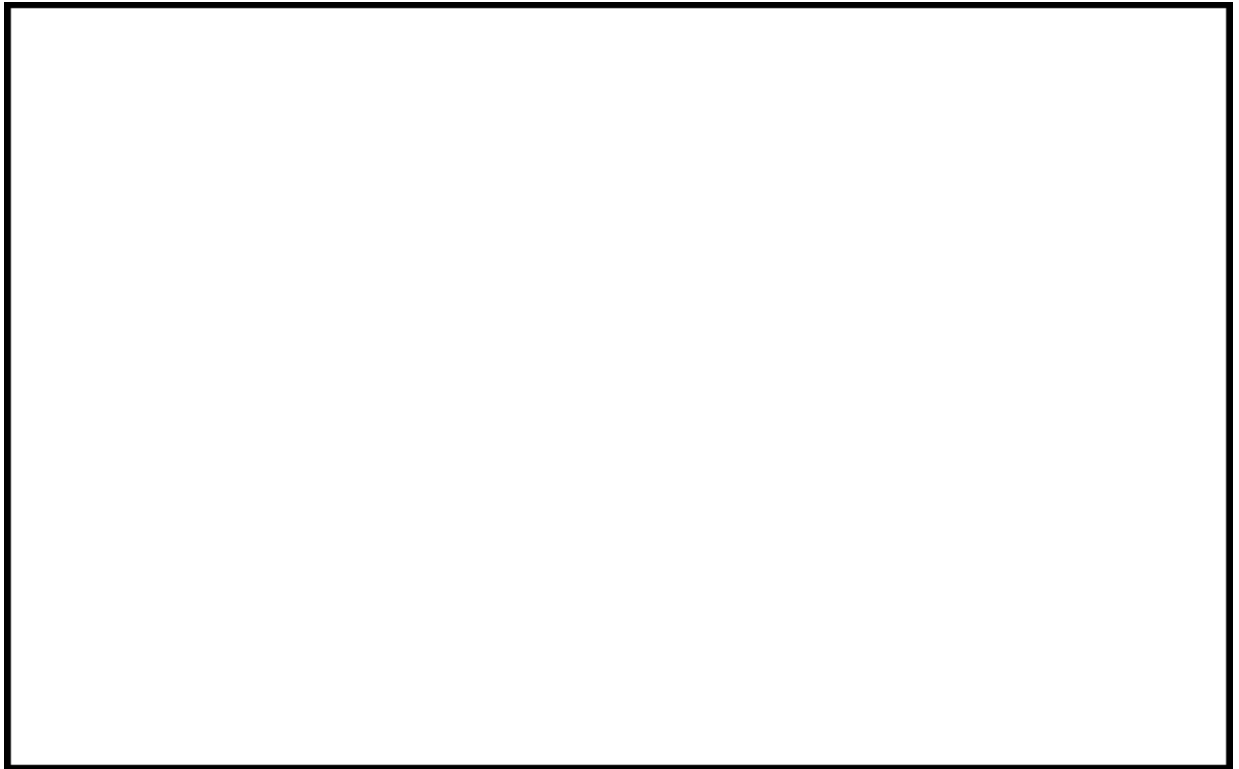


図 2-3 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟平面図 (3 階)

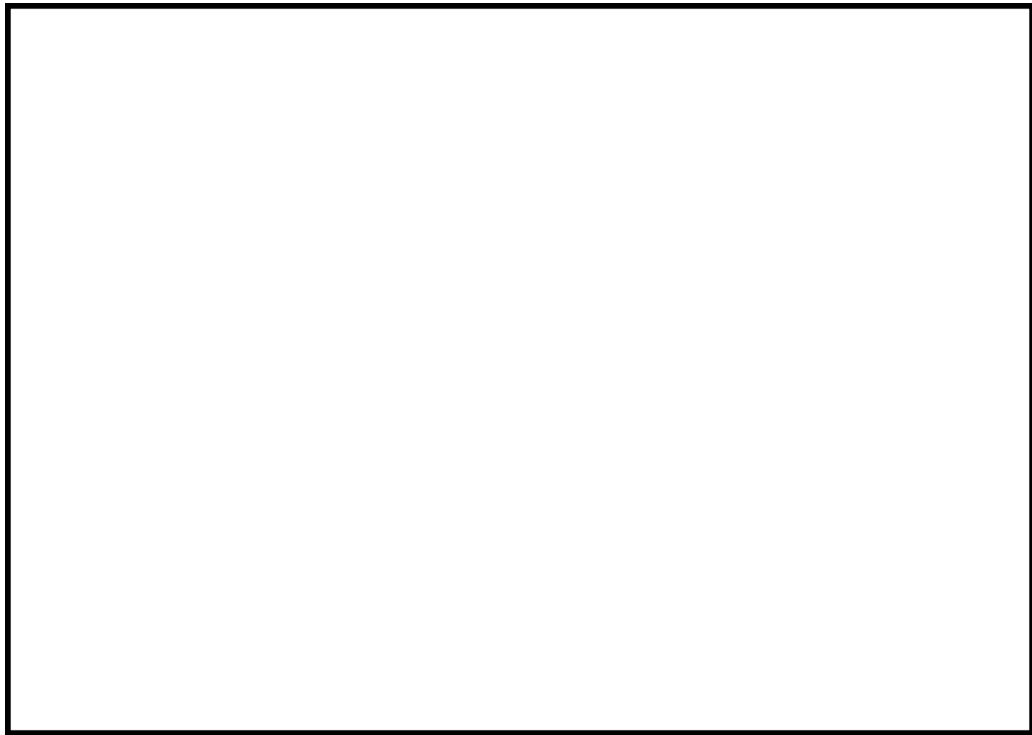


図 2-4 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟断面図 (NS 断面)

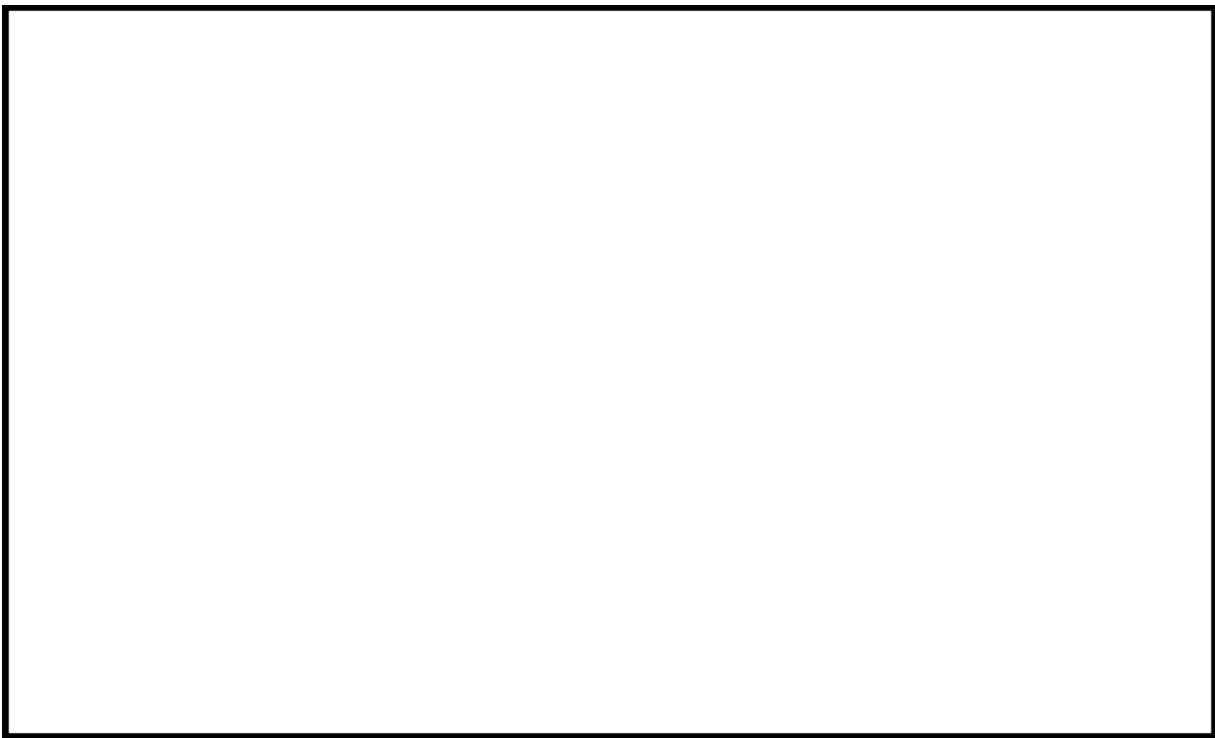


図 2-5 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟断面図 (EW 断面)

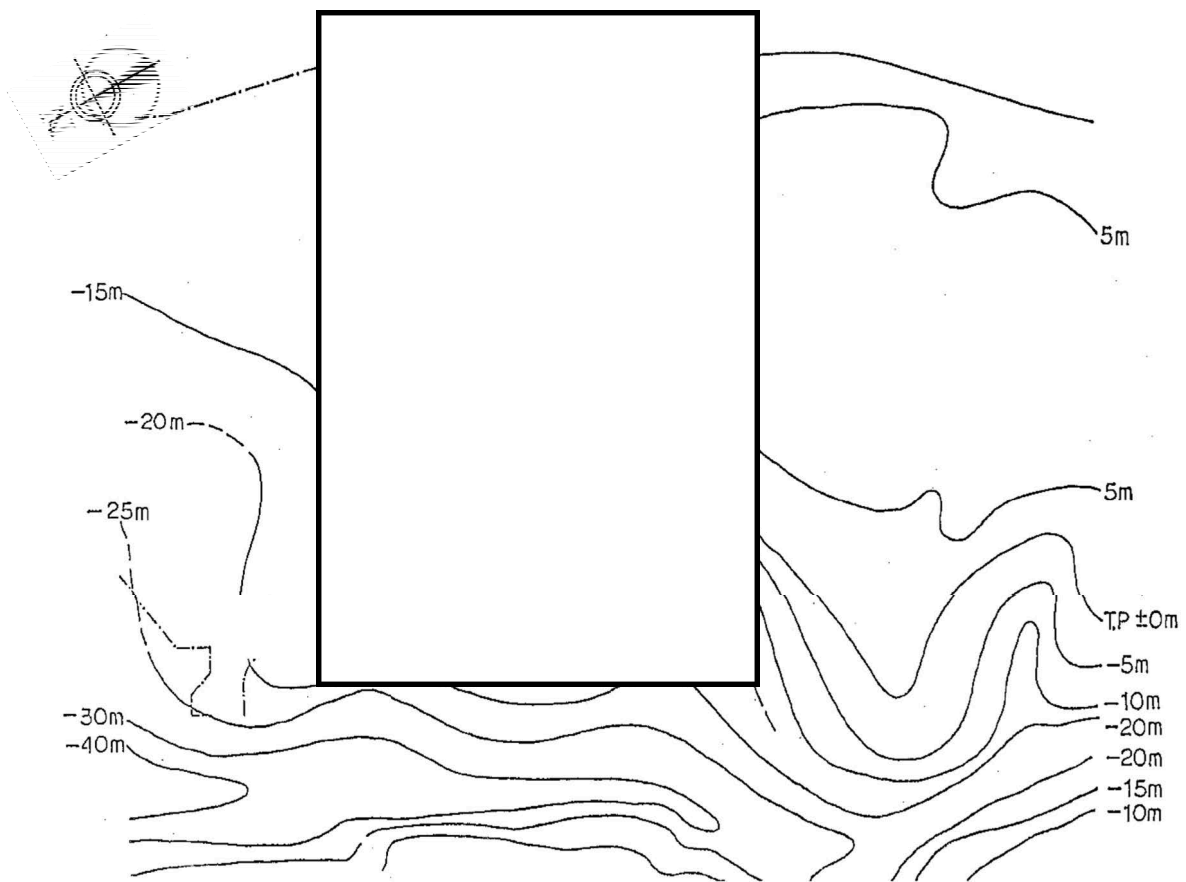
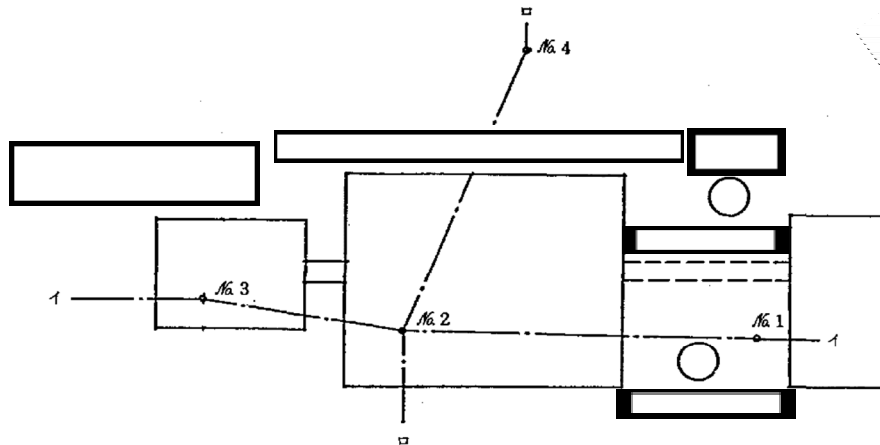


図 2-6 基礎地盤(久米層)の等高線図



ボーリング位置図

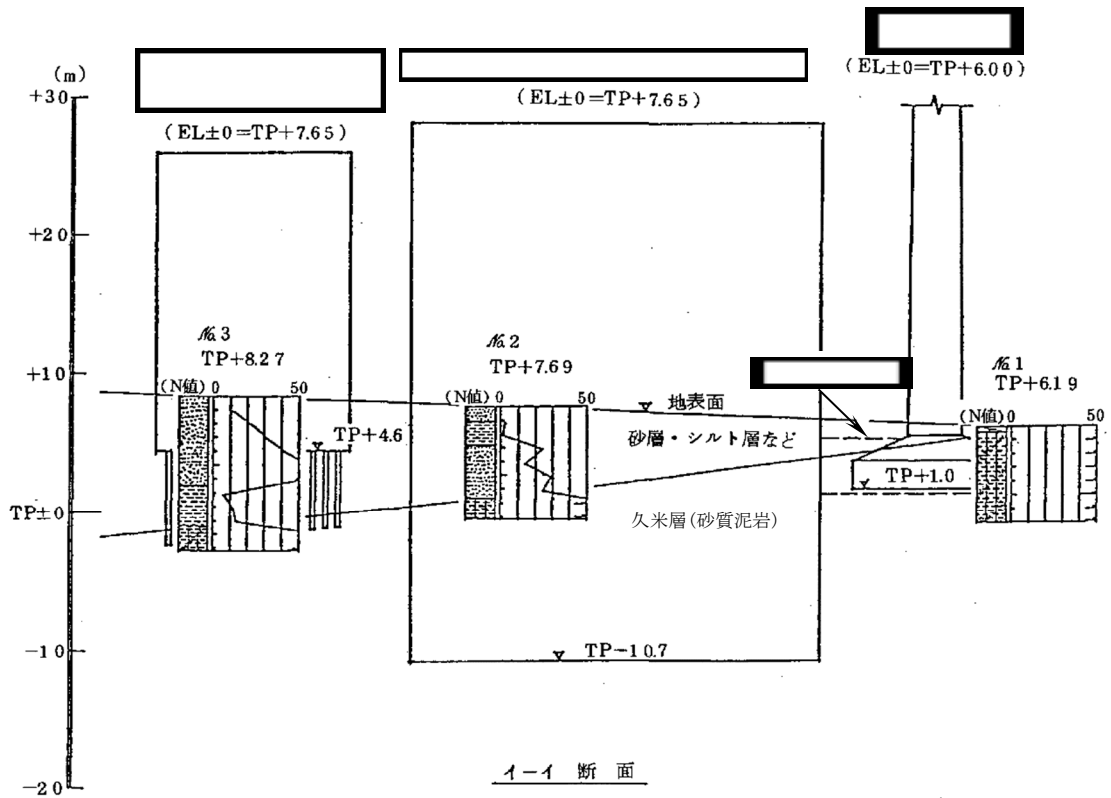
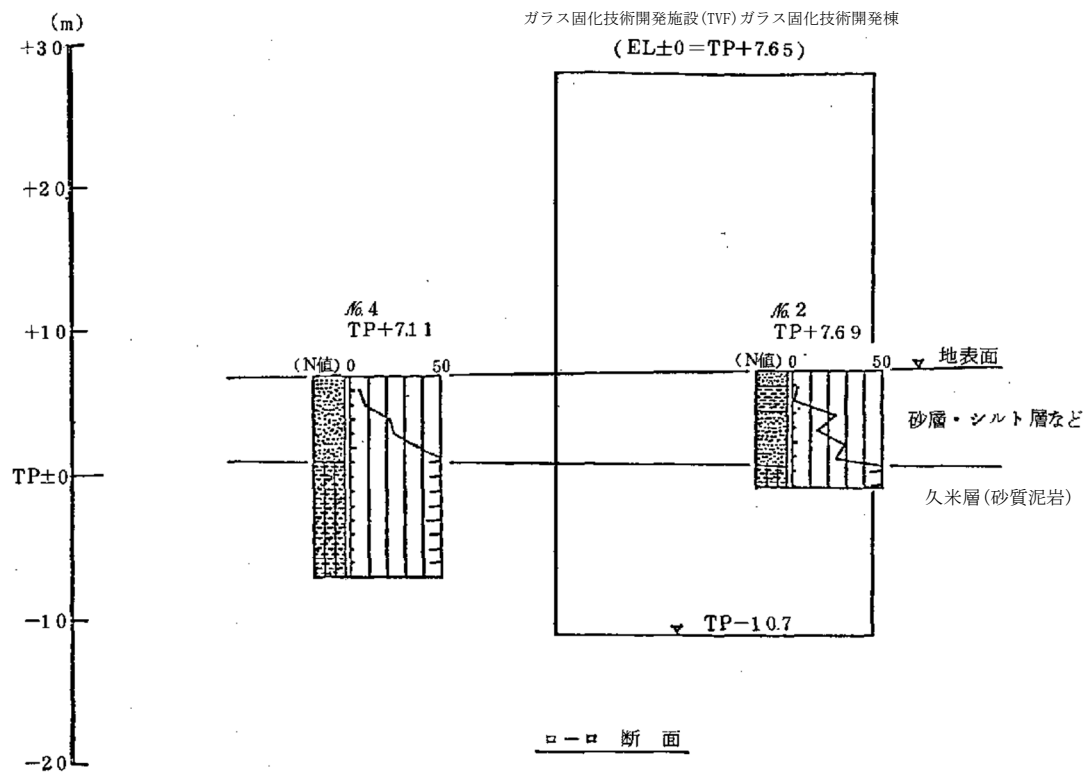


図 2-7 基礎地盤(久米層)の断面図 (その 1)



注) 断面図の縦と横の縮尺は異なる。
(単位 m)

図 2-8 基礎地盤(久米層)の断面図 (その 2)

2.3 解析方針

地震応答解析は、Sd-D を用いて建物・構築物の形状，構造特性等を考慮した質点系の解析モデルを水平(NS, EW)方向及び鉛直(UD)方向ごとに設定し実施する。

地震応答解析による応答値は，別添 6-1-3-3「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価」における余震荷重として用いる。

なお，接地率を算出し，基礎浮き上がりの評価法の適用範囲内であることを確認する。
ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の評価フローを図 2-9 に示す。

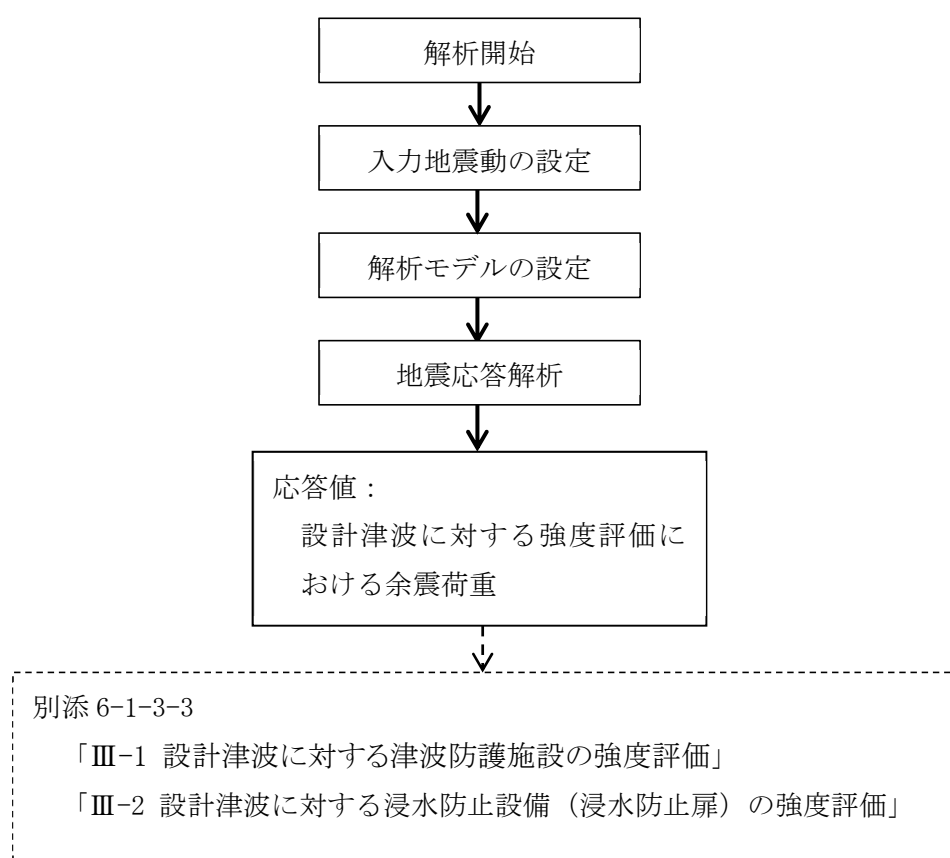


図 2-9 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の評価フロー

2.4 準拠規格・基準

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の地震応答解析において、準拠する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601(日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601(日本電気協会)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(日本建築学会)
- ・ 建築基礎構造設計指針(日本建築学会)

2.5 使用材料

地震応答解析に用いるコンクリートの材料定数は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガラス固化技術開発施設)」において定めている設計基準強度を用いて鉄筋コンクリート構造計算規準に基づき設定する。コンクリートの材料定数を表 2-1 に示す。

表 2-1 コンクリートの材料定数

対象	設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
建家	22.1	2.20×10^4	0.2

3. 入力地震動

3.1 水平方向の入力地震動

水平方向の入力地震動は、Sd-D を解放基盤表面に入力して一次元波動論により算定した建家の基礎底面及び側面地盤ばね位置での応答波とする。

算定に用いる地盤モデルは、当該敷地の地層等を考慮して設定された水平成層地盤とし、等価線形化法により地盤の非線形性を考慮する。

水平方向の入力地震動算定の概要を図 3-1 に、地盤の物性値を表 3-1 に、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を図 3-2 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「Nshake(株式会社ニュージェック)」である。

Sd-D による地盤の地震応答解析結果を図 3-3 に、建家の基礎底面位置における水平方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-4 から図 3-5 に示す。

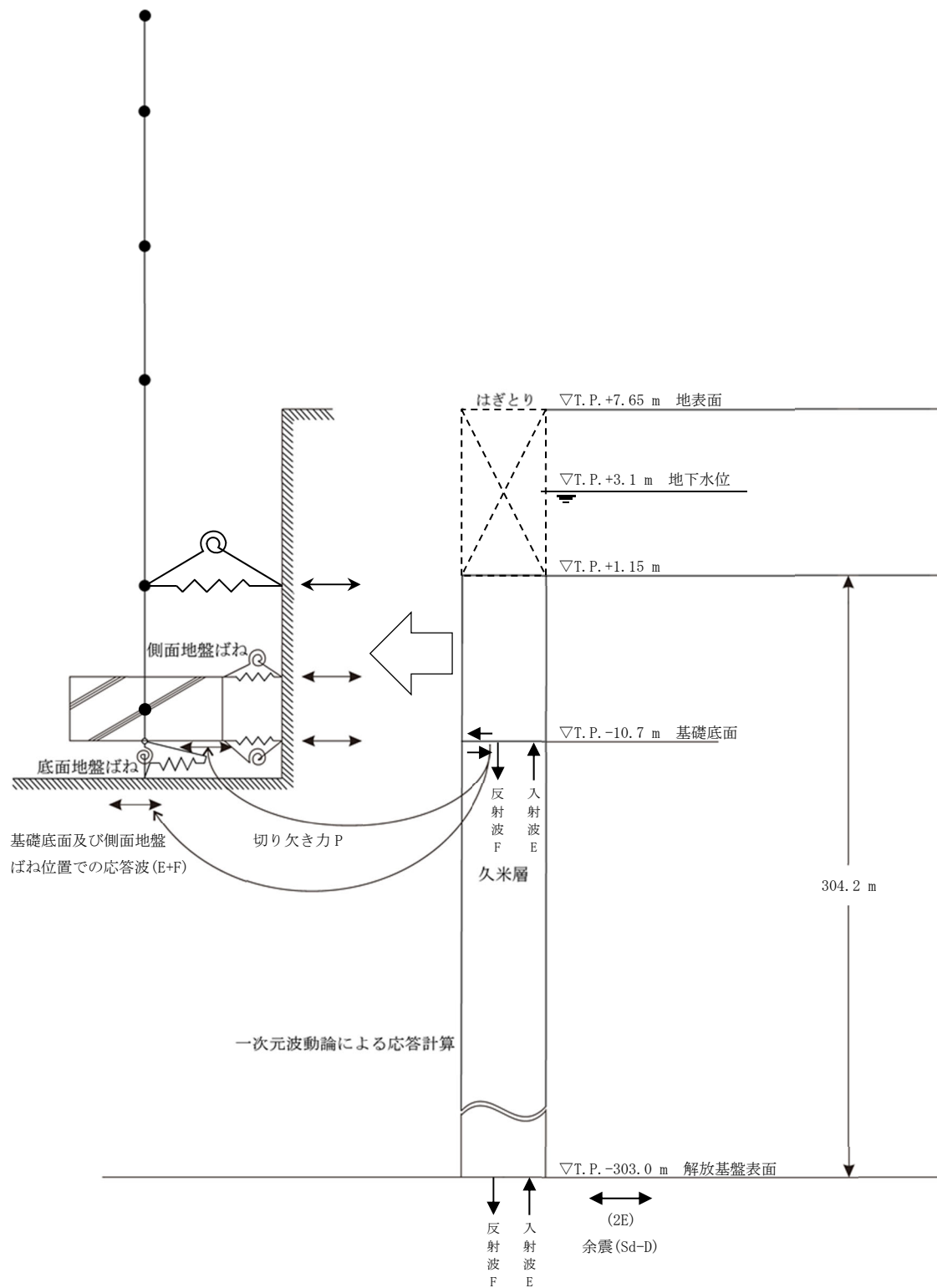
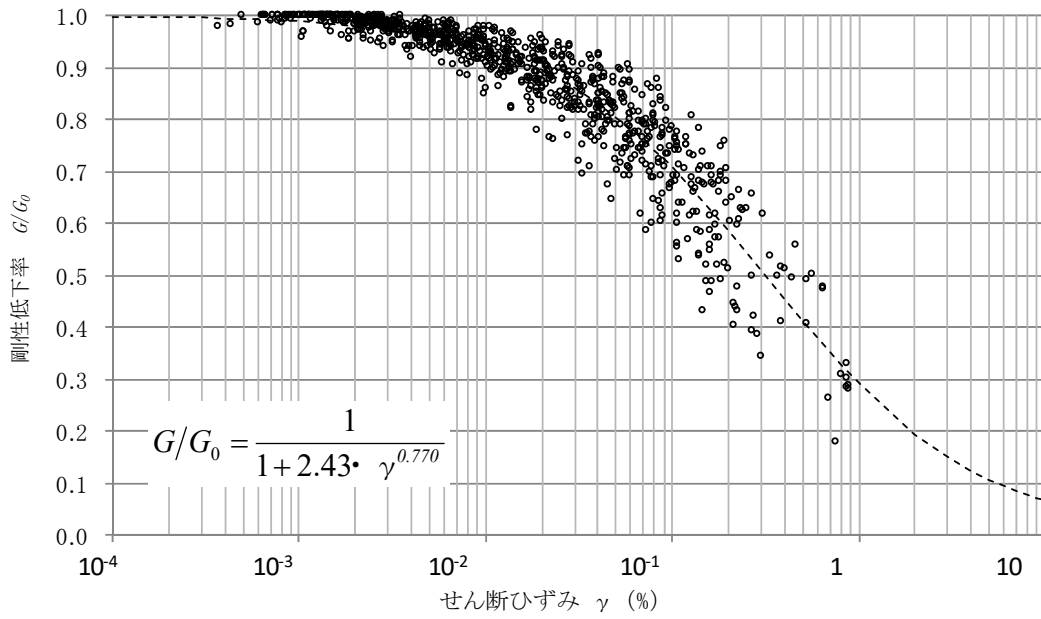


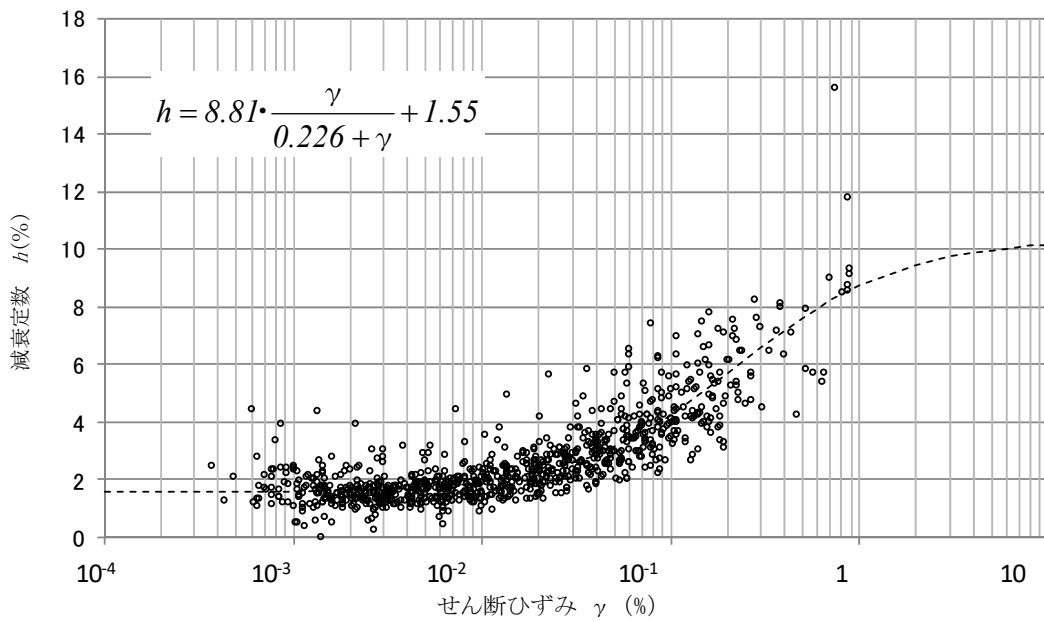
図 3-1 入力地震動算定の概要(水平方向)

表 3-1 地盤の物性値

標高 T. P. (m)	地質名	地層 分類	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	動ポア ソン比 ν_d	動せん断 弾性係数 G_0 (MN/m ²)
1.15					
-10.0	久米層	Km1	1.77	0.455	427
-62.0		Km2	1.77	0.451	466
-92.0		Km3	1.77	0.447	515
-118.0		Km4	1.77	0.444	549
-169.0		Km5	1.77	0.440	596
-215.0		Km6	1.77	0.436	655
-261.0		Km7	1.77	0.431	711
-303.0		▽解放基盤表面	Km8	1.77	0.426
	解放基盤		1.77	0.417	867



(a) 動せん断弾性係数



(b) 減衰定数

図 3-2 動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性(久米層)

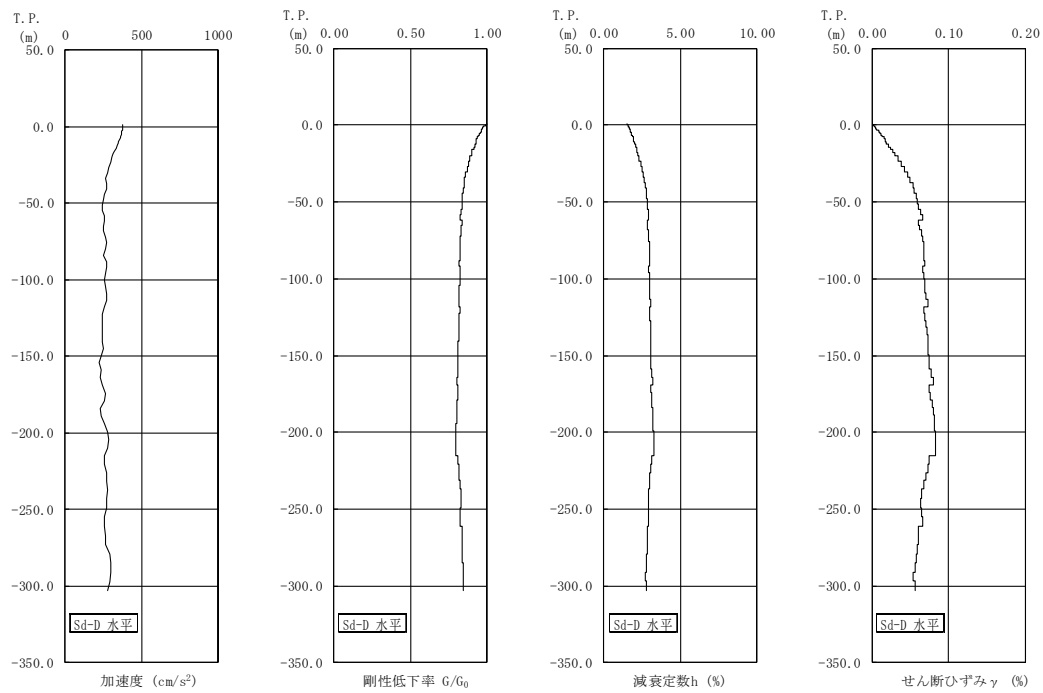


図 3-3 地盤の地震応答解析結果(水平方向, Sd-D)

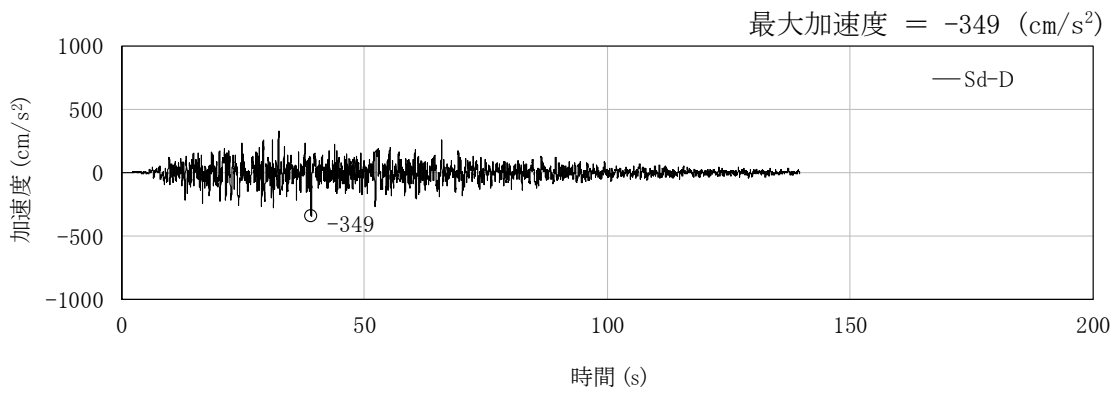


図 3-4 入力地震動の加速度時刻歴波形(水平方向, Sd-D, 基礎底面位置)

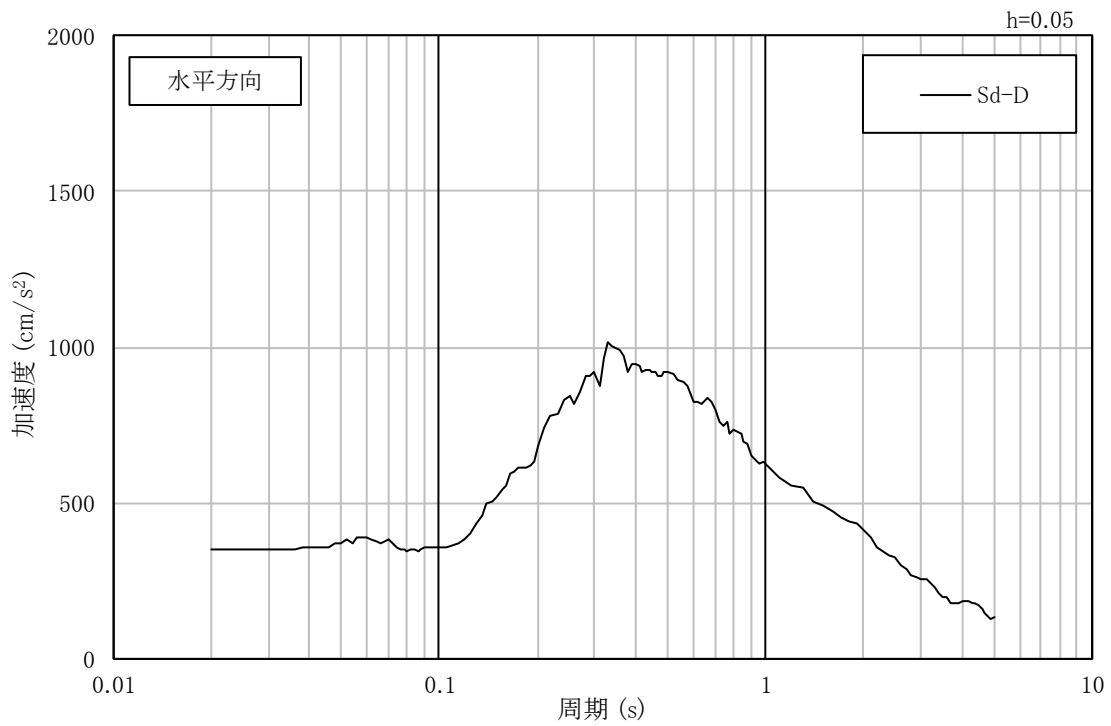


図 3-5 入力地震動の加速度応答スペクトル(水平方向, Sd-D, 基礎底面位置)

3.2 鉛直方向の入力地震動

鉛直方向の入力地震動は、Sd-D を解放基盤表面に入力して一次元波動論により算定した建家の基礎底面位置での応答波とする。

算定に用いる地盤モデルは、水平方向の入力地震動の算定において設定された物性値に基づき、基礎底面位置より上部を剥ぎ取った地盤モデルとする。

鉛直方向の入力地震動算定の概要を図 3-6 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「Nshake(株式会社ニュージェック)」である。

Sd-D による地盤の地震応答解析結果を図 3-7 に、建家の基礎底面位置における鉛直方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-8 及び図 3-9 に示す。

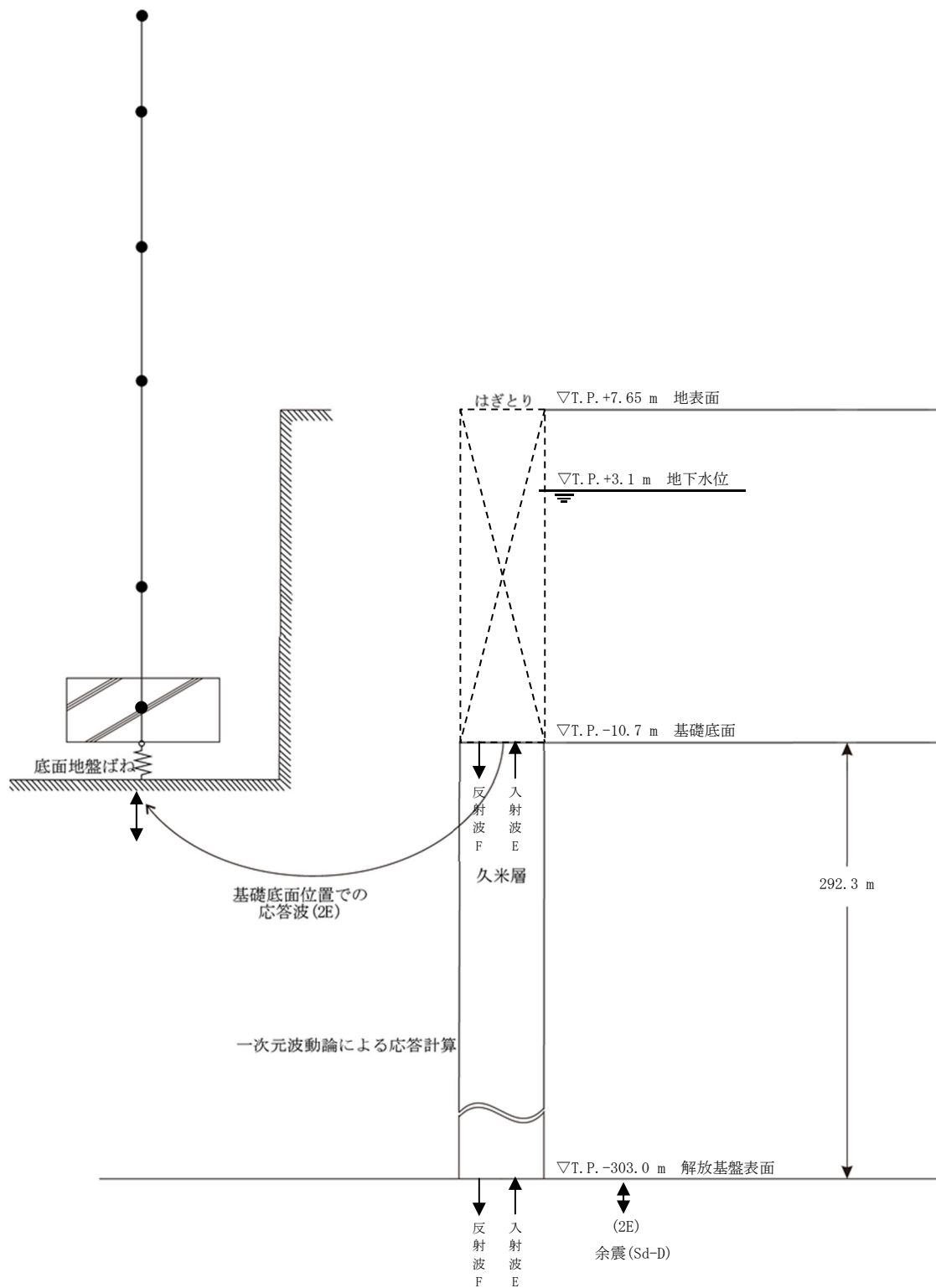


図 3-6 入力地震動算定の概要(鉛直方向)

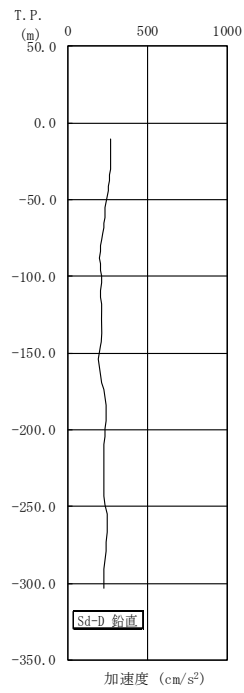


図 3-7 地盤の地震応答解析結果(鉛直方向, Sd-D)

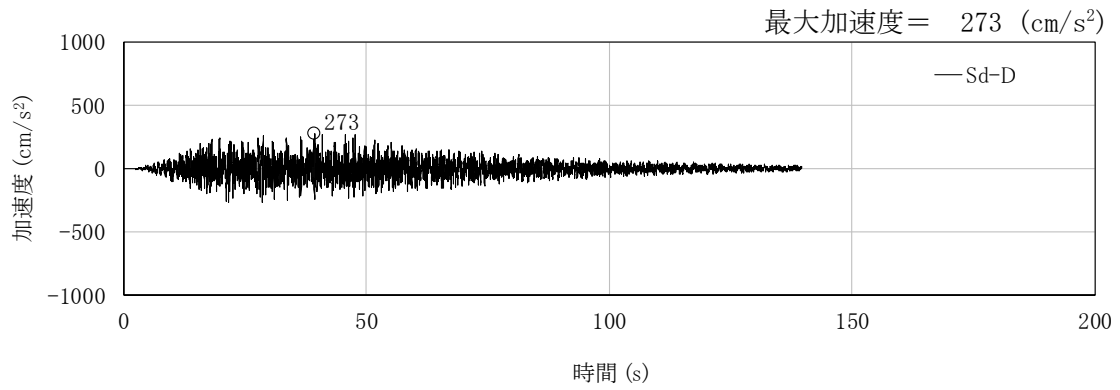


図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形(鉛直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

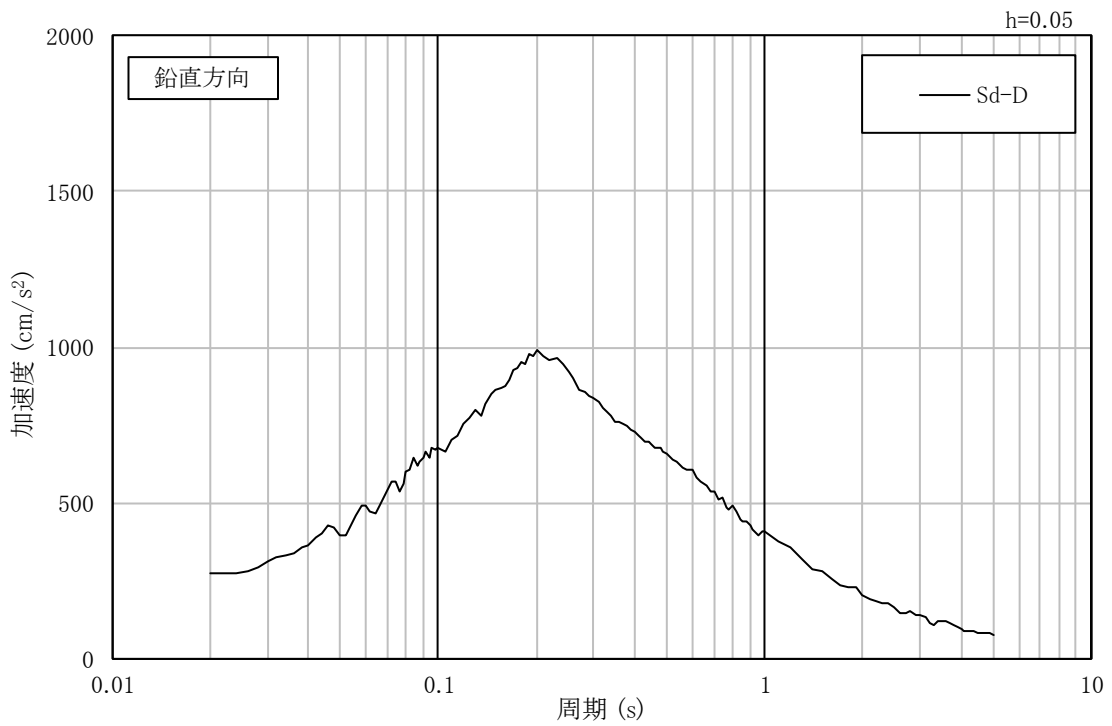


図 3-9 入力地震動の加速度応答スペクトル(鉛直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

4. 解析モデル

4.1 水平方向の解析モデル

水平方向の解析モデルは、建家と地盤の相互作用を考慮した曲げせん断型の多質点系モデルとする。

水平方向の解析モデルを図 4-1 に、解析モデルの諸元を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

解析モデルの諸元は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガラス固化技術開発施設)」の構造図に基づき設定する。

耐震壁のせん断の復元力特性は、図 4-2 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性は最大点指向型とする。曲げの復元力特性は、図 4-3 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性はディグレイディングトリリニア型とする。せん断及び曲げのスケルトンカーブを表 4-3 から表 4-6 に示す。

基礎下の底面地盤ばねは、JEAG4601-1991 追補版に基づき、振動アドミッタンス理論により振動数依存の複素ばねを算定し、地盤ばね定数は 0 Hz での実部(静的ばね値)により、減衰係数は地盤-建家連成系 1 次固有円振動数での虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きにより、それぞれ設定する。埋め込み部分の側面地盤ばねは、Novak の方法により振動数依存の複素ばねを算定し、地盤ばね定数は実部の極大値により、減衰係数は底面地盤ばねと同様に、それぞれ設定する。底面地盤回転ばねは、基礎の浮き上がりを考慮する非線形ばねとし、非線形特性を算定する際には、建家重量に津波による浸水高さ T.P. +12.2 m 及び海水の単位体積重量 10.1 kN/m³により生じる浮力 612720 kN を考慮する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nbspgl(株式会社ニュージェック)」である。また、埋め込み部分の側面地盤ばねは、Novak の方法により算定する。側面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nnovak1(株式会社ニュージェック)」である。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 4-7 及び表 4-8 に、地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要を図 4-4 に、底面地盤回転ばねの非線形特性(転倒モーメント-回転角関係)を図 4-5 に示す。

建家の減衰はモード減衰として与え、各次のモード減衰定数は建家各部のひずみエネルギーに比例した値として算定する。建家の減衰定数は 3% (鉄筋コンクリート部分) とする。

建家の地震応答解析に使用する解析コードは「TDAP III(株式会社アーク情報システム)」である。

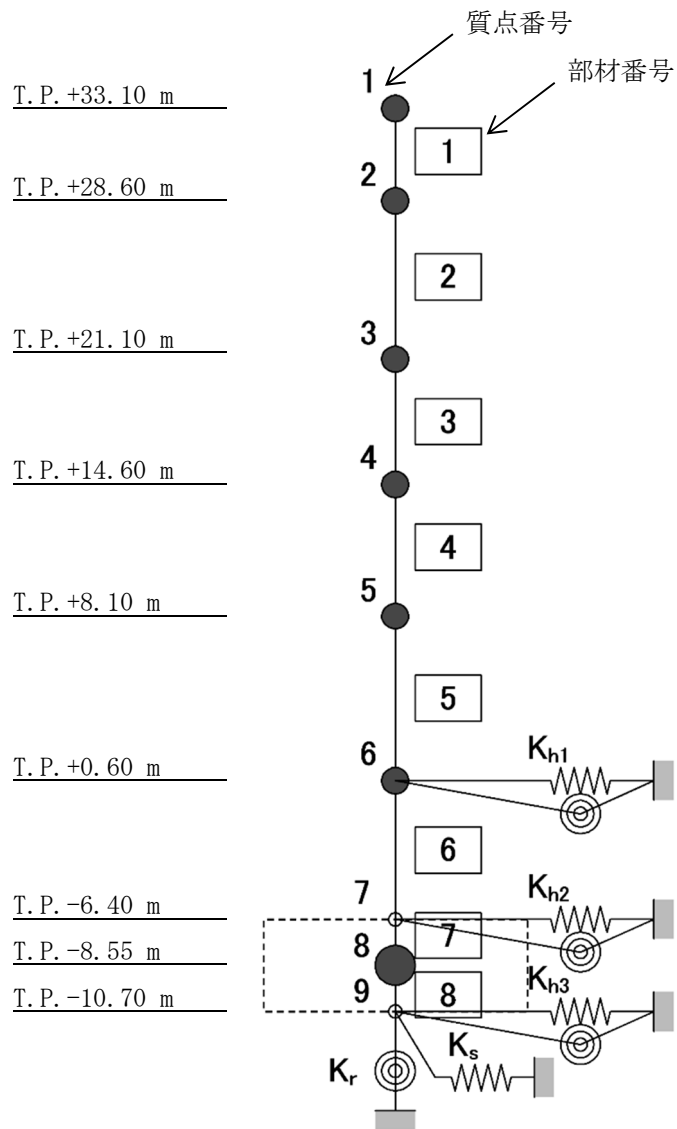


図 4-1 解析モデル(水平方向)

表 4-1 解析モデルの諸元(NS 方向)

質点 番号	高さ T.P.(m)	重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^2$ kN \cdot m 2)	部材 番号	せん断 断面積 (m 2)	断面二次 モーメント (m 4)
1	33.10	6155	742	-	-	-
2	28.60	52990	99047	1	13.7	311
3	21.10	86842	158868	2	61.2	15850
4	14.60	117328	196133	3	125.0	28330
5	8.10	182339	309890	4	213.0	42910
6	0.60	175896	375595	5	372.5	84930
7	-6.40	-	-	6	363.5	94430
8	-8.55	288896	601148	7	-	-
9	-10.70	-	-	8	-	-
				-	-	-

表 4-2 解析モデルの諸元(EW 方向)

質点 番号	高さ T.P.(m)	重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^2$ kN \cdot m 2)	部材 番号	せん断 断面積 (m 2)	断面二次 モーメント (m 4)
1	33.10	6155	4082	-	-	-
2	28.60	52990	183384	1	11.4	275
3	21.10	86842	304987	2	47.3	29820
4	14.60	117328	396189	3	79.0	62810
5	8.10	182339	556037	4	179.2	91300
6	0.60	175896	695291	5	320.2	164940
7	-6.40	-	-	6	373.9	181350
8	-8.55	288896	1068925	7	-	-
9	-10.70	-	-	8	-	-
				-	-	-

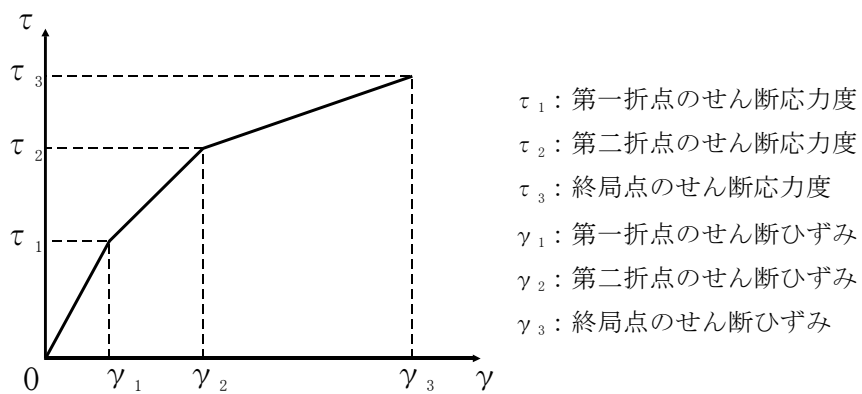


図 4-2 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係)

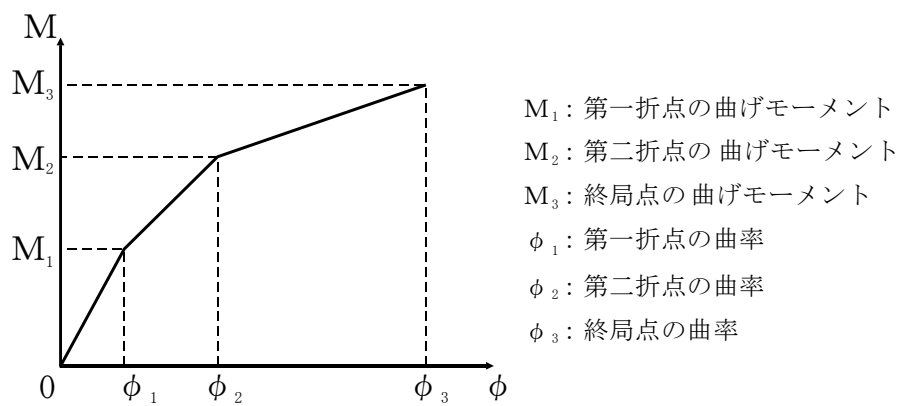


図 4-3 曲げのスケルトンカーブ (M - ϕ 関係)

表 4-3 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係, NS 方向)

部材 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	1.57	0.171	2.12	0.513	4.67	4.00
2	1.73	0.188	2.34	0.565	4.06	4.00
3	1.83	0.200	2.47	0.599	3.88	4.00
4	1.87	0.204	2.53	0.612	4.25	4.00
5	1.90	0.207	2.57	0.621	4.50	4.00
6	2.07	0.225	2.79	0.676	4.64	4.00

表 4-4 曲げのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係, NS 方向)

部材 番号	M ₁ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₃ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
1	0.898	1.31	4.66	17.5	6.21	37.0
2	16.0	0.458	36.5	5.10	51.2	102
3	31.9	0.512	69.0	5.25	96.1	90.3
4	50.4	0.534	132	5.40	186	90.7
5	102	0.546	267	5.48	373	98.4
6	128	0.616	319	5.59	428	102

表 4-5 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係, EW 方向)

部材 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	1.57	0.171	2.12	0.513	4.89	4.00
2	1.61	0.175	2.17	0.526	4.40	4.00
3	1.76	0.192	2.38	0.576	4.43	4.00
4	1.79	0.195	2.42	0.586	4.41	4.00
5	1.83	0.200	2.47	0.599	4.81	4.00
6	1.96	0.214	2.65	0.641	5.38	4.00

表 4-6 曲げのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係, EW 方向)

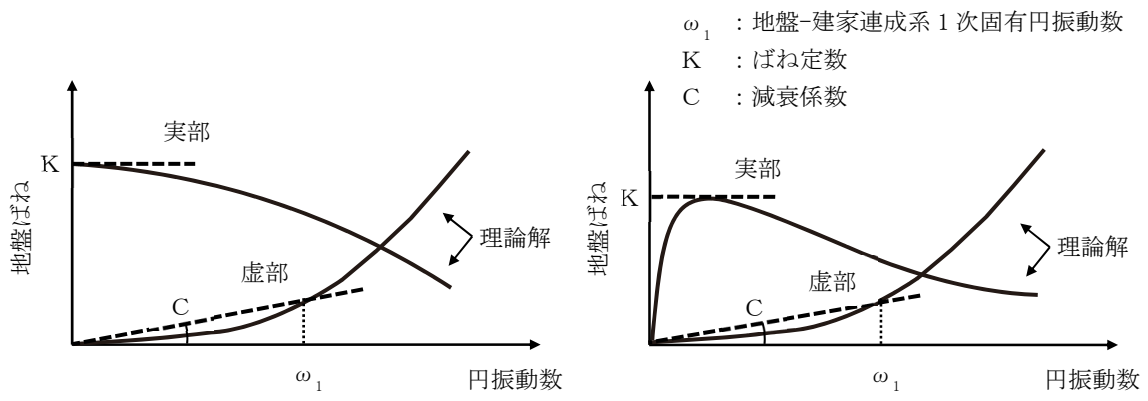
部材 番号	M ₁ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₃ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
1	0.780	1.29	3.87	16.2	5.45	30.8
2	20.0	0.305	33.9	3.70	47.1	72.2
3	47.7	0.345	64.9	3.76	87.0	70.0
4	73.2	0.364	145	3.87	202	77.2
5	136	0.375	326	3.95	449	78.8
6	169	0.424	409	4.09	561	70.5

表 4-7 地盤ばね定数及び減衰係数(NS 方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (水平 : kN/m) (回転 : kN・m/rad)	減衰係数 C (水平 : kN・s/m) (回転 : kN・m・s/rad)
	位置	成分	記号		
Sd-D	側面	水平	Kh1	7.175×10^6	1.191×10^6
			Kh2	1.001×10^7	1.661×10^6
			Kh3	3.793×10^6	6.292×10^5
		回転	Kh1	4.378×10^9	2.298×10^8
			Kh2	6.107×10^9	3.207×10^8
			Kh3	2.316×10^9	1.219×10^8
	底面	水平	Ks	6.536×10^7	2.381×10^6
		回転	Kr	4.103×10^{10}	3.988×10^8

表 4-8 地盤ばね定数及び減衰係数(EW 方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (水平 : kN/m) (回転 : kN・m/rad)	減衰係数 C (水平 : kN・s/m) (回転 : kN・m・s/rad)
	位置	成分	記号		
Sd-D	側面	水平	Kh1	7.175×10^6	1.193×10^6
			Kh2	1.001×10^7	1.664×10^6
			Kh3	3.793×10^6	6.302×10^5
		回転	Kh1	4.378×10^9	2.314×10^8
			Kh2	6.107×10^9	3.228×10^8
			Kh3	2.316×10^9	1.227×10^8
	底面	水平	Ks	6.297×10^7	2.200×10^6
		回転	Kr	6.373×10^{10}	8.442×10^8



(a) 底面地盤ばね

(b) 側面地盤ばね

図 4-4 地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要

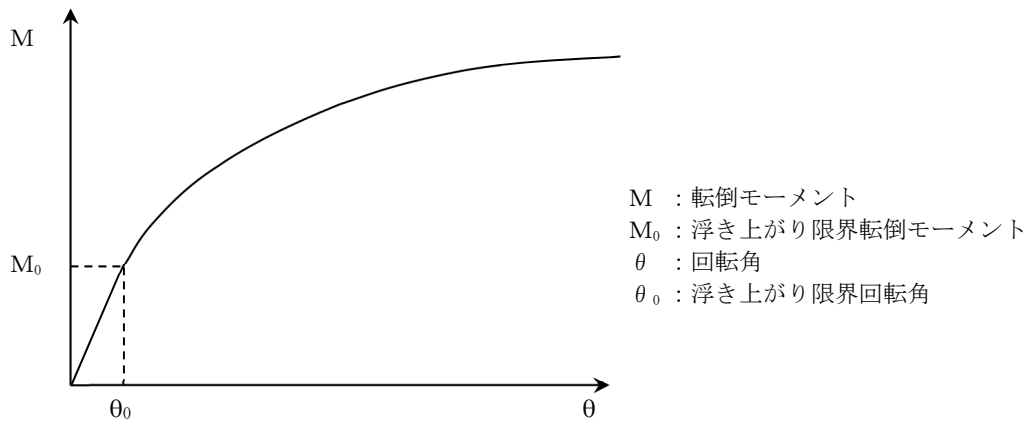


図 4-5 底面地盤回転ばねの非線形特性(転倒モーメント-回転角関係)

4.2 鉛直方向の解析モデル

鉛直方向の解析モデルは、建家と地盤の相互作用を考慮した多質点系モデルとする。建家部分は質点を鉛直方向のばねで連結しモデル化する。なお、建家の埋め込み部分は考慮しないモデルとする。

鉛直方向の解析モデルを図 4-6 に、解析モデルの諸元を表 4-9 に示す。

解析モデルの諸元は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガラス固化技術開発施設)」の構造図に基づき設定する。

基礎下の底面地盤ばねは、JEAG4601-1991 追補版に基づき、振動アドミッタンス理論により算定する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nbsp1(株式会社ニュージェック)」である。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 4-10 に示す。

建家の減衰はモード減衰として与え、各次のモード減衰定数は建家各部のひずみエネルギーに比例した値として算出する。建家の減衰定数は3%(鉄筋コンクリート部分)とする。

建家の地震応答解析に使用する解析コードは「TDAP III(株式会社アーク情報システム)」である。

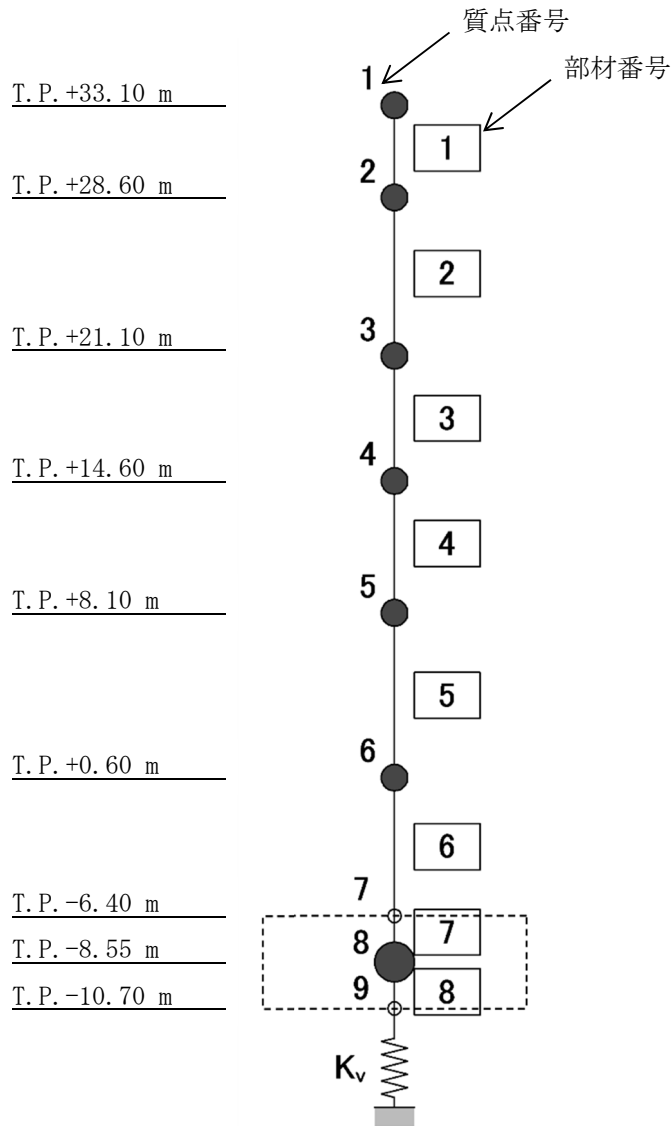


図 4-6 解析モデル(鉛直方向)

表 4-9 解析モデルの諸元(鉛直方向)

質点 番号	高さ T.P.(m)	重量 (kN)	部材 番号	軸断面積 (m ²)
1	33.10	6155	-	-
			1	26.2
2	28.60	52990	2	139.9
			3	207.7
4	14.60	117328	4	361.7
			5	600.9
6	0.60	175896	6	622.2
			7	-
8	-8.55	288896	8	-
			-	-
9	-10.70	-	-	-

表 4-10 地盤ばね定数及び減衰係数(鉛直方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (kN/m)	減衰係数 C (kN・s/m)
	位置	成分	記号		
Sd-D	底面	鉛直	Kv	9.655×10^7	5.055×10^6

5. 解析結果

5.1 固有値解析結果

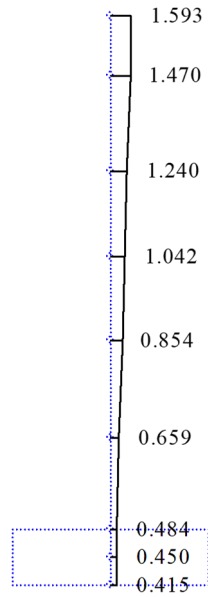
解析モデルの固有値解析結果を表 5-1 に示す。Sd-D による刺激関数を図 5-1 から図 5-6 に示す。

表 5-1 固有値解析結果(Sd-D)

方向	次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数	備考
NS	1	0.275	3.64	1.593	全体 1 次
	2	0.133	7.52	-0.684	
	3	0.066	15.15	0.048	
	4	0.053	18.73	0.079	
	5	0.040	25.00	-0.002	
	6	0.036	27.90	-0.061	
	7	0.029	33.96	0.037	
EW	1	0.267	3.75	1.538	全体 1 次
	2	0.140	7.17	-0.528	
	3	0.080	12.48	-0.113	
	4	0.055	18.10	0.168	
	5	0.043	23.41	-0.010	
	6	0.040	24.81	-0.096	
	7	0.037	27.27	0.033	
UD	1	0.200	5.01	1.08	全体 1 次
	2	0.040	24.82	-0.11	
	3	0.023	42.71	0.040	
	4	0.017	59.13	-0.018	
	5	0.013	74.84	0.012	
	6	0.013	79.70	-0.007	
	7	0.011	90.17	-0.002	

Mode - 1

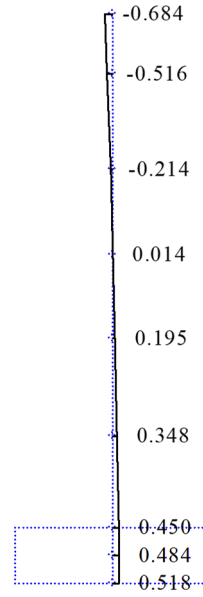
$T(s) = 0.275$
 $f(\text{Hz}) = 3.636$
 $\beta h = 1.593$



(1 次)

Mode - 2

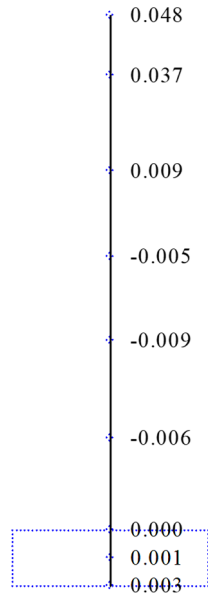
$T(s) = 0.133$
 $f(\text{Hz}) = 7.519$
 $\beta h = -0.684$



(2 次)

Mode - 3

$T(s) = 0.066$
 $f(\text{Hz}) = 15.152$
 $\beta h = 0.048$



(3 次)

Mode - 4

$T(s) = 0.053$
 $f(\text{Hz}) = 18.733$
 $\beta h = 0.079$

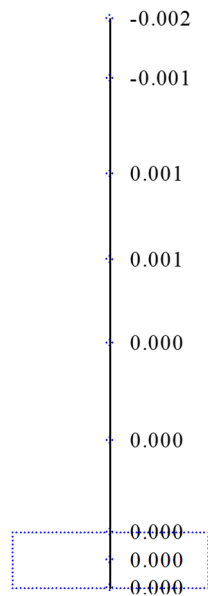


(4 次)

図 5-1 刺激関数(NS 方向, Sd-D, 1~4 次)

Mode - 5

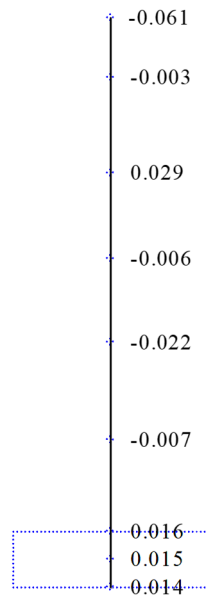
$T(s) = 0.040$
 $f(\text{Hz}) = 24.997$
 $\beta h = -0.002$



(5 次)

Mode - 6

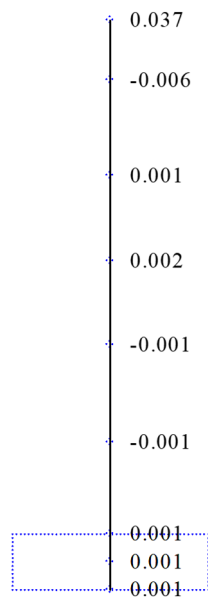
$T(s) = 0.036$
 $f(\text{Hz}) = 27.901$
 $\beta h = -0.061$



(6 次)

Mode - 7

$T(s) = 0.029$
 $f(\text{Hz}) = 33.963$
 $\beta h = 0.037$

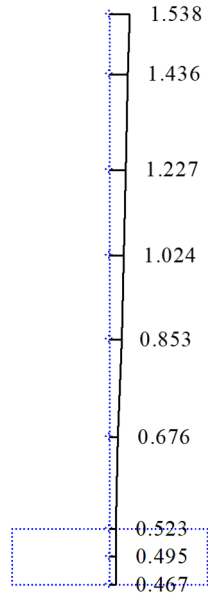


(7 次)

図 5-2 刺激関数(NS 方向, Sd-D, 5~7 次)

Mode - 1

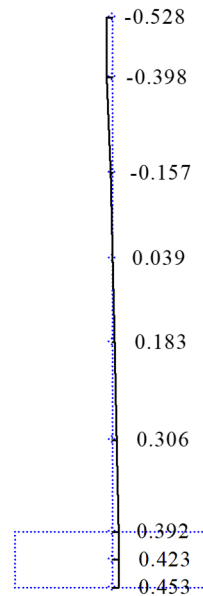
$T(s) = 0.267$
 $f(\text{Hz}) = 3.748$
 $\beta h = 1.538$



(1 次)

Mode - 2

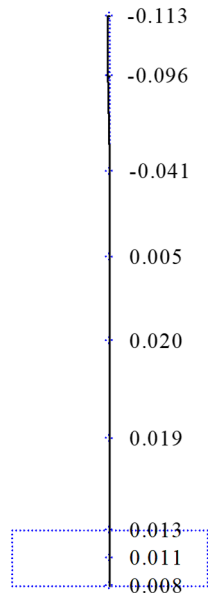
$T(s) = 0.140$
 $f(\text{Hz}) = 7.168$
 $\beta h = -0.528$



(2 次)

Mode - 3

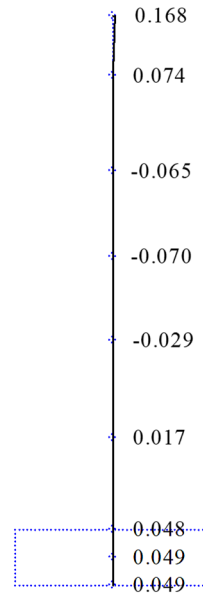
$T(s) = 0.080$
 $f(\text{Hz}) = 12.475$
 $\beta h = -0.113$



(3 次)

Mode - 4

$T(s) = 0.055$
 $f(\text{Hz}) = 18.101$
 $\beta h = 0.168$



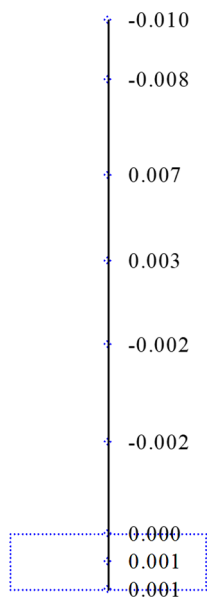
(4 次)

図 5-3 刺激関数(EW 方向, Sd-D, 1~4 次)

Mode - 5

$T(s) = 0.043$
 $f(\text{Hz}) = 23.412$
 $\beta h = -0.010$

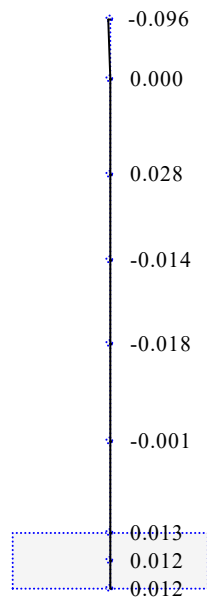
j



(5 次)

Mode - 6

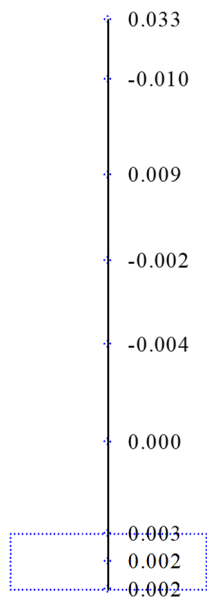
$T(s) = 0.040$
 $f(\text{Hz}) = 24.805$
 $\beta h = -0.096$



(6 次)

Mode - 7

$T(s) = 0.037$
 $f(\text{Hz}) = 27.271$
 $\beta h = 0.033$

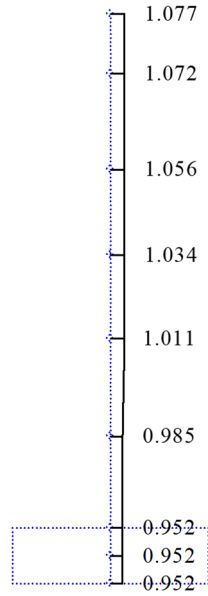


(7 次)

図 5-4 刺激関数(EW 方向, Sd-D, 5~7 次)

Mode - 1

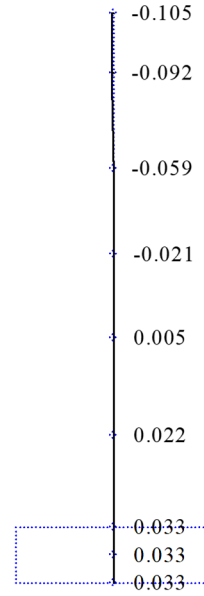
T (s) = 0.200
 f (Hz) = 5.011
 β = 1.077



(1 次)

Mode - 2

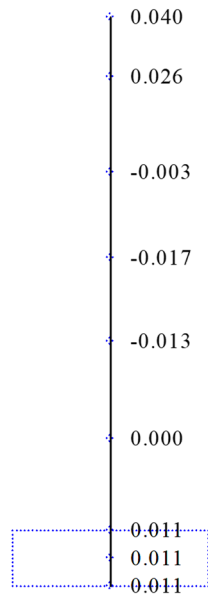
T (s) = 0.040
 f (Hz) = 24.820
 β = -0.105



(2 次)

Mode - 3

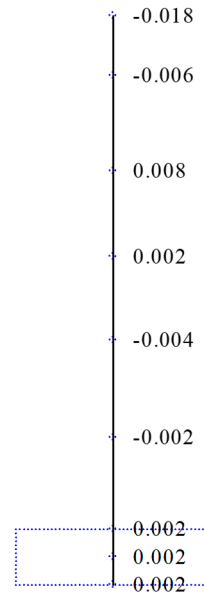
T (s) = 0.023
 f (Hz) = 42.709
 β = 0.040



(3 次)

Mode - 4

T (s) = 0.017
 f (Hz) = 59.134
 β = -0.018

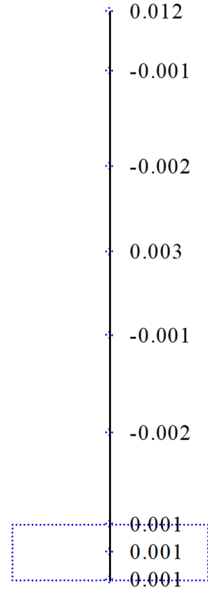


(4 次)

図 5-5 刺激関数 (UD 方向, Sd-D, 1~4 次)

Mode - 5

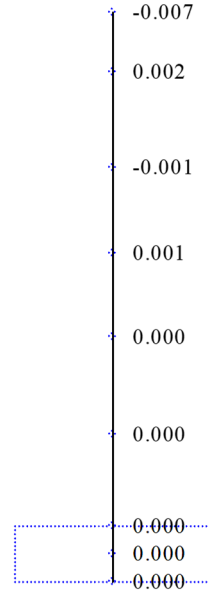
$T(s) = 0.013$
 $f(\text{Hz}) = 74.837$
 $\beta = 0.012$



(5 次)

Mode - 6

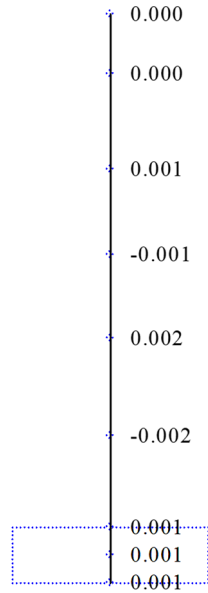
$T(s) = 0.013$
 $f(\text{Hz}) = 79.692$
 $\beta = -0.007$



(6 次)

Mode - 7

$T(s) = 0.011$
 $f(\text{Hz}) = 90.166$
 $\beta = -0.002$



(7 次)

図 5-6 刺激関数(UD 方向, Sd-D, 5~7 次)

5.2 地震応答解析結果

Sd-D による水平方向の最大応答加速度，最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを図 5-7 から図 5-12 に，鉛直方向の最大応答加速度及び最大応答軸力を図 5-13 及び図 5-14 に示す。また，耐震壁のせん断のスケルトンカーブ上の最大応答値は，図 5-15 及び図 5-16 に示すとおり，弾性範囲内にある。

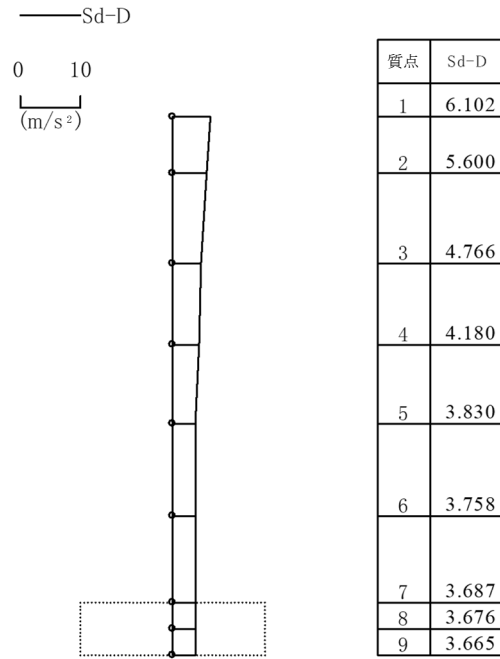


図 5-7 最大応答加速度 (Sd-D, NS 方向)

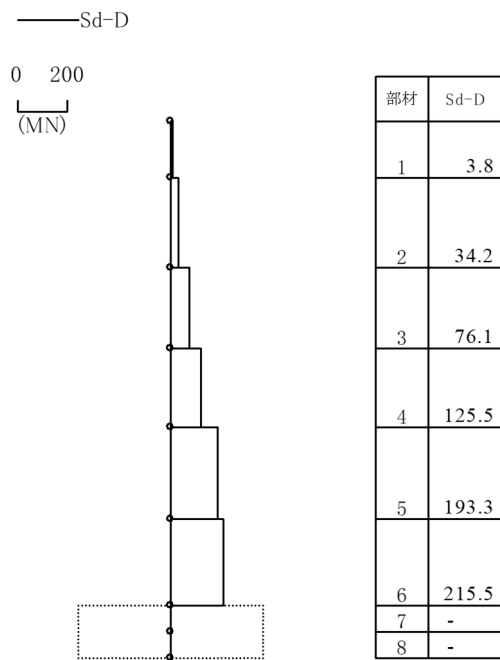
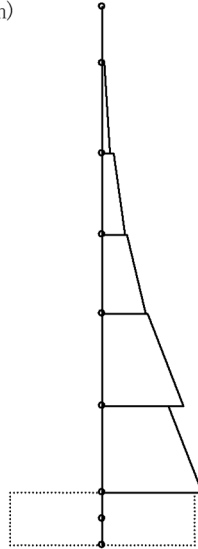


図 5-8 最大応答せん断力 (Sd-D, NS 方向)

—Sd-D

0 2,000

(MNm)



部材	Sd-D
	0.8
1	17.7
	114.4
2	321.4
	437.7
3	884.4
	964.0
4	1760.9
	1882.9
5	3330.9
	2706.5
6	4039.8
7	=
8	=

※底面地盤ばね KR の最大応答曲げモーメント :

3657.0 (MN・m)

図 5-9 最大応答曲げモーメント (Sd-D, NS 方向)

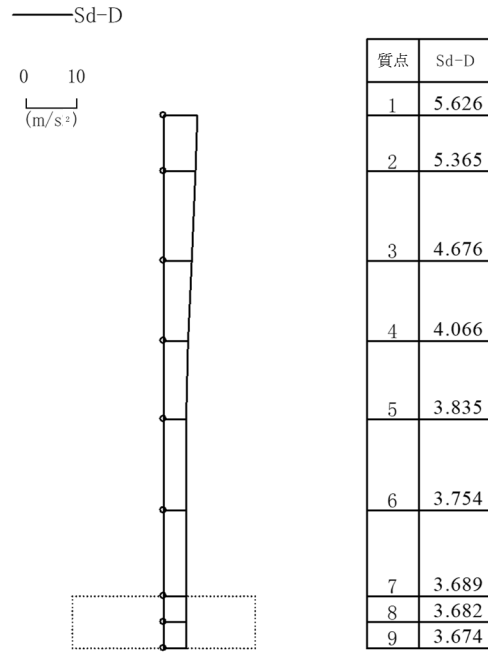


図 5-10 最大応答加速度 (Sd-D, EW 方向)

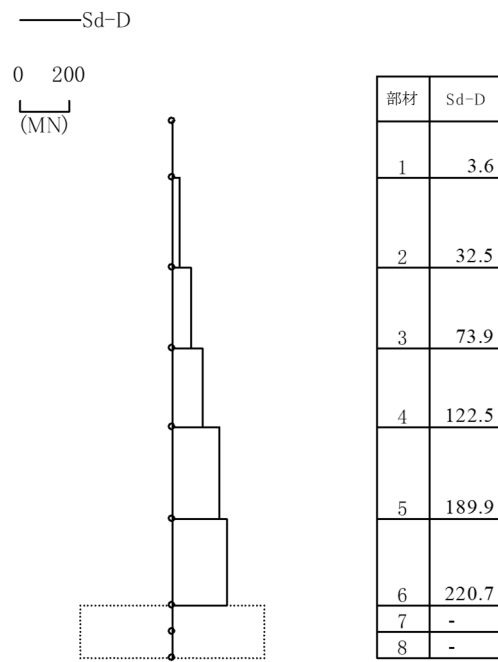
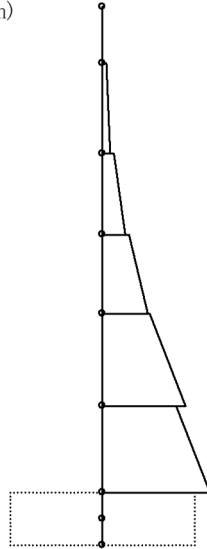


図 5-11 最大応答せん断力 (Sd-D, EW 方向)

—Sd-D

0 2,000

(MNm)



部材	Sd-D
	5.8
1	18.2
	136.5
2	331.1
	488.9
3	918.1
	1046.9
4	1827.1
	1939.6
5	3364.1
	3011.9
6	4386.9
7	=
8	=

※底面地盤ばね KR の最大応答曲げモーメント :

4450.4 (MN・m)

図 5-12 最大応答曲げモーメント (Sd-D, EW 方向)

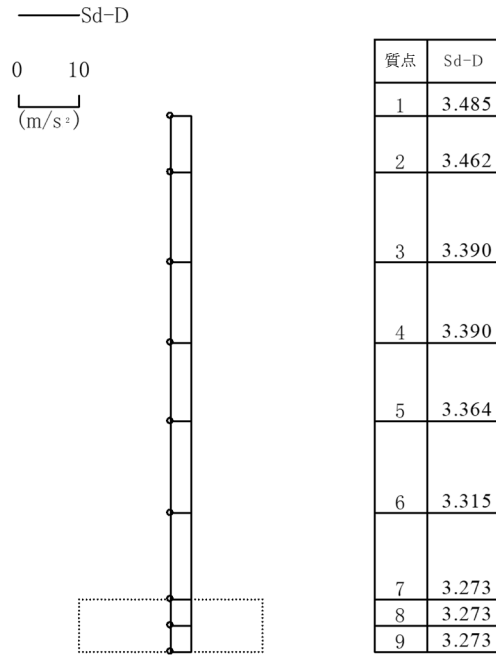
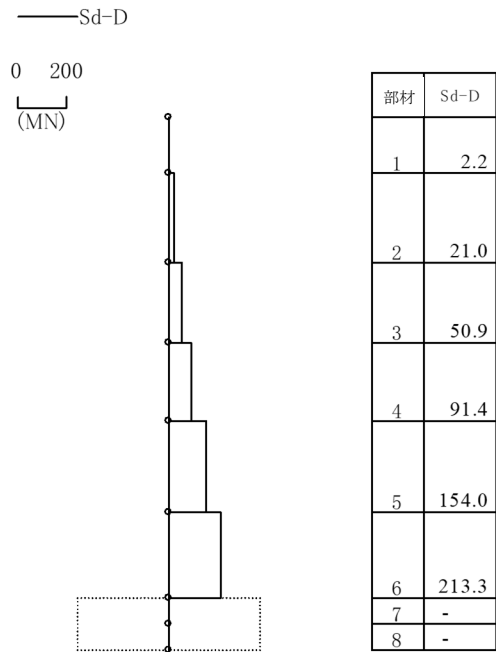


図 5-13 最大応答加速度 (Sd-D, UD 方向)



※底面地盤ばね KV の最大応答軸力：

202.2 (MN)

図 5-14 最大応答軸力 (Sd-D, UD 方向)

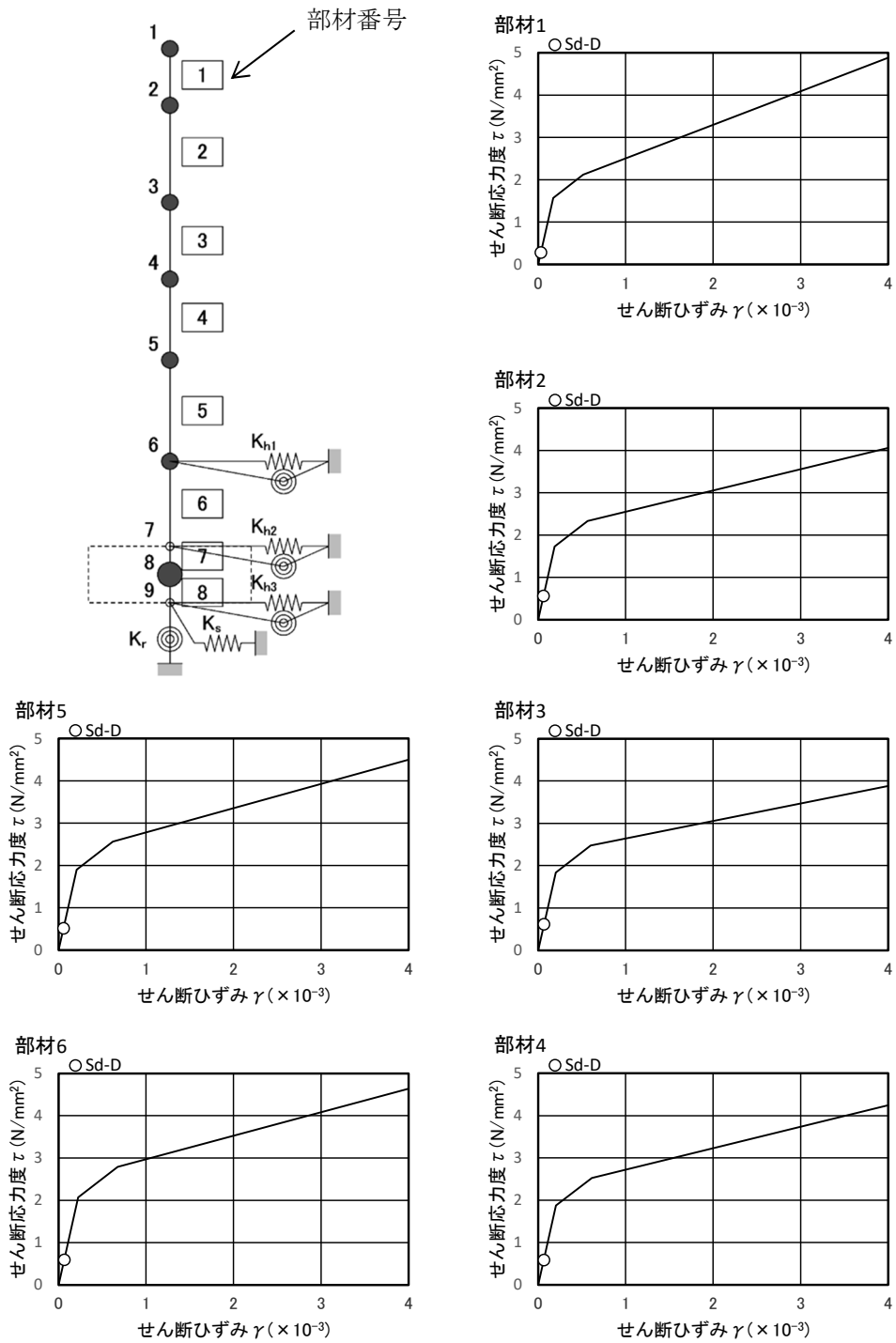


図 5-15 せん断のスケルトンカーブ上の最大応答値(NS 方向, Sd-D)

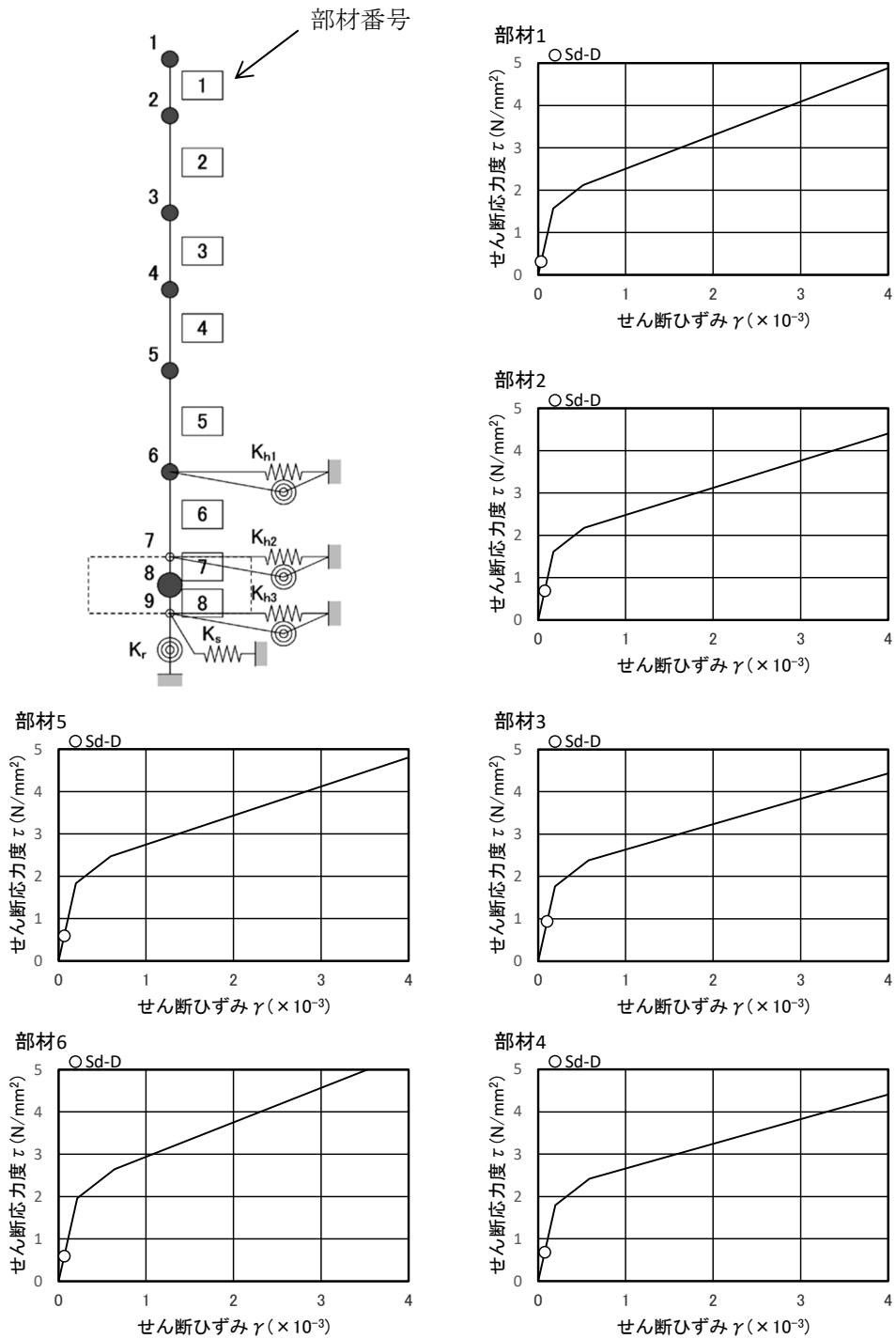


図 5-16 せん断のスケルトンカーブ上の最大応答値(EW 方向, Sd-D)

6. 基礎浮き上がりの検討

最小接地率は、建家重量に津波による浸水により生じる浮力を考慮して算定する。Sd-D による地震応答解析の結果に基づく最小接地率の一覧表を表 6-1 に示す。

接地率は、浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適用できる基準値(65%以上)を満足していることを確認した。

表 6-1 最小接地率

(a) NS 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最小接地率 (%)
Sd-D	2.20	3.66	66.8

(b) EW 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最小接地率 (%)
Sd-D	2.97	4.45	75.0

7. まとめ

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟について Sd-D による地震応答解析を行い、接地率が浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適用できる基準値を満足していることを確認した。地震応答解析による応答値は、別添 6-1-3-3 「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備(浸水防止扉)の強度評価」における余震荷重として用いる。

Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針」に基づき、津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟が構造強度・止水性を保持することを説明するものである。

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟が建家であることから「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」※（以下「津波避難ビル等の指針」という。）に基づき強度評価を行う。

津波避難ビル等の指針に基づき、許容限界は終局耐力を基本とする。なお、建家外壁については、要求性能が止水性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮し、許容限界を終局耐力から短期許容応力に読み替えて評価を行う。

※「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」－2011年11月17日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について（技術的助言）」（国住指第2570号）の別添

2. 一般事項

2.1 位置

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の位置を図 2-1 に示す。

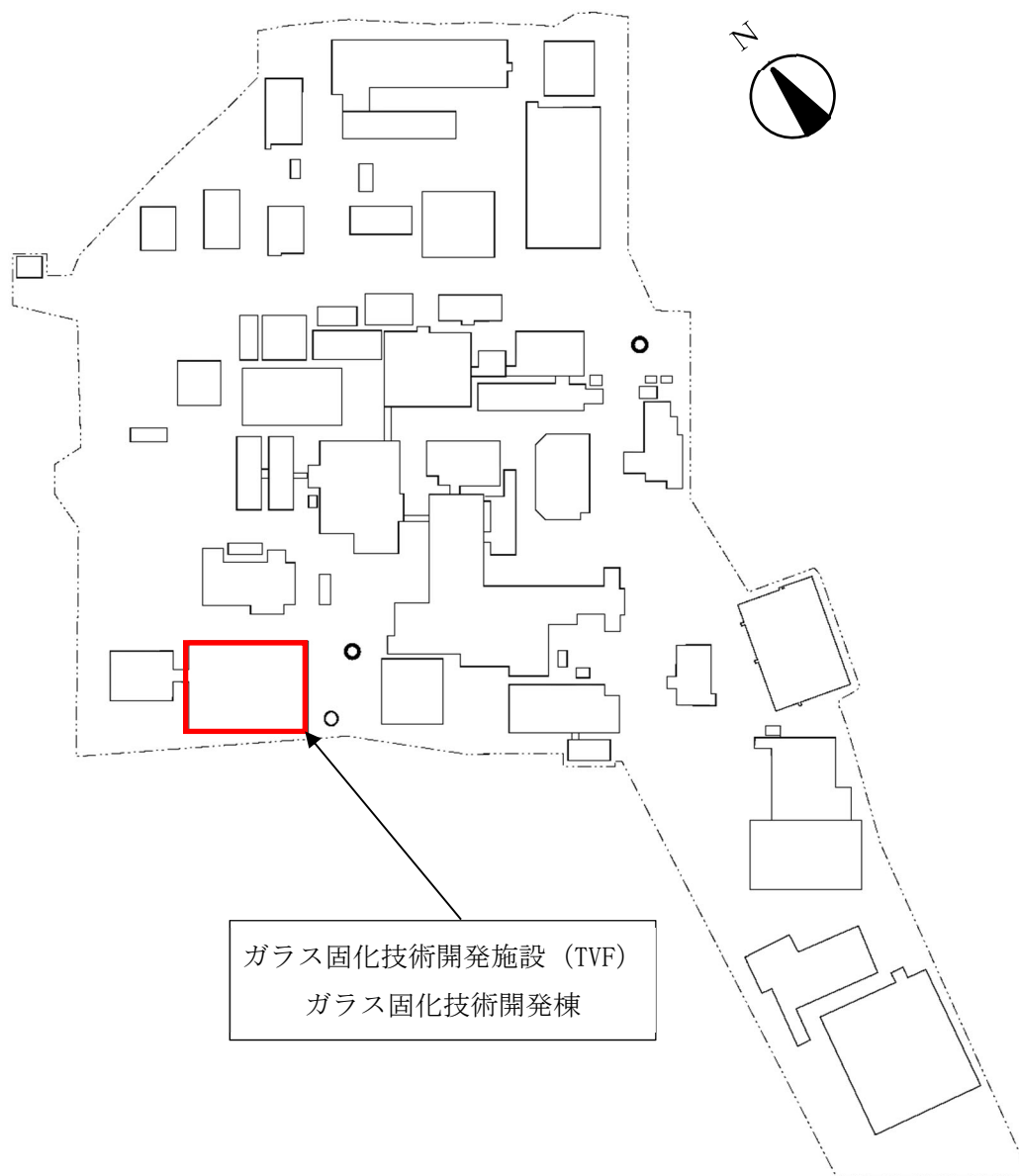


図 2-1 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の位置

2.2 構造概要

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟は、
の長方形を成しており、
の鉄骨鉄筋コンクリート造の建家である。基礎は、べた基礎とし、基礎地盤である久米層（砂質泥岩）に設置されている。

建家の代表的な平面図及び断面図を図 2-2 から図 2-5 に示す。

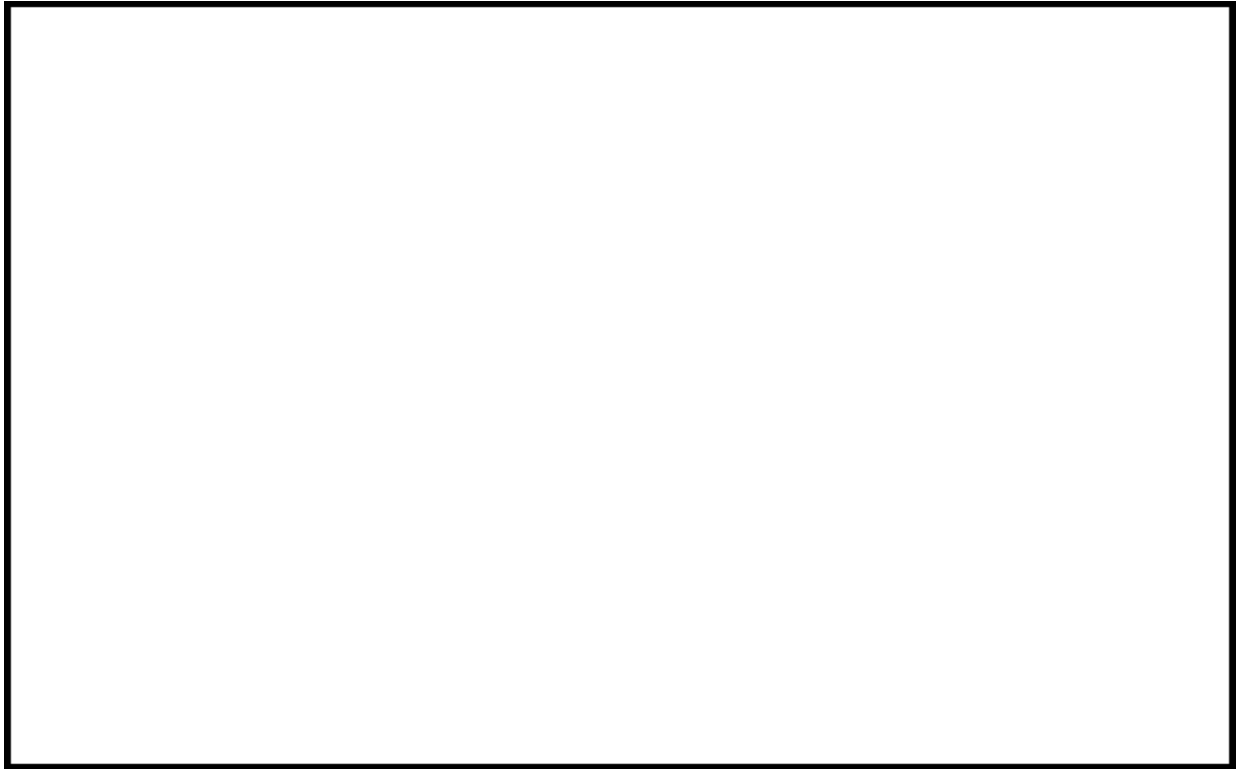


図 2-2 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟平面図（地下1階）

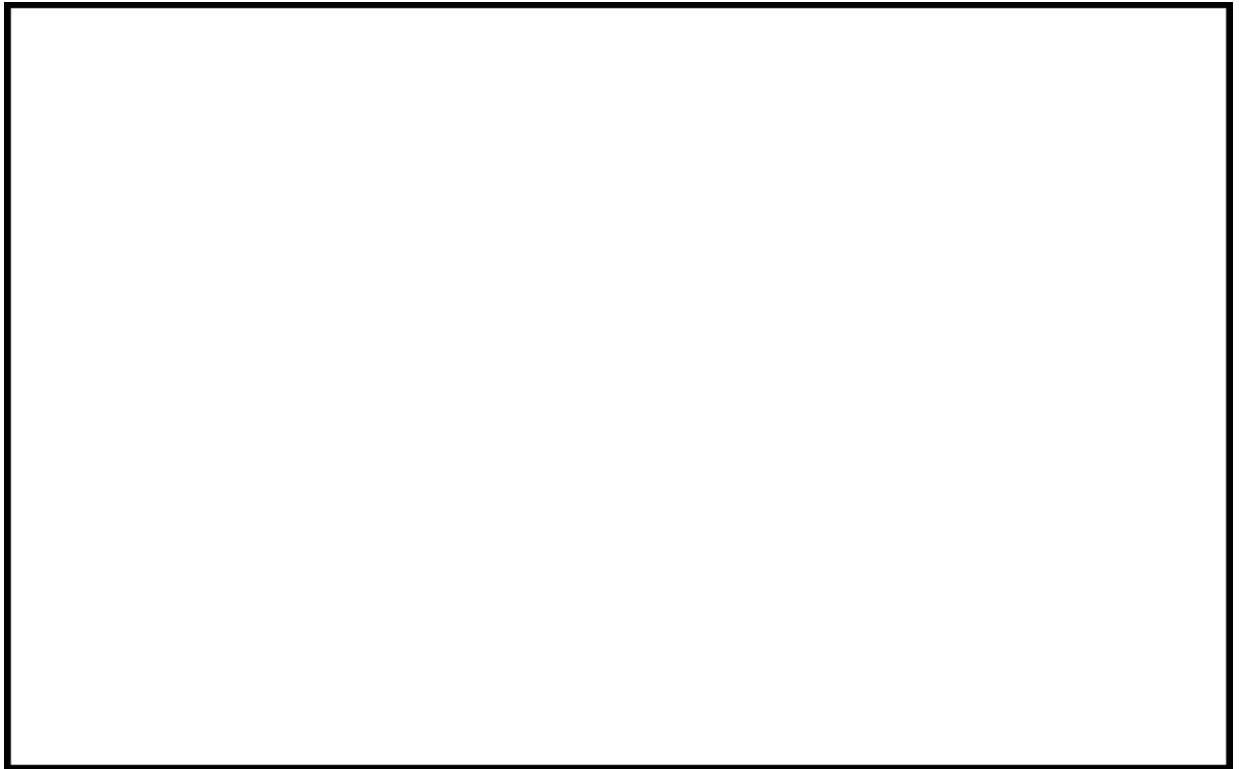


図 2-3 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟平面図（1階）

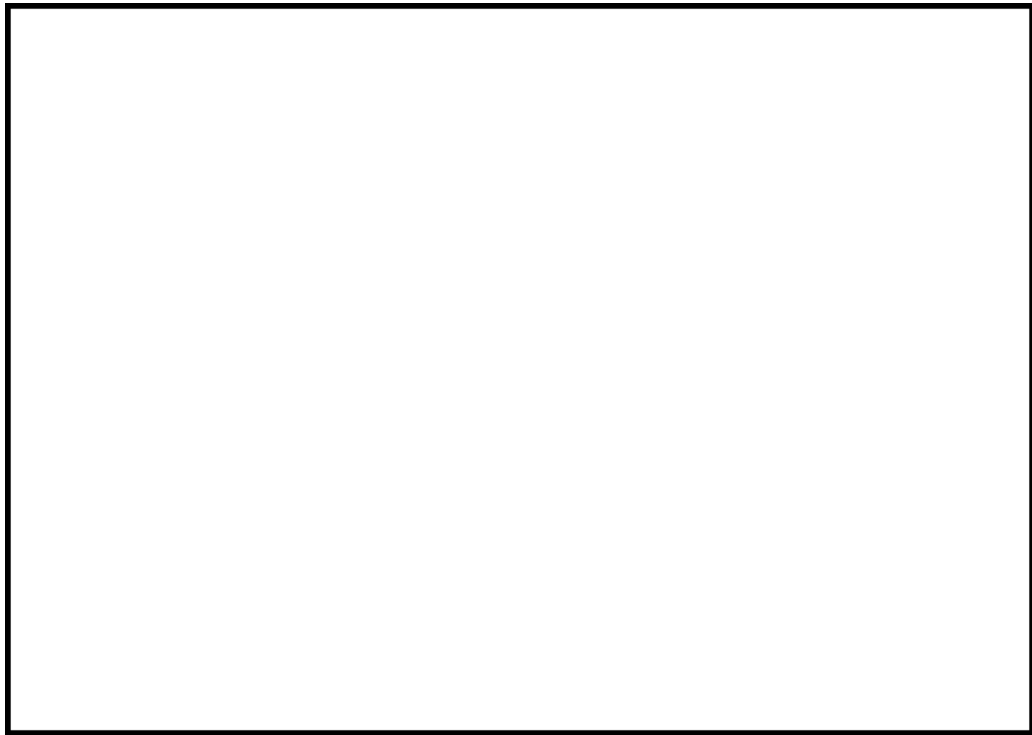


図 2-4 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 (NS 断面)



図 2-5 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 (EW 断面)

2.3 評価方針

評価に当たっては「津波避難ビル等の指針」に基づき、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家及び基礎地盤が設計津波による津波荷重等を考慮した荷重に対して構造強度を有することを確認する。

また、別添 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設的设计方針」に基づき、建家外壁が止水性を損なわないことを確認する。

評価項目を表 2-1 に示す。

表 2-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	建家の健全性 (保有水平耐力)	各階の層せん断力が、 各階の許容限界以下である ことを確認	保有水平 耐力
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	接地圧が許容限界以下で あることを確認	極限 支持力度
止水性を損なわないこと	部材の健全性 (建家外壁)	発生応力（曲げモーメント、 せん断）が許容限界以下 であることを確認	短期 許容応力

2.4 適用基準

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針 (2011 年 11 月 17 日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について (技術的助言)」(国住指第 2570 号)の別添)
- (2) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料 第 673 号, 平成 24 年)
- (3) 建築基準法・同施行令
- (4) 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (建築行政情報センター・日本建築防災協会編集, 2015 年)
- (5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会, 2018 年)
- (6) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会, 2014 年)
- (7) 建築物荷重指針・同解説 (日本建築学会, 2015 年)
- (8) 道路橋示方書・同解説 I 共通編, V 耐震設計編 (日本道路協会, 2017 年)

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の強度評価の計算に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の強度評価計算に用いる記号（1/3）

記号	定義
h	波力算定用津波高さ：G. L. +4. 65 m (T. P. +12. 3 m)
α	水深係数
h'	浮力算定用津波高さ：G. L. +4. 55 m (T. P. +12. 2 m)
α_{SR}	最大応答水平加速度
P	漂流物衝突荷重
W_1	漂流物重量
V_1	表面流速
Q_u	保有水平耐力
H	層せん断力を算定する対象階の下端の高さ
σ_u	極限支持力度
Ma	建家外壁の短期許容曲げモーメント
a_t	既存断面の引張鉄筋断面積
f_t	引張鉄筋の短期許容引張応力度
j	応力中心間距離（ $7/8d$ ）
d	部材の有効せい
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚
d_t	引張縁から引張鉄筋重心までの距離
Q_{AS}	建家外壁の短期許容せん断力
b	壁幅
f_s	コンクリートの短期許容せん断応力度
wf_t	せん断補強筋の短期許容引張応力度
p_w	せん断補強筋比
α'	せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数
M	建家外壁に生じる曲げモーメント
Q	建家外壁に生じるせん断力
Q_T	各荷重の組合せによる層せん断力

表 3-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
強度評価計算に用いる記号 (2/3)

記号	定義
E	余震による層せん断力
P (z)	水深zにおける地震時動水圧
z	水面からの浸水深
ρ_o	海水の単位体積重量
k_h	水平震度
R	波力による層せん断力
h_T	水深係数 (α) × 波力算定用津波高さ (h)
x	G. L. ±0 m からの高さ
w (x)	G. L. ±0 m からの高さ x の位置での波圧
B (x)	G. L. ±0 m からの高さ x の位置での受圧面の幅
σ	接地圧
B	建家幅
L	建家長さ
F	地反力
A	接地圧係数
e	偏心距離
Qz	浮力
W_B	建家総重量
Pv'	浸水時の動水圧による集中荷重
Mv'	浸水時の動水圧による転倒モーメント
Mv	余震による転倒モーメント
Fu	最大応答軸力
h_g	G. L. ±0 m から基礎底面までの距離
Mt	波力による転倒モーメント
P'	波力による集中荷重
w	波圧
Mt'	漂流物衝突荷重による転倒モーメント
H_B	建家全高
Ms	三角形分布荷重による曲げモーメント
Me	等分布荷重による曲げモーメント

表 3-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の
強度評価計算に用いる記号 (3/3)

記号	定義
l	壁高さ
h_1	G.L. ± 0 m から上階スラブ下端までの高さ
h_2	G.L. ± 0 m から対象階の床面上端までの高さ
h_3	h_2 から平方根分布荷重の重心位置までの高さ
P_1	平方根分布荷重の合力
Ms'	平方根分布荷重による曲げモーメント
Qs'	平方根分布荷重によるせん断力
Qs	三角形分布荷重によるせん断力
Qe	等分布荷重によるせん断力
Me'	余震による曲げモーメント
w_3	余震による等分布荷重
Qe'	余震によるせん断力
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量
Mp	漂流物衝突荷重による曲げモーメント
Qp	漂流物衝突荷重によるせん断力
g	重力加速度
M_w	静水圧による曲げモーメント
Q_w	静水圧によるせん断力
M_w'	動水圧による曲げモーメント
Q_w'	動水圧によるせん断力
M_R	波力による曲げモーメント
Q_R	波力によるせん断力
W	動水圧による層せん断力

3.2 評価部位

(1) 保有水平耐力評価

保有水平耐力評価は、建家各階を評価対象とする。保有水平耐力評価の概念図を図 3-1 に示す。

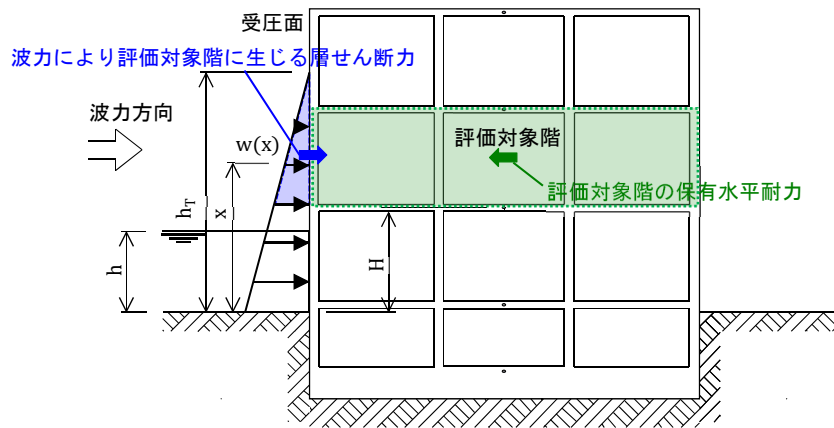


図 3-1 保有水平耐力評価の概念図

(2) 接地圧の評価

接地圧の評価は、建家を支持する基礎地盤を評価対象とする。接地圧の評価の概念図を図 3-2 に示す。

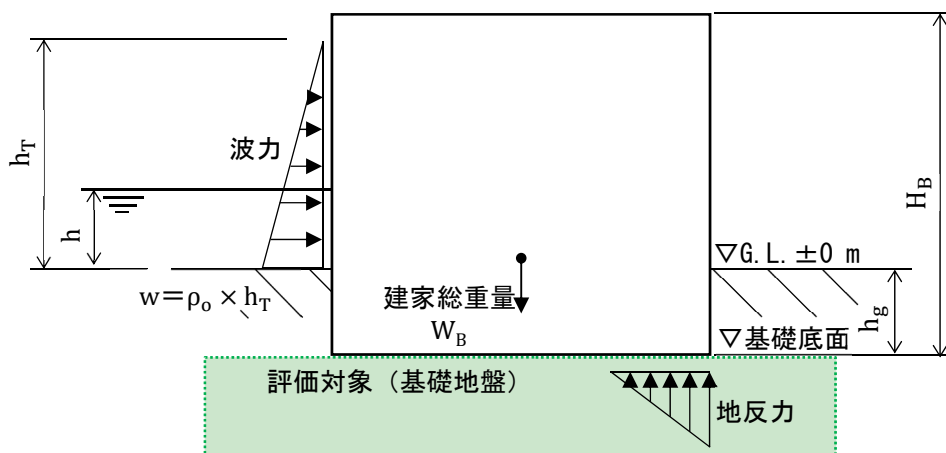


図 3-2 接地圧の評価の概念図

(3) 建家外壁の健全性評価

建家外壁の健全性評価は、図 3-3 に示す波力算定用津波高さ G.L. +4.65 m (T.P. +12.3 m) 以下の外壁を評価対象とする。



図 3-3 評価対象とする外壁

3.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重

① 津波による波力 (P_R)

津波による波力については、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の地表面から波力算定用津波高さ h^{*1} までの高さを考慮して算定する。算定に当たっては、静水圧及び動水圧の影響として水深係数 $\alpha=3.0^{*2}$ を考慮する。

② 津波浸水時の浮力 (P_Q)

津波浸水時の浮力については、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における基礎底面から浮力算定用津波高さ h^{*1} までの高さを考慮して算定する。

③ 津波浸水時の水圧 (P_W, P_W')

津波浸水時の水圧については、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における地表面から浮力算定用津波高さ h^{*1} までの高さによる静水圧 (P_W) 及び動水圧 (余震時) (P_W') を考慮する。

④ 余震による荷重 (P_E)

余震による荷重として、別添 6-1-3-3「II 余震による地震応答解析」の応答値 (加速度, せん断力, 転倒モーメント, 最大応答軸力) による慣性力を考慮する。

⑤ 漂流物衝突荷重 (P_P)

津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性がある漂流物として、防砂林 (0.55 t の流木) *3 を想定する。流木は、津波漂流物防護柵への衝突等によりエネルギーを失った後に、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家外壁等に到達すると考えられる。このため、流木等が河川の橋脚に衝突する状況を想定した衝突力を評価する「道路橋示方書・同解説 I 共通編, V耐震設計編」 (以下「道路橋示方書」という。) の算定式に基づく荷重を考慮する。

⑥ 風荷重

風荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 338 号) の規定に基づき組合せを考慮しない。

⑦ 積雪荷重

積雪荷重については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）の規定に基づき特定行政庁が指定する区域に該当しないため考慮しない。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を参考として、津波到達時に生じる津波による波力と余震による荷重及び津波による波力と漂流物衝突荷重の同時作用を考慮する。上記 2 ケースに加えて、津波到達後、建家の周囲が浸水することから、浸水時の浮力と余震による荷重及び水圧の同時作用を考慮する。

表 3-2 に荷重の組合せ、表 3-3 に荷重算定条件を示す。

① ケース 1（浮力+余震+水圧， $P_Q + P_E + P_W + P_W'$ ）

津波到達後、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の周囲が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。外力として津波浸水時の浮力と静水圧、動水圧（余震時）及び余震による慣性力を同時に作用させる。静水圧（ P_W ）は、建家両側から作用するため、保有水平耐力と接地圧の評価時は考慮しない。

② ケース 2（波力+余震， $P_R + P_E$ ）

津波到達時に、余震が発生することを想定する。外力として津波による波力と余震による慣性力を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

③ ケース 3（波力+漂流物衝突荷重， $P_R + P_P$ ）

津波到達時に、漂流物が衝突することを想定する。外力として津波による波力と漂流物衝突荷重を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

表 3-2 荷重の組合せ

荷重の組合せ	
<p>ケース 1 (浮力+余震+水圧, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)</p> <p>津波到達後、建家周囲が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。</p>	<p style="text-align: center;">※静水圧は建家両側から作用するため、保有水平耐力と接地圧の評価時は考慮しない。</p>
<p>ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)</p> <p>津波到達時、余震が発生することを想定する。</p>	
<p>ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_P$)</p> <p>津波到達時、漂流物が衝突することを想定する。</p>	

表 3-3 荷重算定条件

荷重の組合せ	評価項目	荷重算定条件
ケース 1 (浮力+余震+水圧, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)	建家の健全性 (保有水平耐力)	○浮力 浮力算定用津波高さ : T.P. +12.2 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	○余震 (Sd-D) 水平加速度 (α_{SR}) : 5.0 m/s ^{2※4}
	部材の健全性 (建家外壁)	○水圧 浮力算定用津波高さ : T.P. +12.2 m ^{※1} 水平震度 (k_h) : 0.5 ^{※4}
ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)	建家の健全性 (保有水平耐力)	○波力 波力算定用津波高さ : T.P. +12.3 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	○余震 (Sd-D) 水平加速度 (α_{SR}) : 5.0 m/s ^{2※4}
	部材の健全性 (建家外壁)	
ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_P$)	建家の健全性 (保有水平耐力)	○波力 波力算定用津波高さ : T.P. +12.3 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³
	基礎地盤の支持性能 (接地圧)	○漂流物 代表漂流物 : 0.55 t の流木 ^{※3} 算定式 : 道路橋示方書
	部材の健全性 (建家外壁)	$P = 0.1 \times W_1 \times V_1 = 2.8 \text{ kN}$ W_1 : 流送物の重量 (漂流物重量) 5.4 kN V_1 : 表面流速 5.2 m/s ^{※1}

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」 (令 02 原機 (再) 020)

浮力算定用津波高さ : 入力津波の最高水位

波力算定用津波高さ : 進行波による津波高さ

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

※3 船舶や車両等の大型の漂流物に対しては, 津波漂流物防護柵の設置等の対策により捕捉し, 建家外壁への到達を防止する。流木や瓦礫等の比較的小型の漂流物は, 建家外壁に到達することを考慮する。別添 6-1-3-1 「Ⅴ 漂流可能性のある漂流物の選定 3.2 津波防護施設において考慮すべき代表漂流物」 (令 02 原機 (再) 020)

※4 別添 6-1-3-3 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

3.4 許容限界

(1) 使用材料

許容限界は「津波避難ビル等の指針」に基づき、終局耐力を基本とする。なお、建家外壁の許容限界については、要求機能が止水性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮して短期許容応力とする。

強度評価に用いる使用材料は既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」に基づき設定する。使用材料を表 3-4 に示す。

表 3-4 使用材料

使用材料	短期許容応力度
コンクリート 設計基準強度： $F_c 22.1 \text{ N/mm}^2$ ($F_c 225 \text{ kgf/cm}^2$)	せん断 1.06 N/mm^2
鉄筋 SD30A ($F = 3000 \text{ kgf/cm}^2$) SD35 ($F = 3500 \text{ kgf/cm}^2$)	引張 295 N/mm^2 343 N/mm^2
鋼材 <u>SS41</u> ($F = 2400 \text{ kgf/cm}^2$) <u>SM50A</u> ($F = 3300 \text{ kgf/cm}^2$)	<u>引張</u> <u>235 N/mm^2</u> <u>324 N/mm^2</u>

(2) 保有水平耐力

既往の「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」の保有水平耐力（ Q_u ）を表 3-5 に示す。

表 3-5 保有水平耐力

方向	高さ H (m)	階	保有水平耐力 Q_u (kN)
NS	[Redacted]		215364
			294062
			497913
			880382
			880068
EW			197790
			385352
			500345
			723937
			947695

(3) 接地圧の評価の極限支持力度

極限支持力度は、基礎地盤における平板載荷試験（「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」）に基づき長期許容支持力度 80 tf/m^2 とし、「国土交通省告示第 1113 号：平成 13 年 7 月 2 日（最終改訂 平成 19 年 9 月告示第 1232 号）」に基づき 3 倍して算定した。

極限支持力度（ σ_u ）を表 3-6 に示す。

表 3-6 極限支持力度

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)
接地圧	2350

(4) 建家外壁の短期許容応力

建家外壁の許容限界は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき算定する。

短期許容曲げモーメント (M_a) 及び短期許容せん断力 (Q_{AS}) の算定式を以下に示す。

$$M_a = a_t f_t j$$

- M_a : 短期許容曲げモーメント
- a_t : 既存断面の引張鉄筋断面積
- f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度
- j : 応力中心間距離 ($7/8d$)
- d : 部材の有効せい

$$d = T - d_t$$

- T : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚
- d_t : 引張縁から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha' f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \right\}$$

$$\text{ただし, } \alpha' = \left(\frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \right) \text{ かつ } (1 \leq \alpha' \leq 2)$$

- Q_{AS} : 短期許容せん断力
- b : 壁幅
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度
- $_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度
- p_w : せん断補強筋比
- α' : せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数
- M : 建家外壁に生じる曲げモーメント
- Q : 建家外壁に生じるせん断力

3.5 評価方法

(1) 保有水平耐力評価

各荷重の組合せによる層せん断力を算定し、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」に基づく保有水平耐力（ Q_u ）と比較する。

① ケース1（浮力+余震+水圧）

a. 余震による層せん断力

余震による層せん断力は、別添 6-1-3-3「Ⅱ 余震による地震応答解析」において算定した、各階の最大応答せん断力を用いる。

b. 動水圧による層せん断力

動水圧は道路橋示方書を参考として、ウエスタガードの補正式に基づいて算定する。水平震度 k_h は別添 6-1-3-3「Ⅱ 余震による地震応答解析」において算定した、浮力算定用津波高さ以下の最大応答加速度（質点 5：384 cm/s^2 ）を保守的に 0.5 とする。

$$W = \int_0^{h'-H} P(z) dz \times B$$

$$P(z) = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h' \cdot z}$$

W : 動水圧による層せん断力

$P(z)$: 水深 z における地震時動水圧

ρ_0 : 海水の単位体積重量

k_h : 水平震度

h' : 浮力算定用津波高さ

H : 層せん断力を算定する下端の高さ

z : 水面からの浸水深

B : 建家幅（NS 評価時）

※ EW 評価時は L ：建家長さを用いる。

② ケース2 (波力+余震)

余震による層せん断力は「①ケース1 (浮力+余震+水圧) a. 余震による層せん断力」と同様に用いる。

a. 波力による層せん断力

波力による層せん断力 (R) は、「津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第673号, 平成24年)」により算定する。

算定の考え方を図3-4に示す。

$$R = \int_H^{h_T} w(x) \times B(x) dx$$

R : 波力による層せん断力

h_T : 水深係数 (α) × 波力算定用津波高さ (h)

H : 層せん断力を算定する対象階の下端の高さ
(地震応答解析モデルの質点高さに合わせる)

x : G. L. ±0 m からの高さ

w(x) : G. L. ±0 m からの高さxの位置での波圧

$$w(x) = \rho_o (h_T - x)$$

B(x) : G. L. ±0 m からの高さxの位置での受圧面の幅

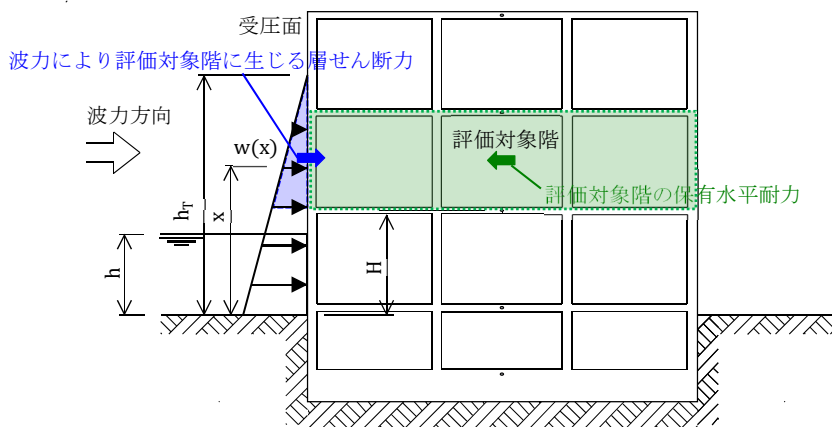


図 3-4 波力による層せん断力算定の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による層せん断力は「②ケース2 (波力+余震) a. 波力による層せん断力」と同様に算定する。

a. 漂流物衝突荷重による層せん断力

漂流物衝突荷重は、「道路橋示方書」により算定する。

$$P = 0.1 \times W_1 \times V_1$$

P : 漂流物衝突荷重

W_1 : 流送物の重量 (漂流物重量)

V_1 : 表面流速

漂流物衝突荷重は、保守的に全ての階に作用させ、層せん断力を算定する。

(2) 接地圧の評価

接地圧の評価は、各荷重の組合せによる接地圧 (σ) を算定し、極限支持力度 (σ_u) と比較する。

接地圧は下式により算定する。

$$\sigma = A \cdot F / (B \cdot L)$$

σ : 接地圧

B : 建家幅

L : 建家長さ

F : 地反力

A : 接地圧係数

偏心率 e/L が $1/6$ 以下の場合 ($e/L \leq 1/6$)

$$A = 1 + 6e/L$$

偏心率 e/L が $1/6$ より大きい場合 ($e/L > 1/6$)

$$A = 2 / \{ 3 \times (0.5 - e/L) \}$$

e : 偏心距離

① ケース1 (浮力+余震+水圧)

余震による荷重は、別添 6-1-3-3 「II 余震による地震応答解析」において算定した、転倒モーメント及び最大応答軸力を用いる。余震の水平慣性力と鉛直慣性力は組合せ係数法に従い、水平 1.0、鉛直 0.4 で組み合わせる。鉛直力に対しては、上向きに作用した場合と下向きに作用した場合について検討する。

浸水時の動水圧による集中荷重は、道路橋示方書のウエスタガードの補正式に基づいて算定する。

算定の考え方を図 3-5 に示す。

$$e = (Mv' + Mv) / F$$

Mv : 余震による転倒モーメント

Mv' : 浸水時の動水圧による転倒モーメント

F : 地反力

$$Mv' = Pv' \cdot (2/5 \cdot h' + h_g)$$

$$Pv' = \frac{7}{12} \rho_0 k_h h' \times B^{\ast}$$

Pv' : 浸水時の動水圧による集中荷重

ρ_0 : 海水の単位体積重量

k_h : 水平震度

h' : 浮力算定用津波高さ

h_g : G. L. ± 0 m から基礎底面までの距離

B : 建家幅 (NS 評価時)

※ EW 評価時は L : 建家長さをを用いる。

地反力 F の算定式

上向き : 水平 $-0.4 \times$ 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Qz - 0.4 \times Fu$$

下向き : 水平 $+ 0.4 \times$ 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Qz + 0.4 \times Fu$$

W_B : 建家総重量

Qz : 浮力 (津波浸水時)

Fu : 最大応答軸力

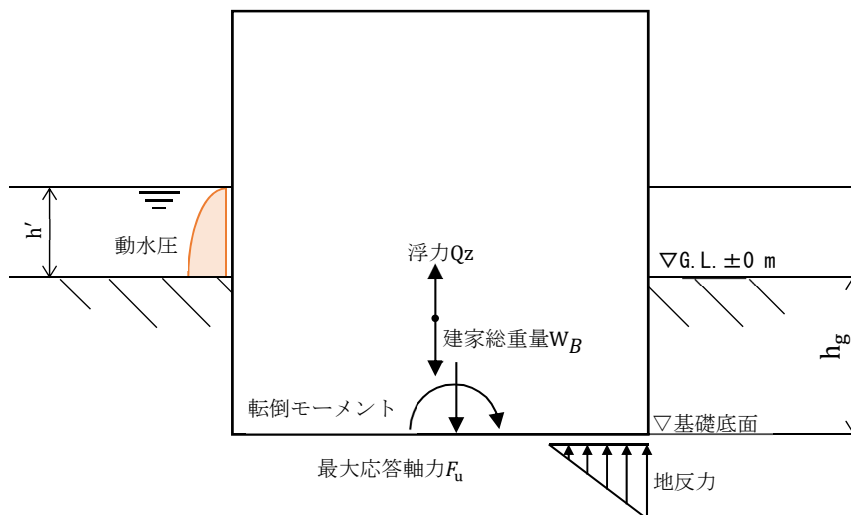


図 3-5 接地圧の評価 : ケース 1 (浮力+余震+水圧) の考え方

② ケース2 (波力+余震)

余震による転倒モーメント，最大応答軸力及び水平慣性力と鉛直慣性力の組合せ係数法はケース1 (浮力+余震+水圧) と同様に考慮する。

地下水位による浮力を考慮し，波力と余震は，保守的に同じ方向に作用するものとする。

算定の考え方を図 3-6 に示す。

$$e = (M_t + M_v) / F$$

M_v : 余震による転倒モーメント

M_t : 波力による転倒モーメント

F : 地反力

$$M_t = P' \cdot (h_T/3 + h_g)$$

$h_T/3$: 波力の作用位置

P' : 波力による集中荷重

$$P' = w \cdot B \cdot h_T/2$$

w : 波圧

$$w = \rho_o \cdot h_T$$

地反力Fの算定式

上向き : 水平 - 0.4 × 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Q_z - 0.4 \times F_u$$

下向き : 水平 + 0.4 × 鉛直の地反力計算

$$F = W_B - Q_z + 0.4 \times F_u$$

W_B : 建家総重量

Q_z : 浮力 (地下水位)

F_u : 最大応答軸力

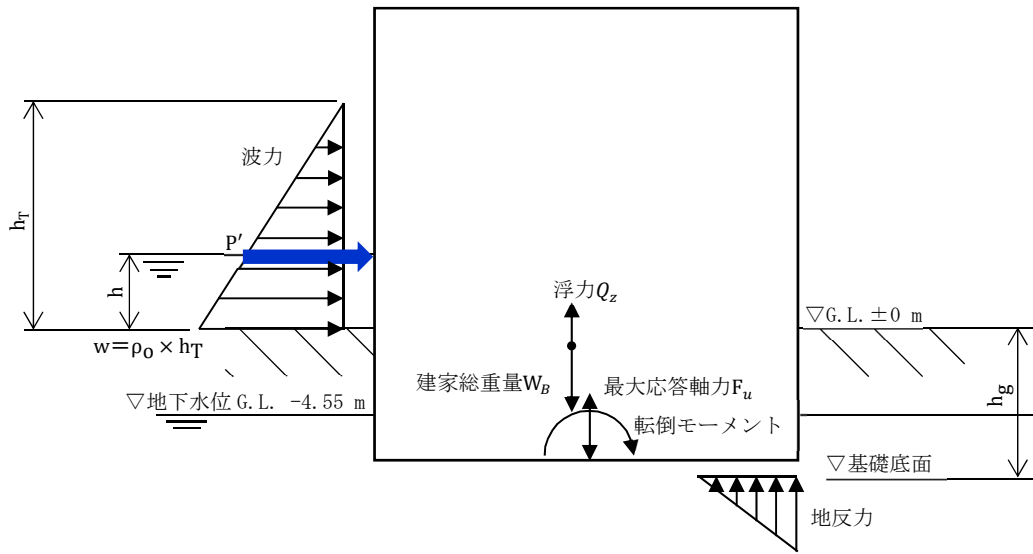


図 3-6 接地圧の評価：ケース 2（波力+余震）の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による転倒モーメント及び地下水位による浮力はケース 2 (波力+余震)と同様に考慮する。

漂流物衝突荷重は、保守的に津波と同じ方向に作用するものとし、衝突する箇所 (荷重が作用する箇所) は、対象とする建家の最上階位置に作用するものと仮定する。

算定の考え方を図 3-7 に示す。

$$e = (Mt + Mt') / F$$

Mt : 波力による転倒モーメント

Mt' : 漂流物衝突荷重による転倒モーメント

$$Mt' = P \cdot H_B$$

P : 漂流物衝突荷重

H_B : 建家全高

F : 地反力

地反力 F の算定式

$$F = W_B - Q_z$$

W_B : 建家総重量

Q_z : 浮力 (地下水位)

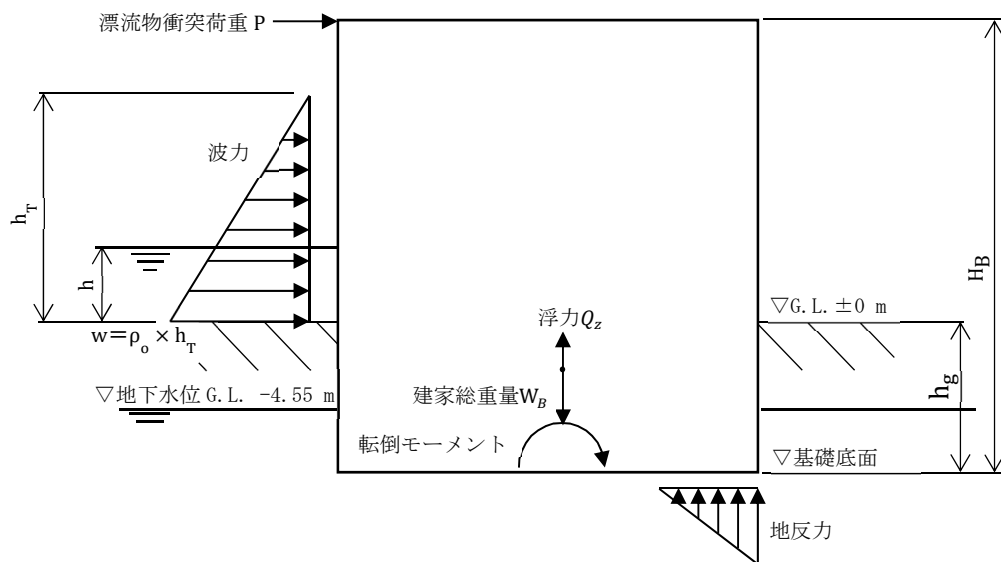


図 3-7 接地圧の評価：ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の考え方

(3) 建家外壁の健全性評価

建家外周の架構を図 3-8 から図 3-11 に示すようにモデル化し，水圧、余震による慣性力，波力を載荷して外壁に生じる応力を算定する。

各荷重の組合せに対して，対象とする建家外壁に生じる応力を算定し，短期許容曲げモーメント (M_a) と，短期許容せん断力 (Q_{AS}) との比較を行う。

① FEM モデルによる応力

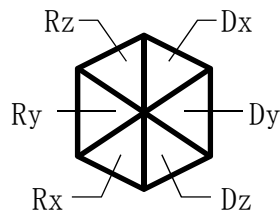
FEM モデルに水圧，余震による慣性力，波力をそれぞれ作用させ，外壁に生じる応力を算定する。

FEM モデルの解析条件について，以下に示す。

- ・ 建家外壁に対して面外方向にスラブ及び耐震壁が配置されている箇所は，面外方向への並進を拘束する。
- ・ 最下階 (B2 階) は並進，回転ともに拘束とする。

建家外壁の FEM モデルを図 3-8 から図 3-11 に示す。モデル図における境界条件の凡例を以下に示す。

(境界条件の凡例)



Dx : x 軸方向変位自由度

Dy : y 軸方向変位自由度

Dz : z 軸方向変位自由度

Rx : x 軸に対する回転自由度

Ry : y 軸に対する回転自由度

Rz : z 軸に対する回転自由度

■ : Free

■ : Fix

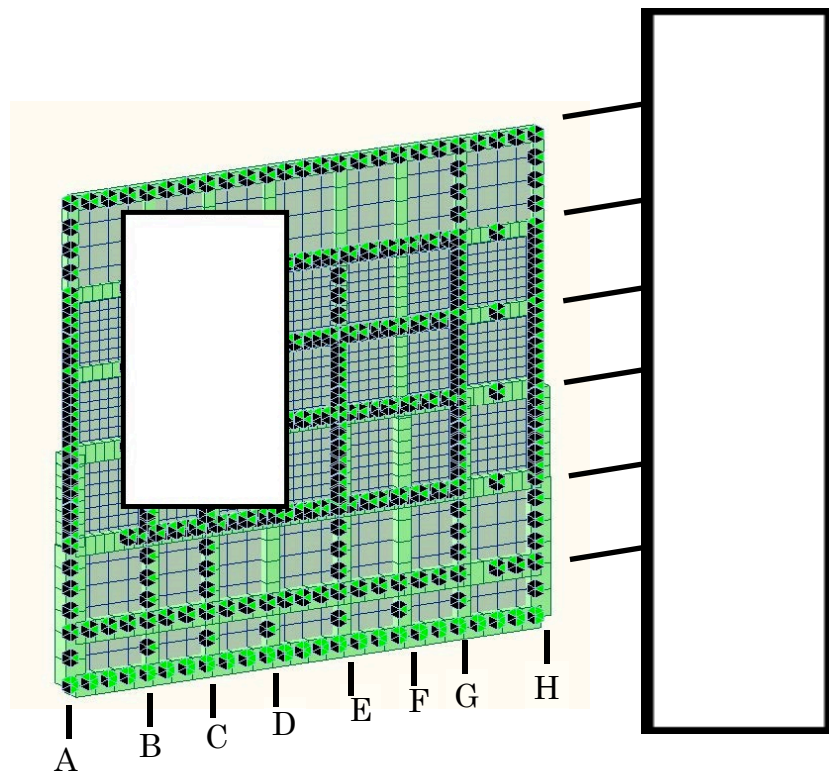


図 3-8 解析モデル図 (9 通り) (東面)

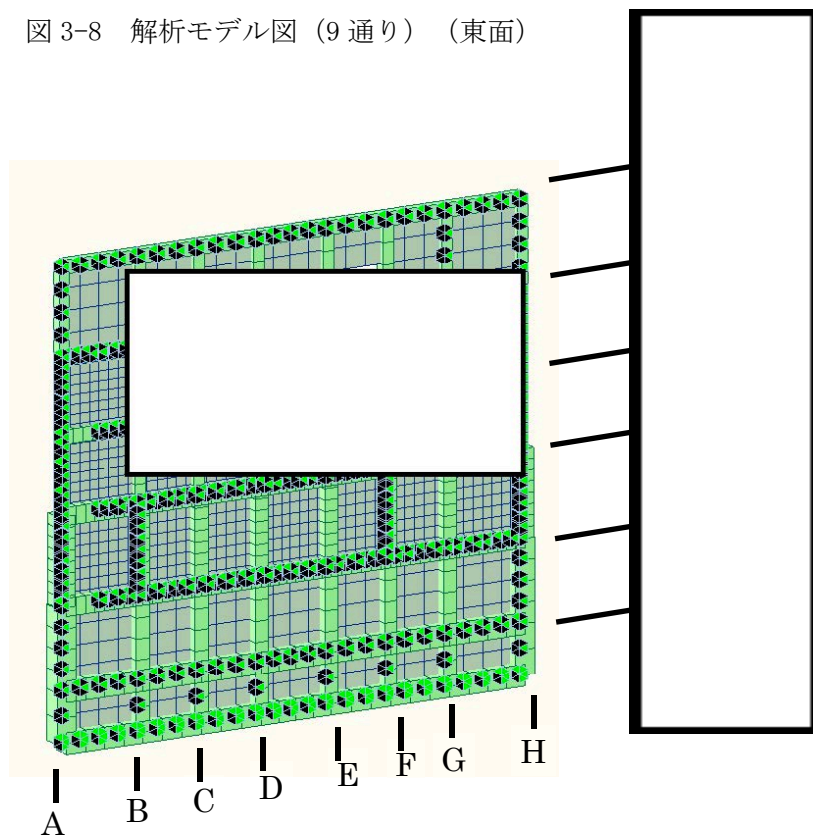


図 3-9 解析モデル図 (1 通り) (西面)

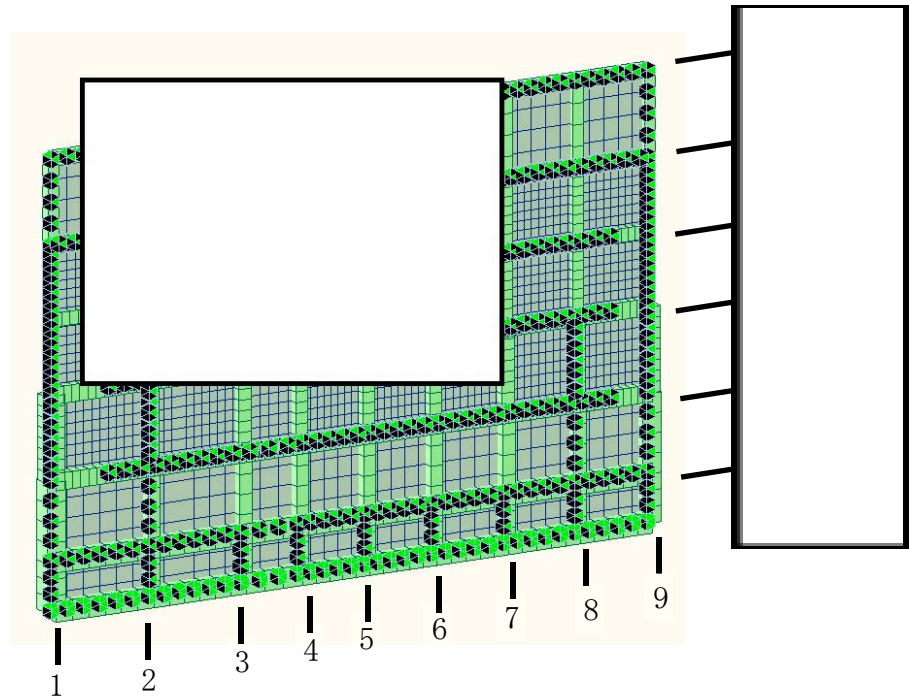


図 3-10 解析モデル図 (A 通り) (南面)

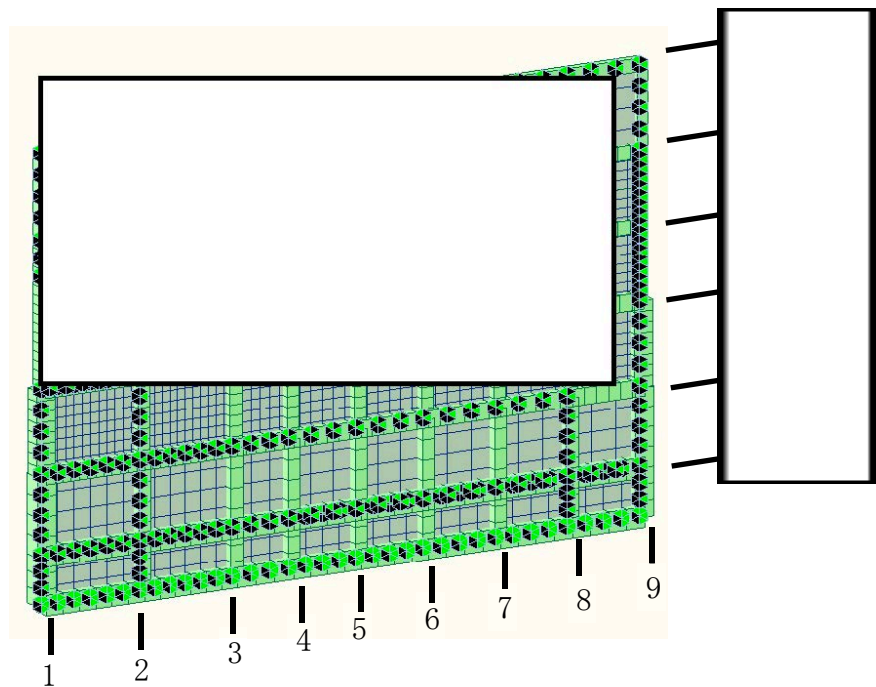


図 3-11 解析モデル図 (H 通り) (北面)

② 漂流物の衝突による応力算出

漂流物衝突荷重の作用位置は、検討内容に応じて保守的となるように設定する。

図3-12に漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方を示す。漂流物衝突荷重は、部材端部の曲げ検討時には部材下端部から壁高さの1/3の位置に、部材中央の曲げ検討時には中央に作用させる。

せん断検討時には、対象部材の端部に作用させる。

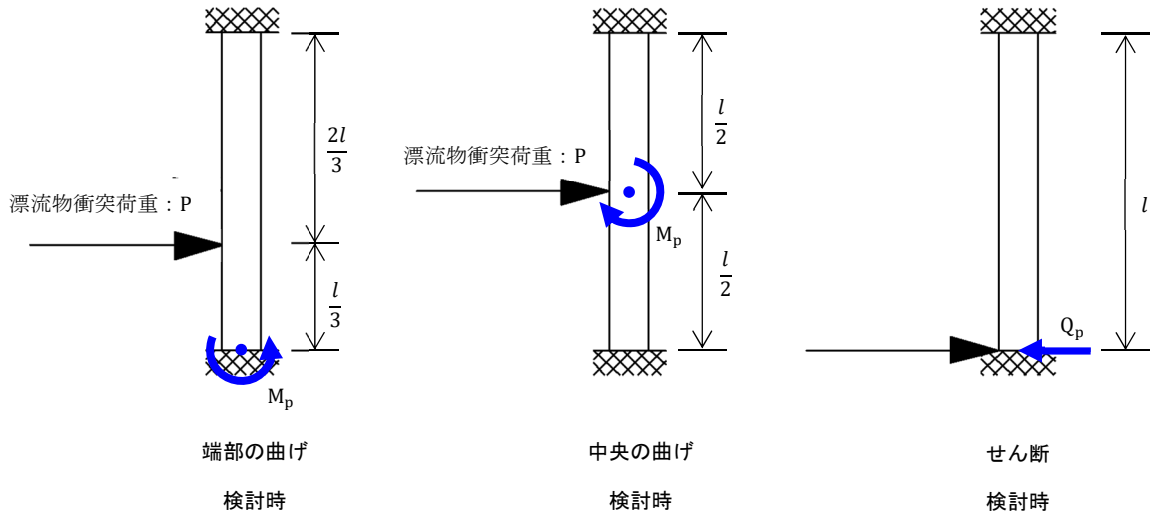


図 3-12 漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方

漂流物衝突荷重による応力は下式により算定する。

漂流物衝突荷重による曲げモーメント M_p

$$M_p \text{ (下端)} = \frac{4Pl}{27}$$

$$M_p \text{ (中央)} = \frac{Pl}{8}$$

P : 漂流物衝突荷重

l : 壁高さ

漂流物衝突荷重によるせん断力 Q_p

$$Q_p = P$$

4. 評価条件

4.1 ケース 1（浮力+余震+水圧）の評価条件

ケース 1（浮力+余震+水圧）検討時の評価に用いる条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 ケース 1（浮力+余震+水圧）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値		単位
B	建家幅（ ）内は南北方向を示す			m
L	建家長さ			m
l	壁高さ			m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚（壁筋）			m
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0		kN/m ³
ρ_0	海水の単位体積重量	10.1		kN/m ³
h'	浮力算定用津波高さ ^{*1}	4.55		m
α	水深係数 ^{*2}	3		—
h _g	G. L. ±0 m から基礎底面までの距離	18.35		m
k _h	水平震度 ^{*3}	0.5		—
α_{SR}	最大応答加速度 ^{*3}	5.0		m/s ²
保有水平耐力評価の諸元				
E	余震による層せん断力	各階の層せん断力は ^{*3} による		kN
接地圧評価の諸元				
W _B	建家総重量	908,431		kN
Q _Z	浮力（津波浸水時）	624,760		kN
F _u	最大応答軸力 ^{*3}	202,216		kN
M _V	余震による転倒モーメント ^{*3}	NS	3,657,000	kN・m
		EW	4,450,400	
M _V '	浸水時の動水圧による転倒モーメント	NS	87,152	kN・m
		EW	64,562	

表 4-1 ケース 1 (浮力+余震+水圧) の評価条件 (2/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元(西面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	1	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	37	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	45	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	467	kN
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	40	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	303	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	38	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	194	kN
建家外壁評価の諸元 (東面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	34	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	279	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	47	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	404	kN
建家外壁評価の諸元 (南面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	30	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	233	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	44	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	364	kN

表 4-1 ケース 1 (浮力+余震+水圧) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (西面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 			
M_e'	余震による曲げモーメント	70	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	258	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 			
Q_e'	余震によるせん断力	48	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	404	kN
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 			
M_e'	余震による曲げモーメント	57	kN・m
M_w	静水圧+動水圧による曲げモーメント	190	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 			
Q_e'	余震によるせん断力	29	kN
Q_w	静水圧+動水圧によるせん断力	320	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」 (令 02 原機 (再) 020)

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

※3 別添 6-1-3-3 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

4.2 ケース2（波力+余震）の評価条件

ケース2（波力+余震）検討時の評価に用いる条件を表4-2に示す。

表4-2 ケース2（波力+余震）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値		単位
B	建家幅（ ）内は南北方向を示す			m
L	建家長さ			m
l	壁高さ			m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚（壁筋）			m
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0		kN/m ³
ρ_0	海水の単位体積重量	10.1		kN/m ³
h	波力算定用津波高さ ^{※1}	4.65		m
α	水深係数 ^{※2}	3		—
h_T	水深係数×波力算定用津波高さ	13.95		m
h_g	G.L. ±0 mから基礎底面までの距離	18.35		m
α_{SR}	最大応答加速度 ^{※3}	5.0		m/s ²
保有水平耐力評価の諸元				
E	余震による層せん断力	各階の層せん断力は※3による		kN
接地圧評価の諸元				
W_B	建家総重量	908,431		kN
Q_Z	浮力（地下水位）	389,304		kN
F_u	最大応答軸力	202,216		kN
M_t	波力による転倒モーメント	NS	1,351.664	kN・m
		EW	1,001.316	
M_V	余震による転倒モーメント ^{※3}	NS	3,657,000	kN・m
		EW	4,450,400	

表 4-2 ケース 2 (波力+余震) の評価条件 (2/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (西面)			
曲げに対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	1	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	57	kN・m
せん断に対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	45	kN
Q_R	波力によるせん断力	718	kN
曲げに対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	40	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	466	kN・m
せん断に対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	38	kN
Q_R	波力によるせん断力	299	kN
建家外壁評価の諸元 (東面)			
曲げに対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	34	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	429	kN・m
せん断に対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	47	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
建家外壁評価の諸元 (南面)			
曲げに対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	30	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	359	kN・m
せん断に対する評価部位 : 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	44	kN
Q_R	波力によるせん断力	560	kN

表 4-2 ケース 2 (波力+余震) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (北面)			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	70	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	397	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	48	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_e'	余震による曲げモーメント	57	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	293	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_e'	余震によるせん断力	29	kN
Q_R	波力によるせん断力	493	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」 (令 02 原機 (再) 020)

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

※3 別添 6-1-3-3 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

4.3 ケース3（波力+漂流物衝突荷重）の評価条件

ケース3（波力+漂流物衝突荷重）検討時の評価に用いる条件を表4-3に示す。

表4-3 ケース3（波力+漂流物衝突荷重）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値		単位
B	建家幅（ ）内は南北方向を示す			m
L	建家長さ			m
l	壁高さ			m
T	鉄筋コンクリート外壁の壁厚（壁筋）			m
H _B	建家全高	39.3		m
ρ ₀	海水の単位体積重量	10.1		kN/m ³
h	波力算定用津波高さ ^{※1}	4.65		m
α	水深係数 ^{※2}	3		—
h _T	水深係数×波力算定用津波高さ	13.95		m
h _g	G.L. ±0 mから基礎底面までの距離	18.35		m
保有水平耐力評価の諸元				
P	漂流物衝突荷重（各階共通）	2.8		kN
接地圧評価の諸元				
W _B	建家総重量	908,431		kN
Q _Z	浮力（地下水位）	389,304		kN
M _t	波力による転倒モーメント	NS	1,351,664	kN・m
		EW	1,001,316	
M _t '	漂流物による転倒モーメント	NS	110	kN・m
		EW	110	

表 4-3 ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の評価条件 (2/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (西面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	57	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	718	kN
曲げに対する評価部位： 西面 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	466	kN・m
せん断に対する評価部位： 西面 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	299	kN
建家外壁評価の諸元 (東面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	429	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
建家外壁評価の諸元 (南面)			
曲げに対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	359	kN・m
せん断に対する評価部位： 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	560	kN

表 4-3 ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元 (北面)			
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_P	漂流物による曲げモーメント	4	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	397	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	622	kN
曲げに対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
M_P	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
M_R	波力による曲げモーメント	293	kN・m
せん断に対する評価部位: 1 階外壁 <input type="text"/>			
Q_P	漂流物によるせん断力	3	kN
Q_R	波力によるせん断力	493	kN

※1 別添 6-1-3-1 「Ⅲ 入力津波の設定」 (令 02 原機 (再) 020)

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国総研資料第 673 号, 平成 24 年)

5. 評価結果

5.1 ケース 1 (浮力+余震+水圧) の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

ケース 1 (浮力+余震+水圧) に対する保有水平耐力の評価結果を表 5-1 に示す。

各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表 5-1 保有水平耐力評価結果ケース 1 (浮力+余震+水圧)

方向	評価高さ H (m)	階	保有水平耐力 Qu (kN)	余震 E (kN)	水圧 W (kN)	層せん断力 $Q_T = E + W$ (kN)	検定比 Q_T/Q_u
NS			215364	34200	0	34200	0.16
			294062	76000	0	76000	0.26
			497913	125400	15991	141391	0.28
			880382	193200	30026	223226	0.25
			880068	215300	35237	250537	0.28
EW			197790	32600	0	32600	0.16
			385352	73900	0	73900	0.19
			500345	122500	11846	134346	0.27
			723937	189900	22244	212144	0.29
			947695	220500	26103	246603	0.26

(2) 接地圧

ケース 1 (浮力+余震+水圧) に対する接地圧の評価結果を表 5-2, 表 5-3 に示す。

浮力と余震及び水圧による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-2 接地圧評価結果 (上向き 0.4×鉛直)

ケース 1 (浮力+余震+水圧)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	転倒方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	141	0.06
		EW	124	0.05

表 5-3 接地圧評価結果 (下向き 0.4×鉛直)

ケース 1 (浮力+余震+水圧)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	転倒方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	227	0.10
		EW	204	0.09

(3) 建家外壁

ケース 1 (浮力+余震+水圧) の水圧による応力を図 5-1 から図 5-8 に示す。また、建家外壁の健全性評価結果を表 5-4 に示す。

9 通り (東面), A 通り (南面) 及び H 通り (北面) 外壁の応力は短期許容応力以下であるが, 1 通り (西面) 外壁の応力は短期許容応力を超えている。

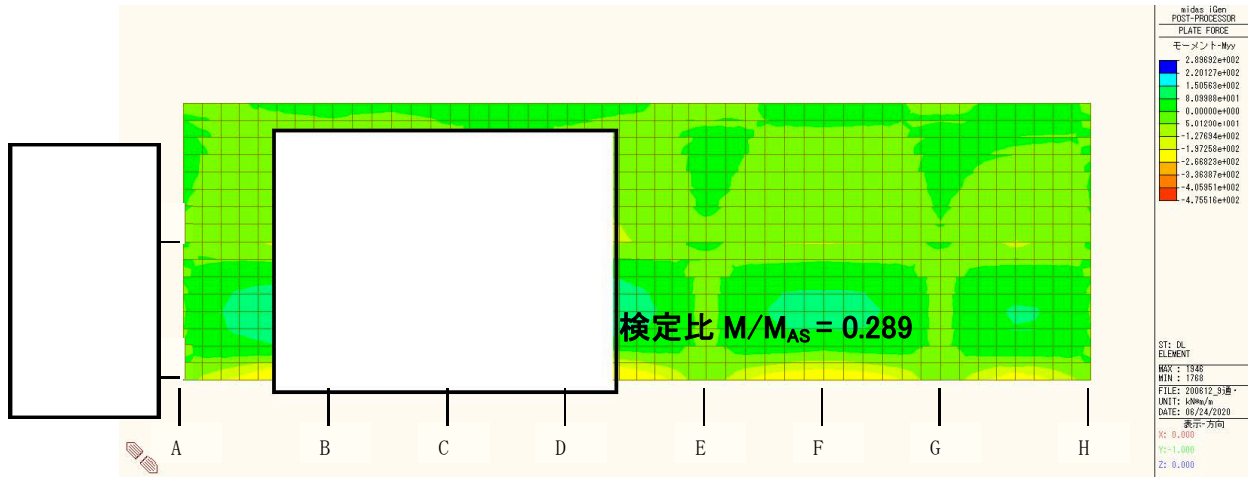


図 5-1 9 通り (東面) 曲げ応力図 (ケース 1)

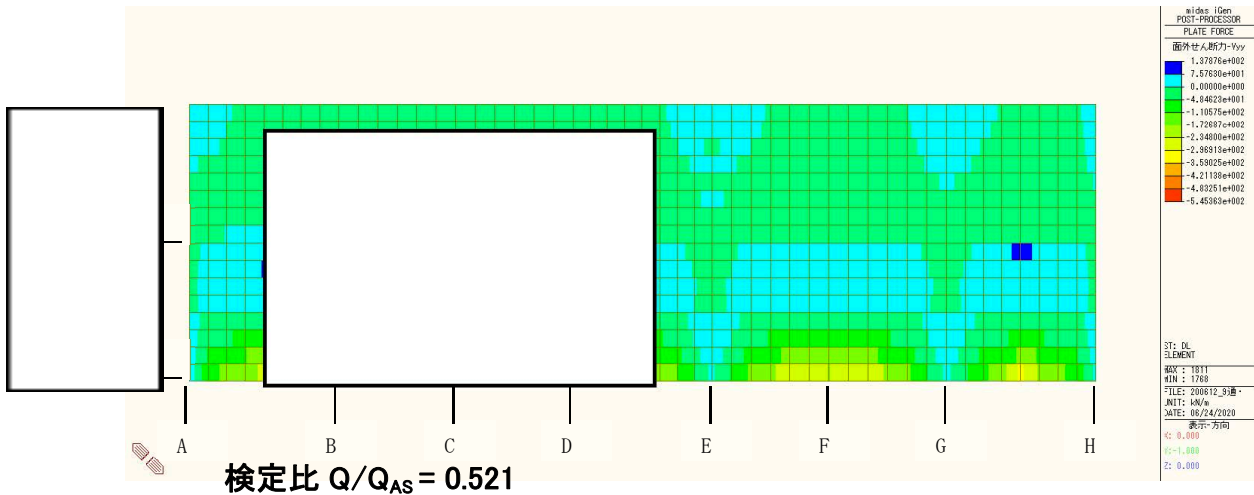


図 5-2 9 通り (東面) せん断力図 (ケース 1)

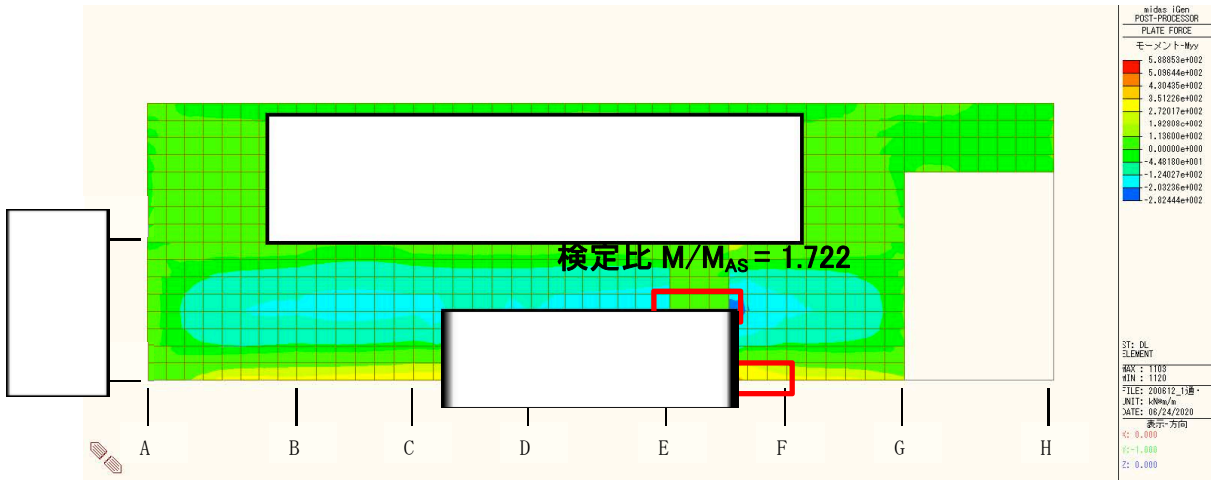


図 5-3 1 通り (西面) 曲げ応力図 (ケース 1)

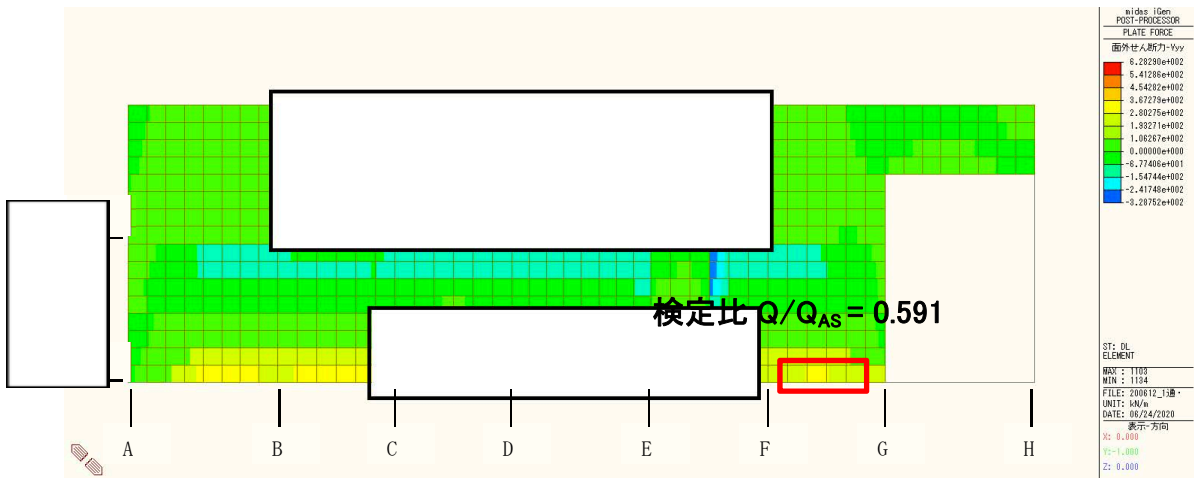


図 5-4 1 通り (西面) せん断力図 (ケース 1)

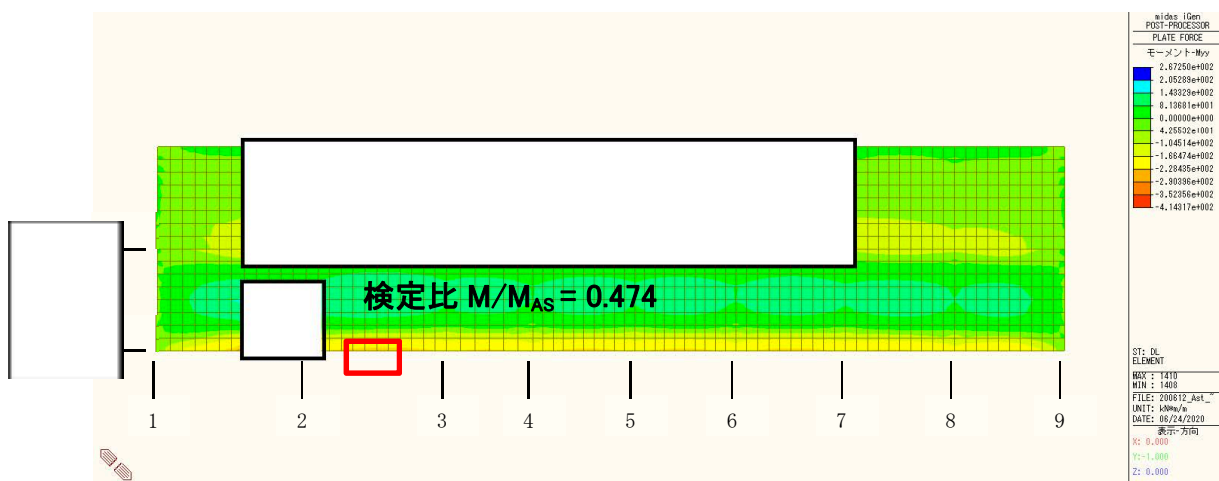


図 5-5 A 通り (南面) 曲げ応力図 (ケース 1)

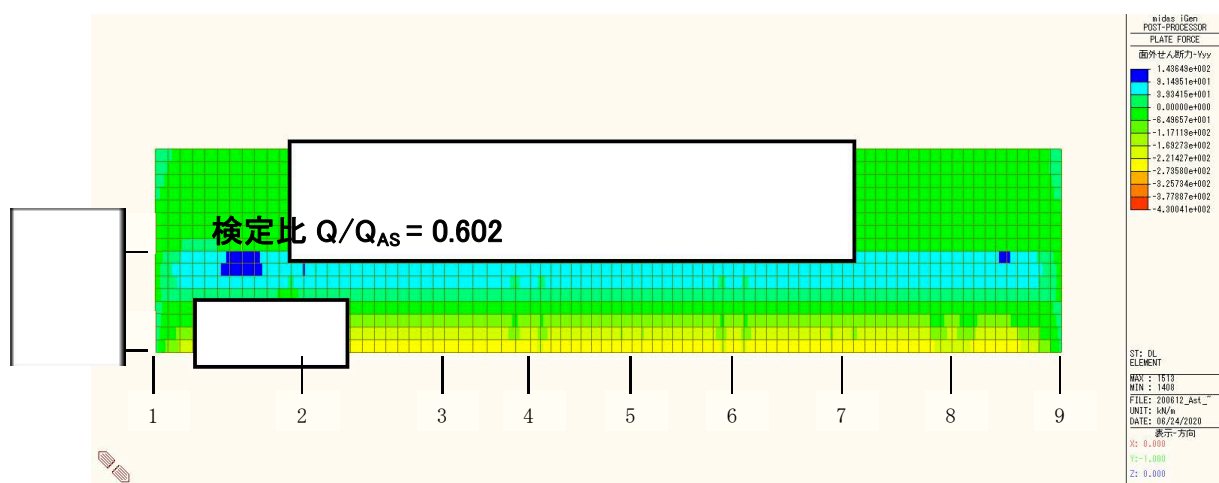


図 5-6 A 通り (南面) せん断力図 (ケース 1)

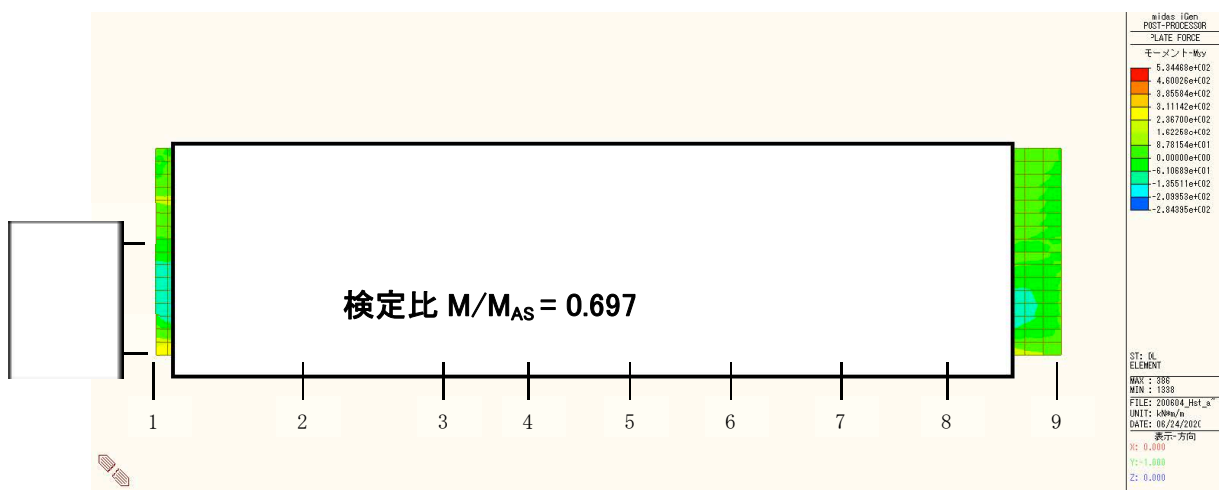


図 5-7 H 通り（北面） 曲げ応力図（ケース 1）

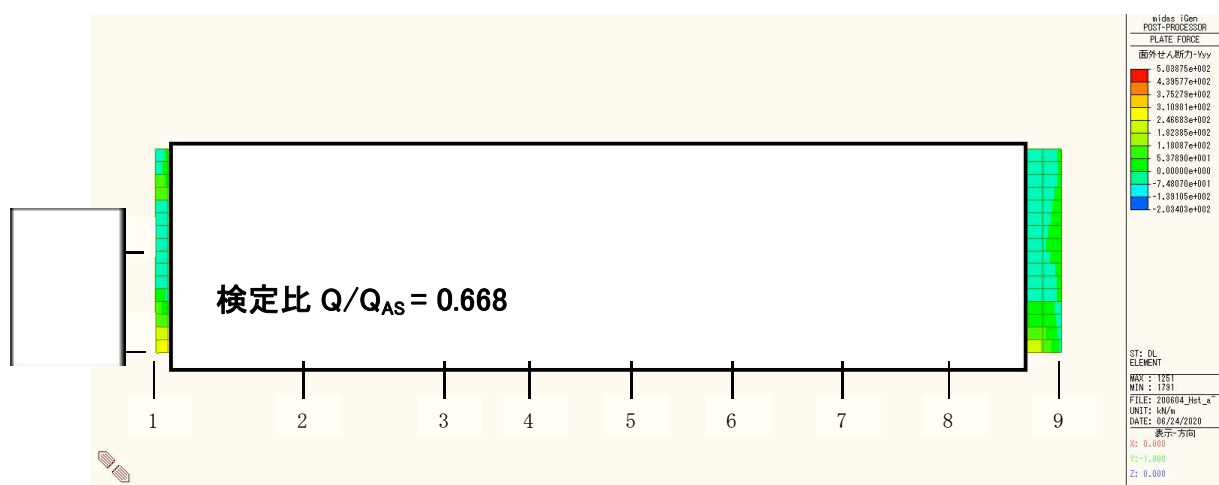


図 5-8 H 通り（北面） せん断力図（ケース 1）

表 5-4 建家外壁評価結果ケース 1 (浮力+余震+水圧)

評価対象部位	短期許容曲げ耐力 M_{AS} (kNm/m)	曲げ応力 M (kNm/m)	検定比 M/M_{AS}
9 通り (東面)	1077	313	0.290
1 通り (西面)	22	38	1.722
1 通り (西面)	1077	343	0.318
A 通り (南面)	552	217	0.392
H 通り (北面)	552	328	0.594
H 通り (北面)	552	248	0.448

評価対象部位	短期許容せん断耐力 Q_{AS} (kNm/m)	せん断力 Q (kNm/m)	検定比 Q/Q_{AS}
9 通り (東面)	866	451	0.521
1 通り (西面)	866	512	0.591
1 通り (西面)	866	296	0.342
A 通り (南面)	678	408	0.602
H 通り (北面)	678	452	0.668
H 通り (北面)	678	350	0.516

5.2 ケース2（波力+余震）の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

ケース2（波力+余震）に対する保有水平耐力の評価結果を表5-5に示す。

各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表5-5 保有水平耐力評価結果ケース2（波力+余震）

方向	評価高さ H (m)	階	保有水平耐力 Qu (kN)	波力 R (kN)	余震 E (kN)	層せん断力 Q _T = R + E (kN)	検定比 Q _T /Qu
NS			215364	75	34200	34275	0.16
			294062	14798	76000	90798	0.31
			497913	55038	125400	180438	0.36
			880382	58768	193200	251968	0.29
			880068	58768	215300	274068	0.31
EW			197790	56	32600	32656	0.17
			385352	10962	73900	84862	0.22
			500345	40772	122500	163272	0.33
			723937	43535	189900	233435	0.32
			947695	43535	220500	264035	0.28

(2) 接地圧

ケース 2 (波力+余震) に対する接地圧の評価結果を表 5-6, 表 5-7 に示す。

波力と余震による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-6 建家の接地圧に関する評価結果 (上向き 0.4×鉛直)

ケース 2 (波力+余震)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	496	0.21
		EW	399	0.17

表 5-7 建家の接地圧に関する評価結果 (下向き 0.4×鉛直)

ケース 2 (波力+余震)

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	473	0.20
		EW	426	0.18

(3) 建家外壁

ケース 2 (波力+余震) の波力による応力を図 5-9 から 5-16 に示す。また、建家外壁の健全性評価結果を表 5-8 に示す。

9 通り (東面), A 通り (南面) 及び H 通り (北面) 外壁の応力は短期許容応力以下であるが, 1 通り (西面) 外壁の応力は短期許容応力を超えている。

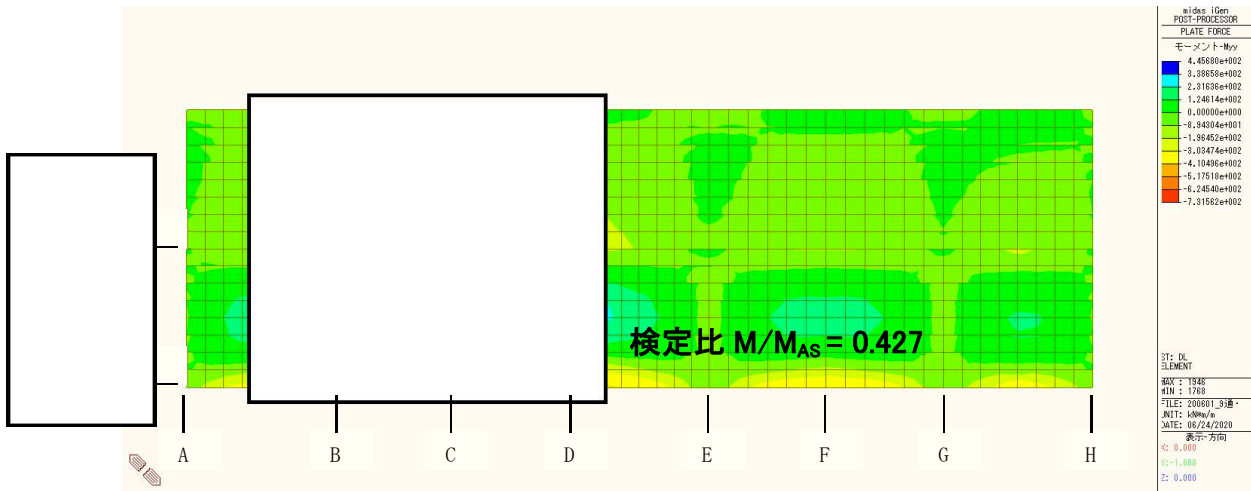


図 5-9 9 通り (東面) 曲げ応力図 (ケース 2)

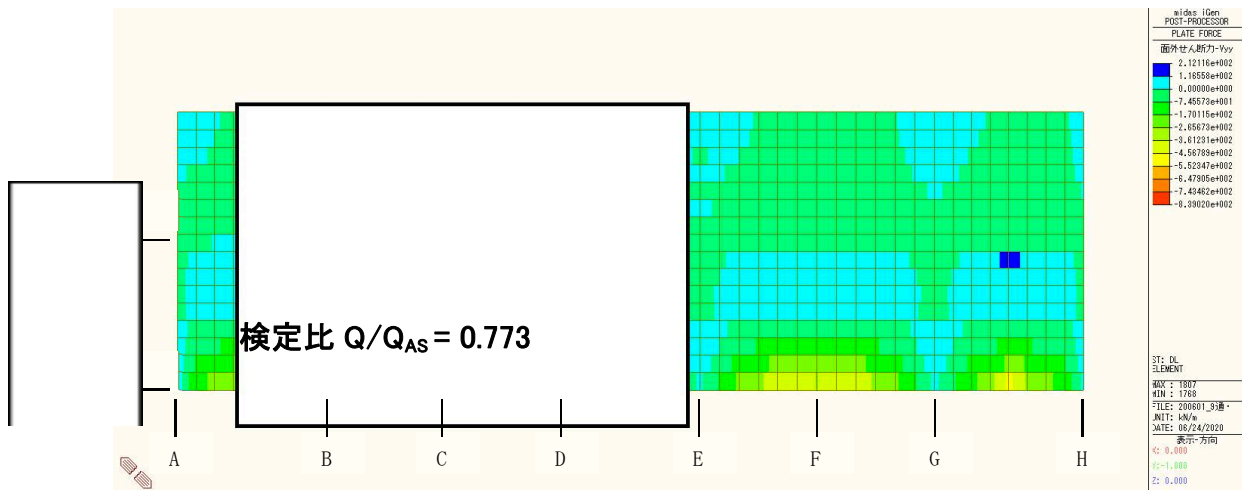


図 5-10 9 通り (東面) せん断力図 (ケース 2)

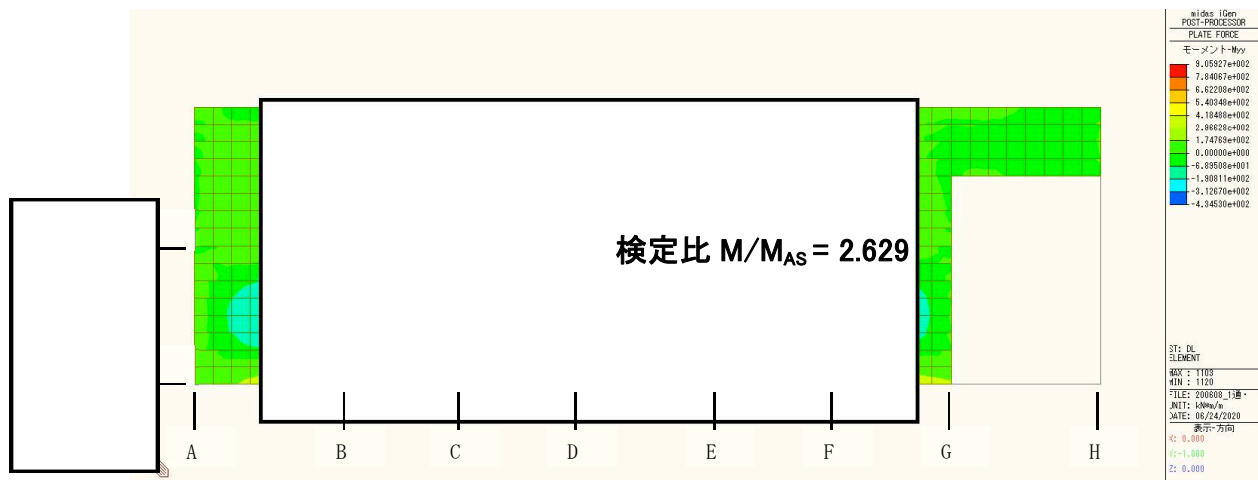


図 5-11 1 通り (西面) 曲げ応力図 (ケース 2)

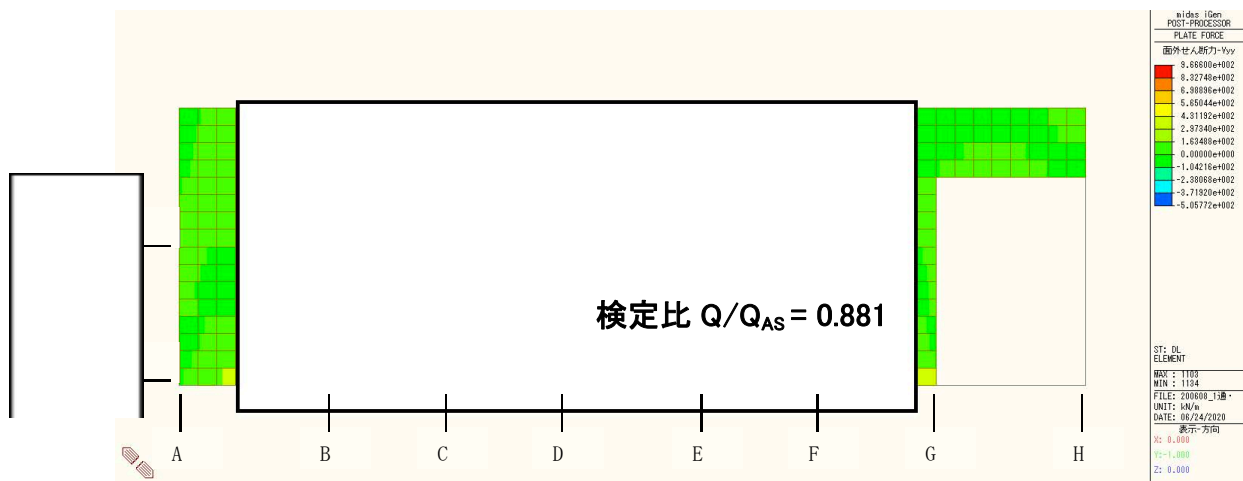


図 5-12 1 通り (西面) せん断力図 (ケース 2)

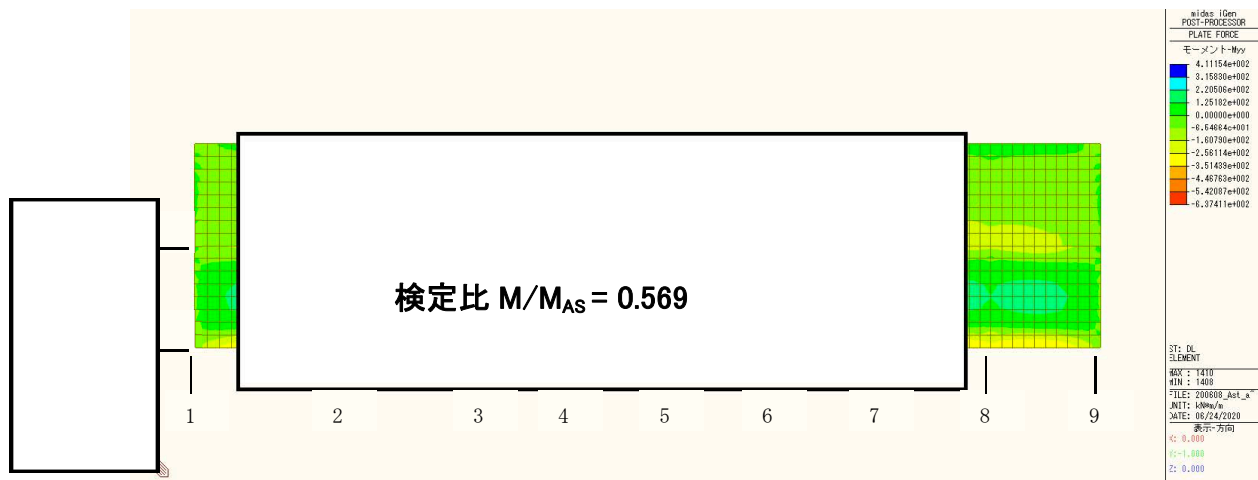


図 5-13 A 通り (南面) 曲げ応力図 (ケース 2)

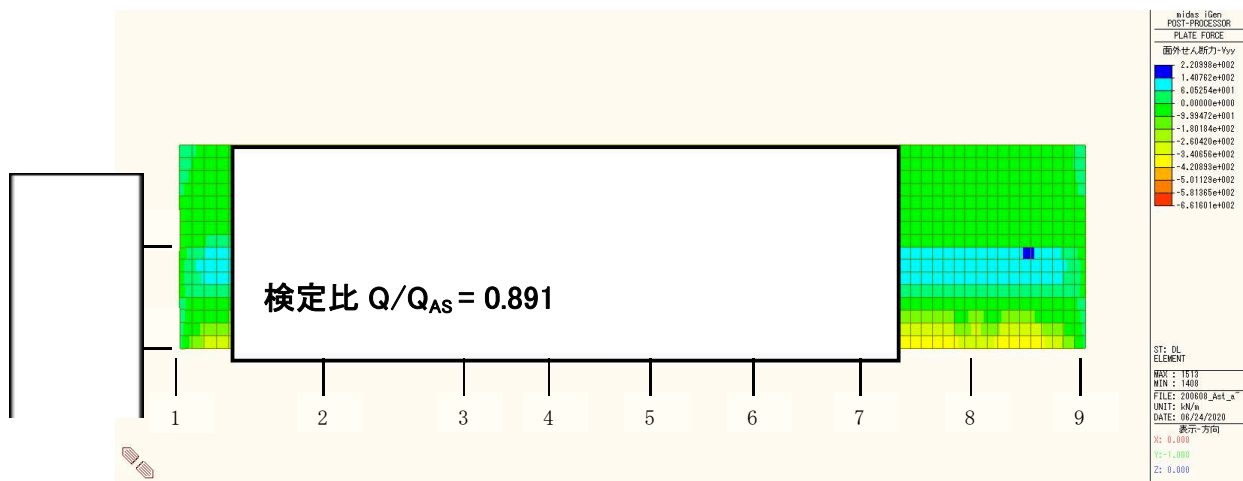


図 5-14 A 通り (南面) せん断力図 (ケース 2)

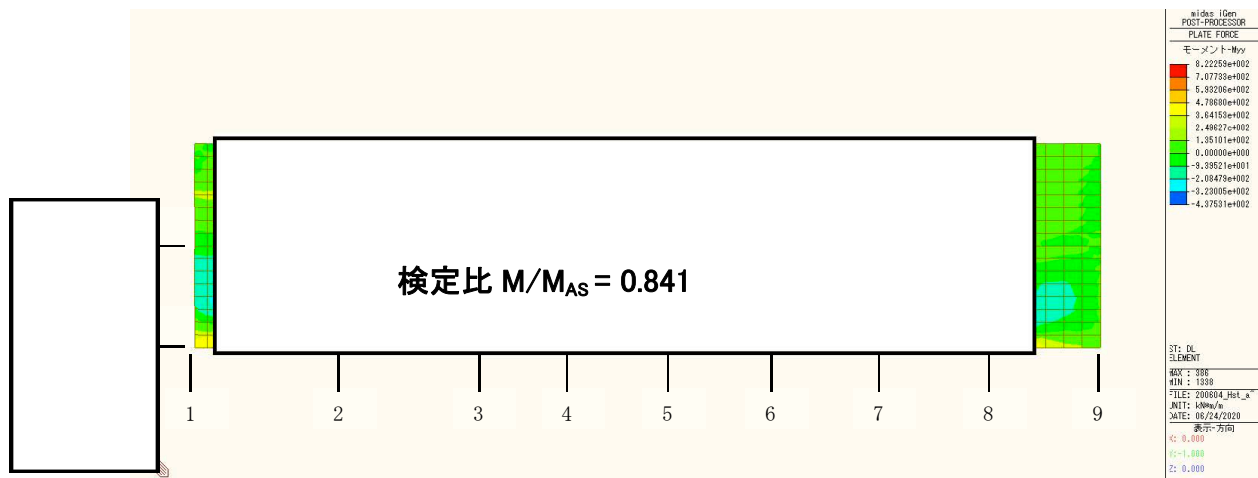


図 5-15 H 通り (北面) 曲げ応力図 (ケース 2)

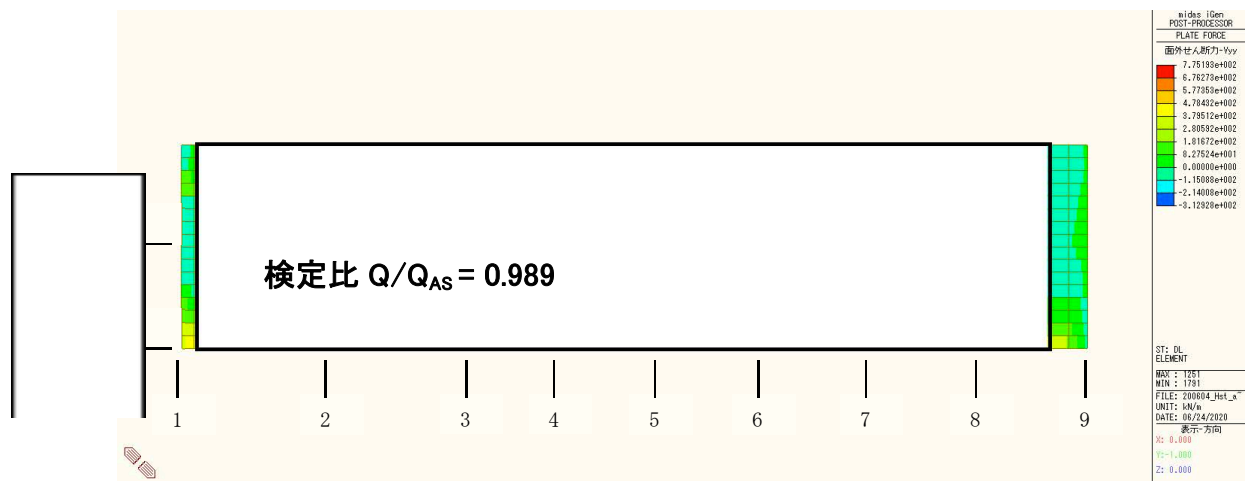


図 5-16 H 通り (北面) せん断力図 (ケース 2)

表 5-8 建家外壁の健全性評価結果ケース 2 (波力+余震)

評価対象部位	短期許容曲げ耐力 M_{AS} (kNm/m)	曲げ応力 M (kNm/m)	検定比 M/M_{AS}
9 通り (東面)	1077	463	0.430
1 通り (西面)	22	58	2.629
1 通り (西面)	1077	506	0.470
A 通り (南面)	552	316	0.572
H 通り (北面)	552	467	0.845
H 通り (北面)	552	350	0.634

評価対象部位	短期許容せん断耐力 Q_{AS} (kNm/m)	せん断力 Q (kNm/m)	検定比 Q/Q_{AS}
9 通り (東面)	866	669	0.773
1 通り (西面)	866	763	0.881
1 通り (西面)	866	438	0.506
A 通り (南面)	678	604	0.891
H 通り (北面)	678	670	0.989
H 通り (北面)	678	522	0.770

5.3 ケース3（波力+漂流物衝突荷重）の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

ケース3（波力+漂流物衝突荷重）に対する保有水平耐力の評価結果を表5-9に示す。

各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表5-9 保有水平耐力評価結果ケース3（波力+漂流物衝突荷重）

方向	評価高さH (m)	階	保有水平耐力 Q_u (kN)	波力R (kN)	漂流物衝突荷重P (kN)	層せん断力 $Q_T = R + P$ (kN)	検定比 Q_T/Q_u
NS			215364	75	2.8	78	0.00
			294062	14798	2.8	14800	0.05
			497913	55038	2.8	55040	0.11
			880382	58768	2.8	58771	0.07
			880068	58768	2.8	58771	0.07
EW			197790	56	2.8	59	0.00
			385352	10962	2.8	10965	0.03
			500345	40772	2.8	40775	0.08
			723937	43535	2.8	43538	0.06
			947695	43535	2.8	43538	0.05

(2) 接地圧

ケース3（波力+漂流物衝突荷重）に対する接地圧の評価結果を表5-10に示す。

波力と漂流物衝突荷重による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力度以下であることを確認した。

表5-10 建家の接地圧に関する評価結果ケース3（波力+漂流物衝突荷重）

評価項目	極限支持力度 σ_u (kN/m ²)	方向	接地圧 σ (kN/m ²)	検定比 σ/σ_u
接地圧	2350	NS	265	0.11
		EW	233	0.10

(3) 建家外壁

ケース 3 (波力+漂流物) に対する建家外壁の健全性評価結果を表 5-11 に示す。
波力による応力は「ケース② (波力+余震)」と同様である。

9 通り (東面), A 通り (南面) 及び H 通り (北面) 外壁の応力は短期許容応力以下であるが, 1 通り (西面) 外壁の応力は短期許容応力を超えている。

表 5-11 建家外壁の健全性評価結果ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重)

評価対象部位	短期許容曲げ耐力 M_{AS} (kNm/m)	曲げ応力 M (kNm/m)	検定比 M/M_{AS}
9 通り (東面)	1077	432	0.401
1 通り (西面)	22	60	2.714
1 通り (西面)	1077	469	0.435
A 通り (南面)	552	287	0.519
H 通り (北面)	552	401	0.726
H 通り (北面)	552	296	0.535

評価対象部位	短期許容せん断耐力 Q_{AS} (kNm/m)	せん断力 Q (kNm/m)	検定比 Q/Q_{AS}
9 通り (東面)	866	625	0.722
1 通り (西面)	866	721	0.833
1 通り (西面)	866	408	0.471
A 通り (南面)	678	563	0.831
H 通り (北面)	678	625	0.922
H 通り (北面)	678	496	0.732

5.4 評価のまとめ

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟は、ケース 1（浮力＋余震＋水圧）、ケース 2（波力＋余震）、ケース 3（波力＋漂流物衝突荷重）の荷重条件に対して、保有水平耐力の検定比は最大 0.36、接地圧の検定比は最大 0.25 であり、許容限界（終局耐力）以下であることを確認した。また、建家外壁のうち 9 通り（東面）外壁及び A 通り（南面）外壁についても検定比は最大 0.891 であり、許容限界（短期許容応力）以下であることを確認した。

建家外壁の評価に用いた応力（曲げモーメント、せん断力）は、表 4-1～表 4-3 に示すとおり、水圧や余震、漂流物による応力に比べて波力による応力が大きい。波力算定に用いる津波高さについては「港湾構造物なし、周辺建家なし」とし、潮位変動に基づき潮位のばらつきを考慮した値とする等、安全側となる荷重の設定をしており、9 通り（東面）外壁及び A 通り（南面）外壁も含め、耐津波設計上の裕度を有している。

一方、1 通り（西面）外壁の応力は、ケース 1, 2, 3 いずれにおいても許容限界を超えるため、補強を実施する。また、H 通り（北面）外壁の応力はケース 2 において耐津波設計上の裕度を有していないため、補強を実施する。

Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価

1. 概要

本資料は、別添 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針 2. 設計の基本方針」に基づき、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の扉及びシャッター部の構造強度評価に関する方針について説明し、今後の強度評価に資するものである。

「耐津波設計に係る工認審査ガイド」において、「津波が流入する可能性について検討した上で、流入の可能性のある経路（扉、開口部、貫通部等）を特定し、それらに対して浸水対策を施すこと。」とあり、ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の浸水防止扉に対して設計津波による強度評価を行う。

2. 扉及びシャッター一部

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟外壁の扉及びシャッター部には、緊急安全対策として T.P. +14.4 m の範囲で浸水防止扉を設置しており、1階に 7 箇所、2階に 4 箇所の計 11 箇所に設置している。

これらの浸水防止扉の設置状態を図 2-1 に示す。ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟に設置している浸水防止扉は T.P. +14.4 m までの浸水を想定し、最大浸水深の 3 倍の水圧が浸水防止扉に作用するものとして設計・施工している。これら浸水防止扉は東日本大震災直後の緊急安全対策（「原子力発電所の外部電源の信頼性確保について」平成 23・04・15 原院発第 3 号）の一つとして設置されたものであるが、令和 2 年 2 月に廃止措置計画用設計地震動及び設計津波が認可されたことに伴い、その他の津波に対する防護施設の設計と併せ、設計地震動及び設計津波に対する適合性評価を行う計画である。

3. 評価の考え方

設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）については、廃止措置計画用設計地震動による地震力に対して浸水防止機能が十分に保持できるよう設計する。また、設計津波の遡上波による浸水時及び冠水後の波圧等に対する耐性等を確認し、入力津波に対して浸水防止機能が十分に保持できることを評価する。

以下に浸水防止設備について荷重の組合せ、荷重の設定及び許容限界について考え方を示す。

a. 荷重の組合せ

常時荷重、津波荷重及び地震荷重を適切に組合せる。

風荷重は、竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第 1454 号）」に基づく立地地域（東海村）の基準風速による風荷重を考慮する。

- ・常時荷重＋地震荷重
- ・常時荷重＋津波荷重
- ・常時荷重＋津波荷重＋余震荷重
- ・常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重

b. 荷重の設定

- ・常時荷重
自重等を考慮する。
- ・地震荷重
設計用地震動 S_s を考慮する。
- ・津波荷重
各設備の荷重水位を考慮する。
- ・余震荷重
 $S_d - D$ (廃止措置計画用設計地震動の応答スペクトル比率を 0.5 倍として設定) を考慮する。
- ・漂流物衝突荷重
流木等の比較的小型の漂流物は建家外壁に到達することを考慮する。

c. 許容限界

津波防護に対する機能限界保持として、津波後の再使用性や津波の繰り返し作用を想定し、止水性の面も踏まえることにより、当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、浸水防止機能を保持することを確認する。

4. 今後の対応

これらの浸水防止扉は「原子力発電所の外部電源の信頼性確保について」（平成 23・04・15 原院発第 3 号）を受けて平成 26 年 3 月までに設置されたもので、T.P. +14.4 m の浸水深の津波波力と 1000 cm/s^2 の水平地震動に耐えられるものとして設計されている。

図2-1 浸水防止扉等の設置状態(1/2)

6-1-3-3-132

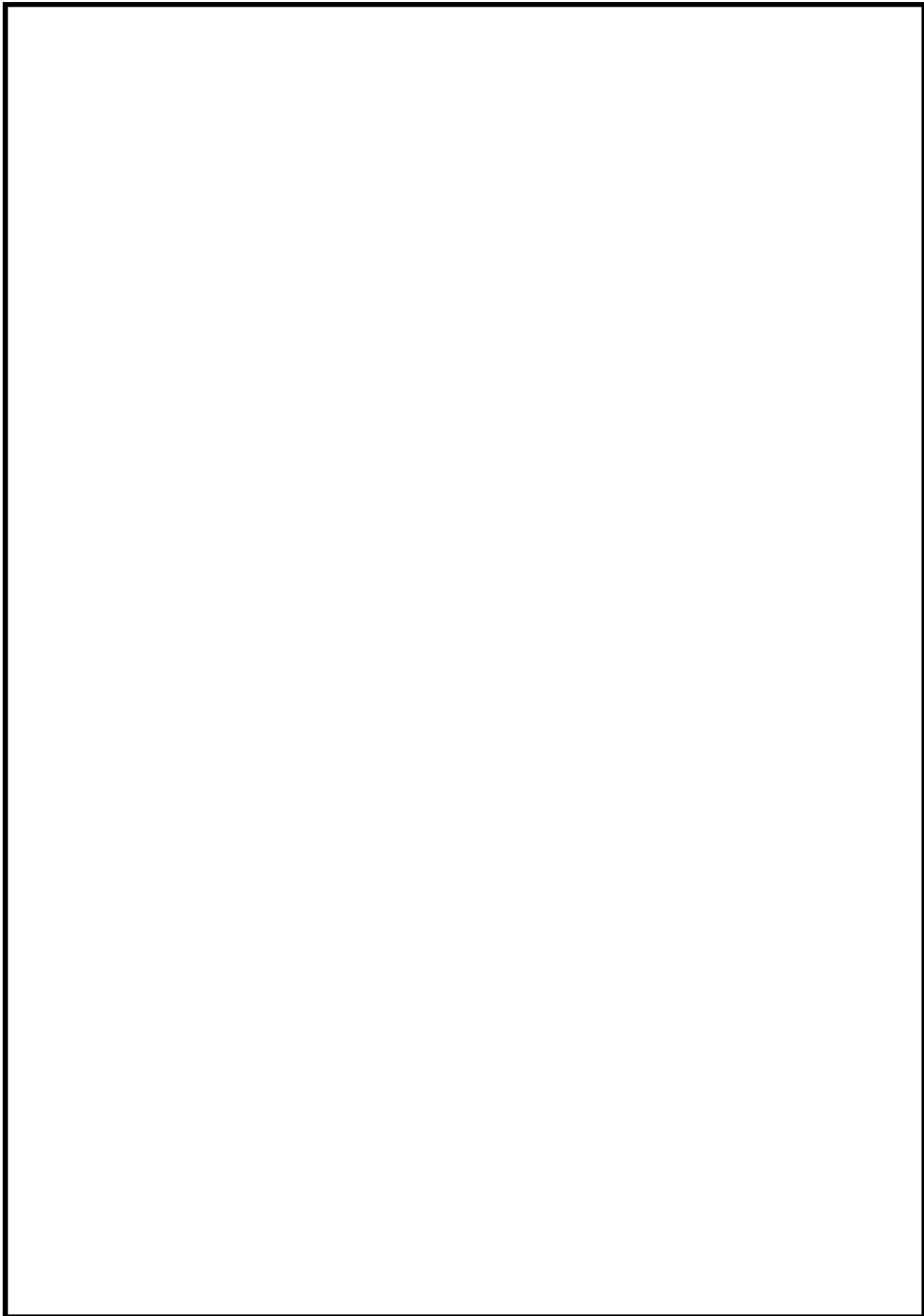


図2-1 浸水防止扉等の設置状態(2/2)

6-1-3-3-133

ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟
建家貫通部からの浸水の可能性について

1. はじめに

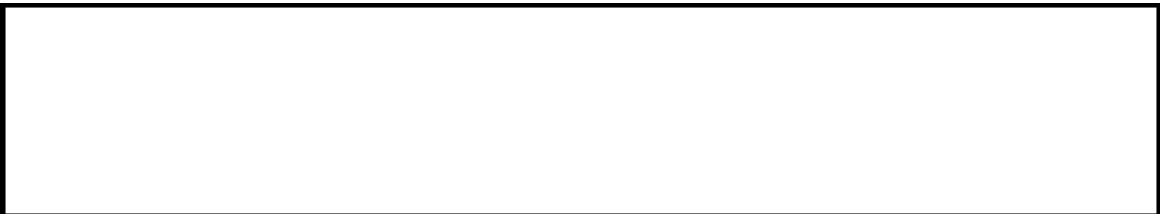
「耐津波設計に係る工認審査ガイド」において、「津波が流入する可能性について検討した上で、流入の可能性のある経路（扉，開口部，貫通部等）を特定すること。特定した経路に対して，それらに対して浸水対策を施すこと。」とされている。ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟においても，廃止措置計画変更認可申請書の一部補正（5月29日）にて示した「高放射性廃液貯蔵場（HAW）建家貫通部からの浸水の可能性について」と同様の調査手法により，浸水の可能性のある経路について確認した。

2. 確認対象箇所

2.1 トレンチ（図1参照）



2.2 壁貫通部（図2～図16参照）



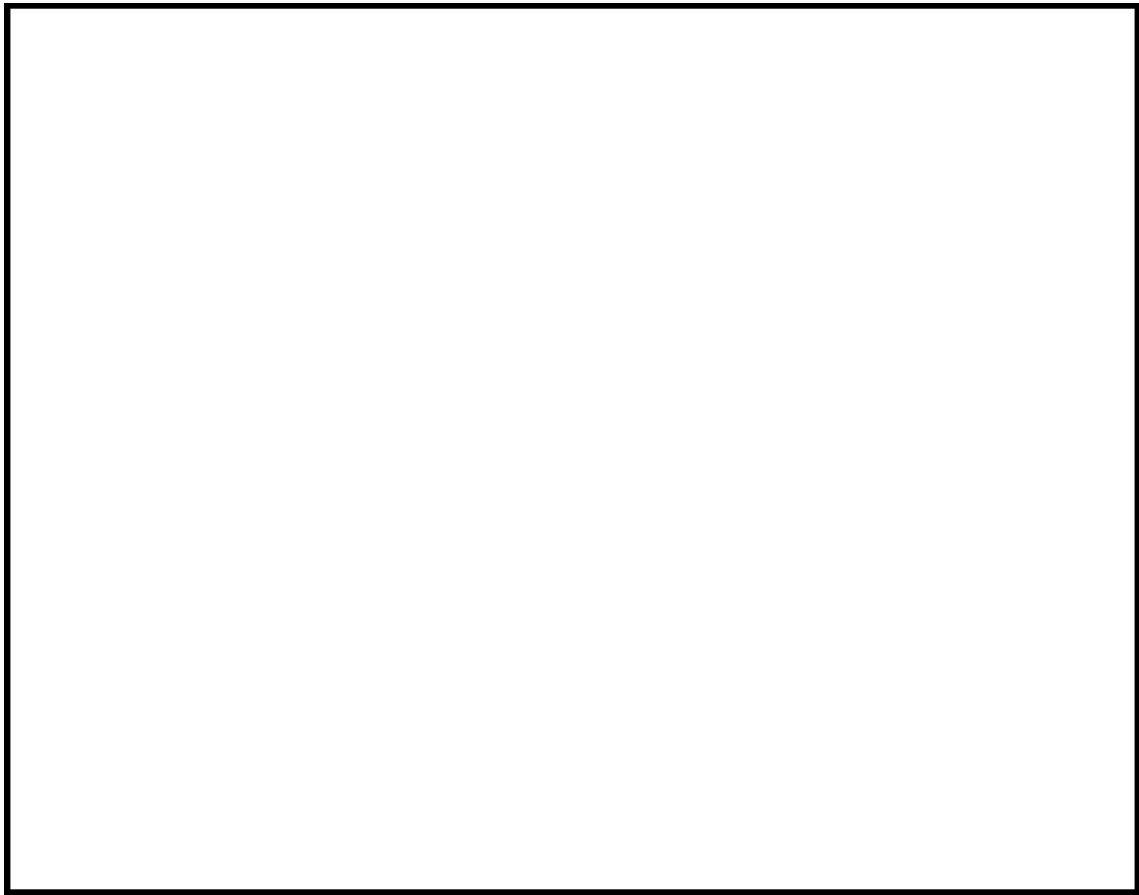
2.3 扉及びシャッター部（図17～図18参照）



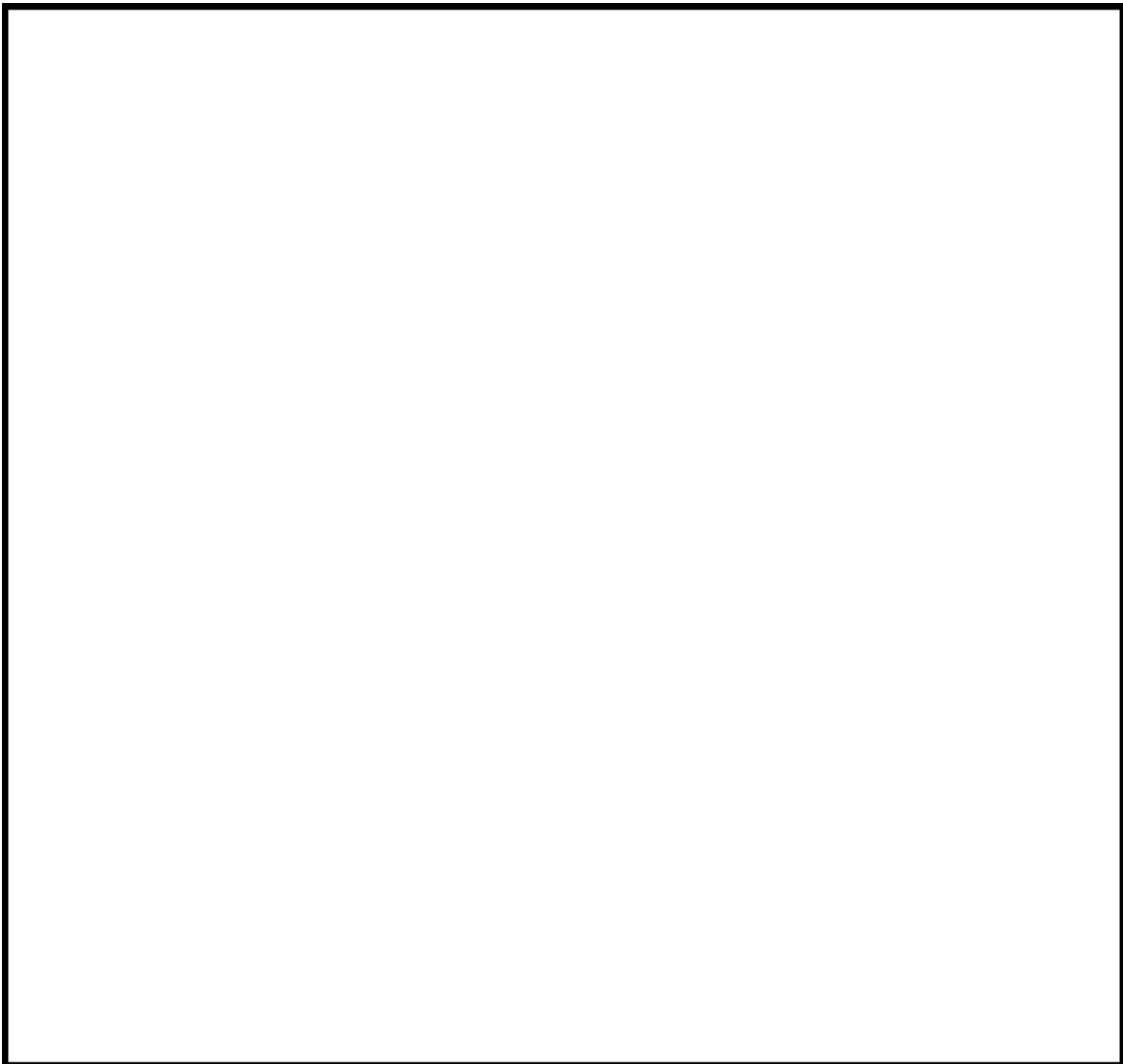
3. 浸水の可能性のある経路の構造

3.1 T21 トレンチ（図19参照）





3.2 T20 トレンチ (図 20 参照)





3.3 トレンチを除く配管等の壁貫通部（図 2～図 16 参照）



3.4 扉及びシャッター部（図 17～図 18 参照）

TVF 開発棟に設置している浸水防止扉は T.P. +14.4 m までの浸水を想定し、最大浸水深の 3 倍の水圧が浸水防止扉に作用するものとして設計・施工している。

4. トレンチの耐震性

4.1 T21 トレンチ

T21 トレンチは高放射性廃液貯蔵場（HAW）と TVF 開発棟の間の約 30 m を結ぶ地下洞道であり、内部には高放射性廃液を移送する配管が設置されている。T21 トレンチは、廃止措置計画用設計地震動に対する応答について二次元 FEM を用いて詳細な評価を実施し、耐震性を確認している。T21 トレンチに関する耐震性の評価結果は、4 月 27 日の公開会合にて報告済みである。

4.2 T20 トレンチ

T20 トレンチは耐震 C クラスに相当する構造物であることに加え、点検・保守作業を実施するためのマンホール、換気口等の地表貫通口を複数有しているこ

とから、津波の襲来に伴いトレンチ内部が浸水するおそれがある。そのため、TVF 開発棟と T20 トレンチの接続箇所の建家外壁が、津波の最大浸水深における水圧に耐えることの評価を令和 2 年 7 月末までに実施する。

また、T20 トレンチ内に敷設されている配管が地震や津波の影響により損傷した場合、配管内に浸水するおそれがある。そのため、TVF 開発棟と T20 トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している浄水配管、飲料水配管及び極低放射性廃液配管について、建家内の配管経路について調査した結果、TVF 開発棟内のバルブ等により水の浸入を防げることを確認している（表 1 参照）。なお、これらの配管について、建家内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間が耐震性を有することの評価を令和 2 年 7 月末までに実施する。

5. 貫通部等の点検

5.1 トレンチ等の点検（図 21 参照）

津波襲来時における、トレンチ等と接するセル壁及び建家内壁等の健全性を以下のとおり確認した。

5.1.1 概要

別添 6-1-3-3 「I ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針」に基づき、津波襲来時に TVF 開発棟に接続するトレンチ（T20、T21）が浸水した場合においても建家内が浸水しないよう、トレンチが健全であることを確認する。

トレンチの内壁とスラブの評価部位において、浸水により発生する応力（曲げ、せん断）が許容応力を下回ることを評価する。浸水による荷重は、建家構造物の荷重及び浮力算定用津波高さによる静水圧とする。

5.1.2 一般事項

5.1.2.1 位置

TVF 開発棟の位置を図 2-1 に示す。

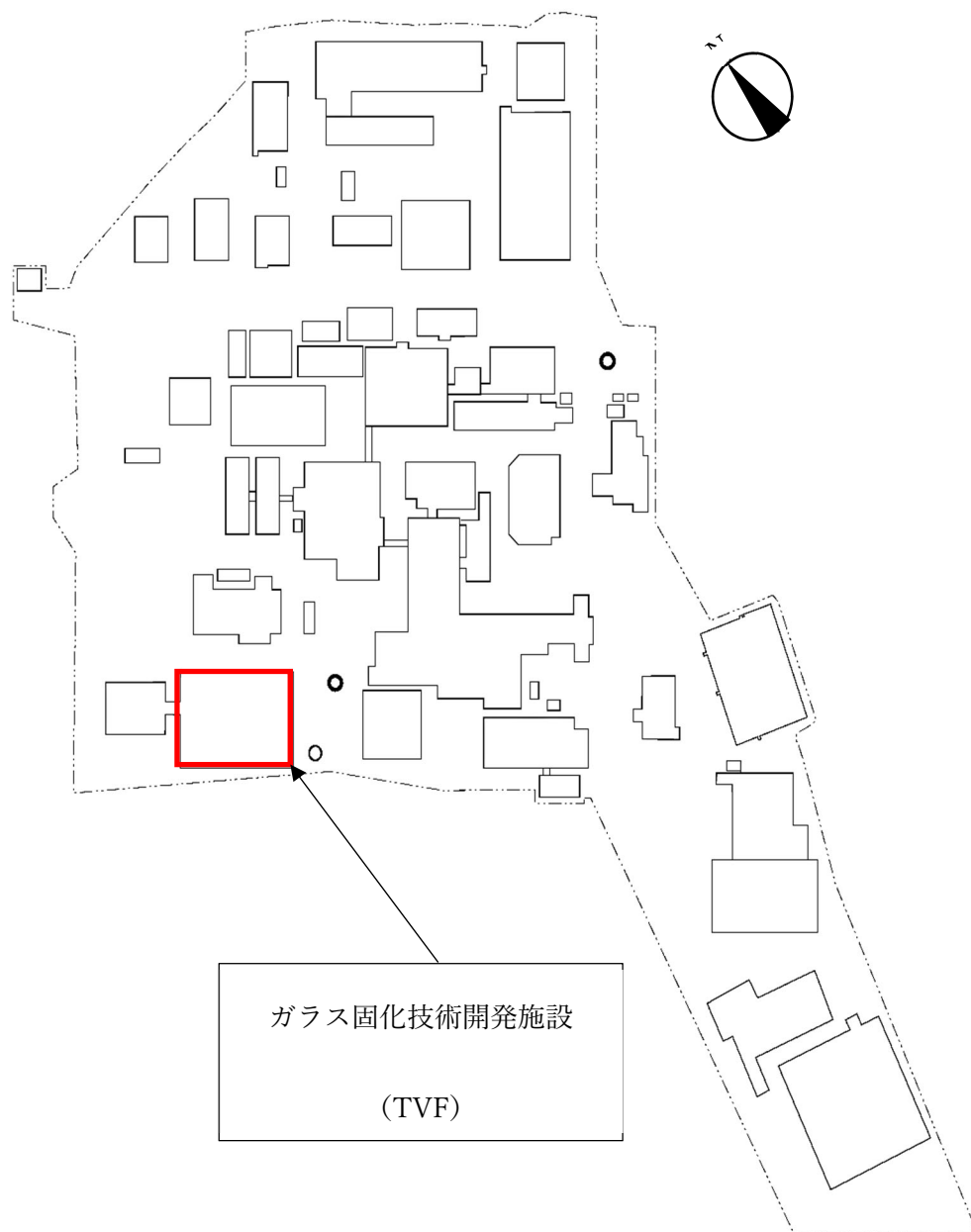


図 2-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置

5.1.2.2 構造概要

高放射性廃液貯蔵場（HAW）に接続するトレンチのうち，廃止措置計画用設計津波の浸水深による水圧を受けるトレンチの位置を図 2-2 に示す。



図 2-2 ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟
に接続するトレンチの位置

5.1.2.3 評価方針

評価にあたっては、トレンチと接する高放射性廃液貯蔵場(HAW)及び TVF 開発棟の建家外壁、建家内壁が廃止措置計画用設計津波による水圧及び建屋構造物等を考慮した荷重に対して構造強度を有することを確認する。

評価項目を表 2-1 に示す。

表 2-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	部材の健全性 (建家外壁, 内壁,)	発生応力 (曲げモーメント, せん断) が短期許容応力以下であることを確認	短期許容応力

5.1.2.4 適用基準

高放射性廃液貯蔵場(HAW)及び TVF 開発棟の建家外壁等の強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018年）

5.1.3. 強度評価方法

5.1.3.1 記号の定義

高放射性廃液貯蔵場(HAW)及び TVF 開発棟の建家外壁等の強度評価の計算に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 建家外壁等の強度評価計算に用いる記号 (1/2)

記号	定義
P_W	津波浸水時の静水圧
P_T	コンクリートスラブ(建家外壁等)の自重
h_T	廃止措置計画用設計津波高さ
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ
Ma	スラブ及び壁の短期許容曲げモーメント
Q_{AS}	スラブ及び壁の短期許容せん断力
a_t	既存断面の引張鉄筋断面積
f_t	引張鉄筋の短期許容引張応力度
j	応力中心間距離 (7/8d)
d	部材の有効せい
T	鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚
d_t	引張縁から引張鉄筋重心までの距離
f_s	コンクリートの短期許容せん断応力度
b	スラブ及び壁の単位幅
ρ_o	海水の比重
ρ_c	コンクリートの比重
L	下スラブ及び壁の長さ
w	各等分布荷重の総和
P	各集中荷重の総和
M	断面に生じる曲げモーメント
Q	断面に生じるせん断力

5.1.3.2 評価部位

(1) T21 トレンチ（高放射性廃液貯蔵場(HAW)と TVF 開発棟との間の接続）

T21 トレンチの評価は、高放射性廃液貯蔵場(HAW)及び TVF 開発棟が T21 トレンチと接続している部分の建家内壁を評価対象とする。評価部位及び構造を図 3-1 に示す。

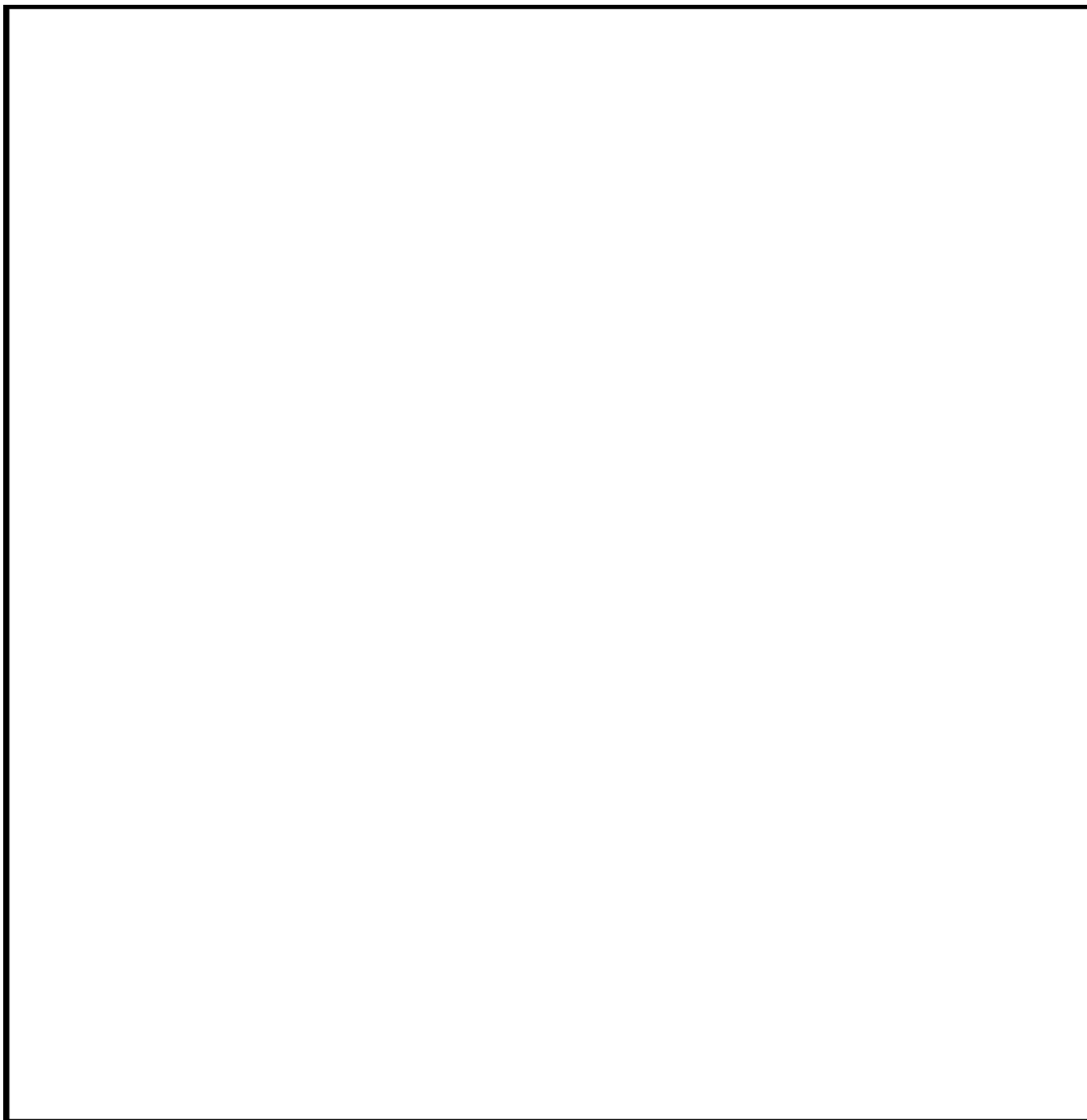
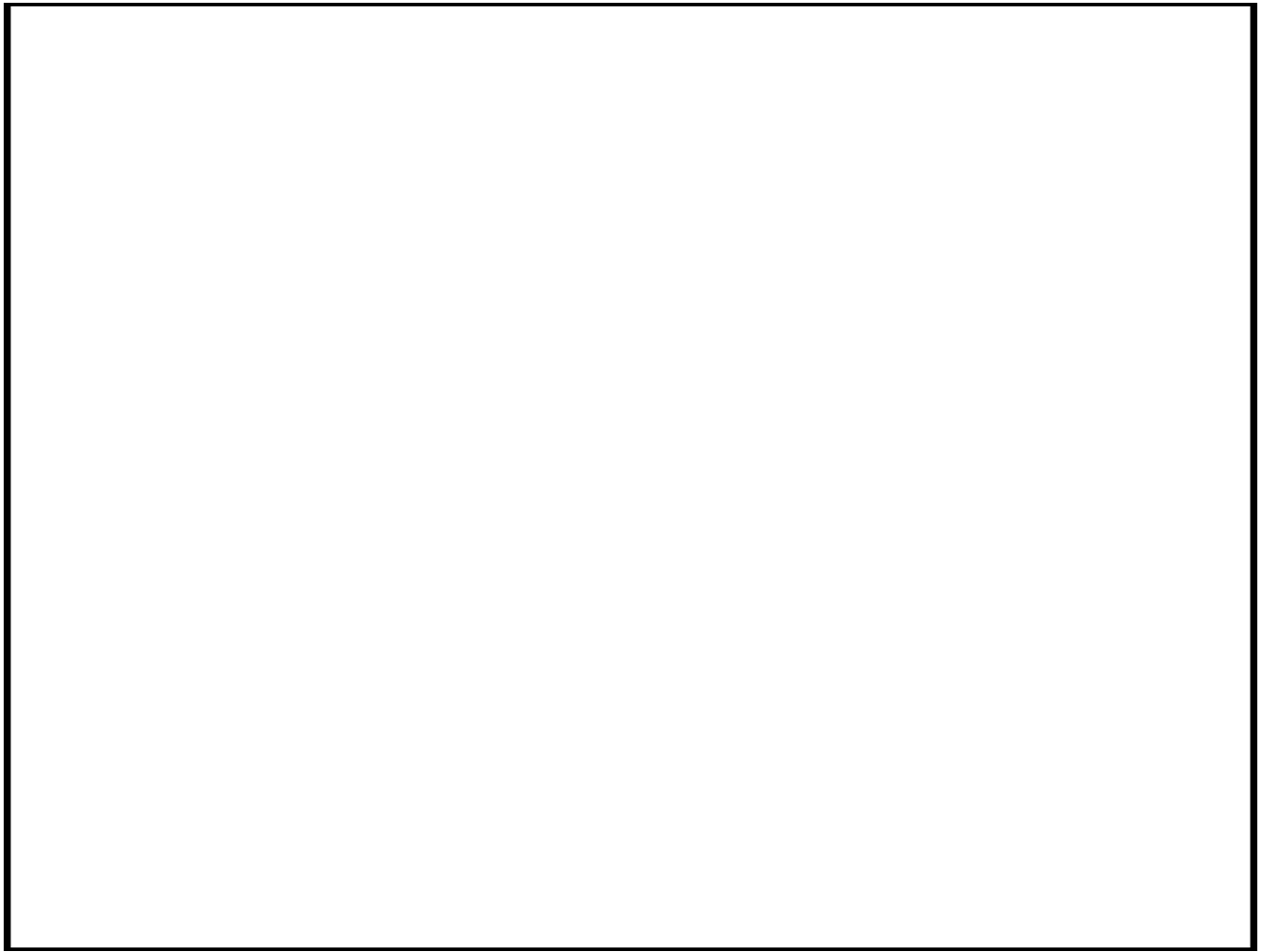


図 3-1 T21 トレンチと接する建家内壁の評価部位及び断面構造 (1/2)



(iii) 高放射性廃液貯蔵場(HAW) 平面図

図 3-1 T21 トレンチと接する建家内壁の評価部位及び断面構造 (2/2)

(2) T20 トレンチ (TVF 開発棟とユーティリティ施設との間の接続)

T20 トレンチの評価は、TVF 開発棟が T21 トレンチと接続している部分の建家外壁を評価対象とする。評価部位及び構造を図 3-2 に示す。

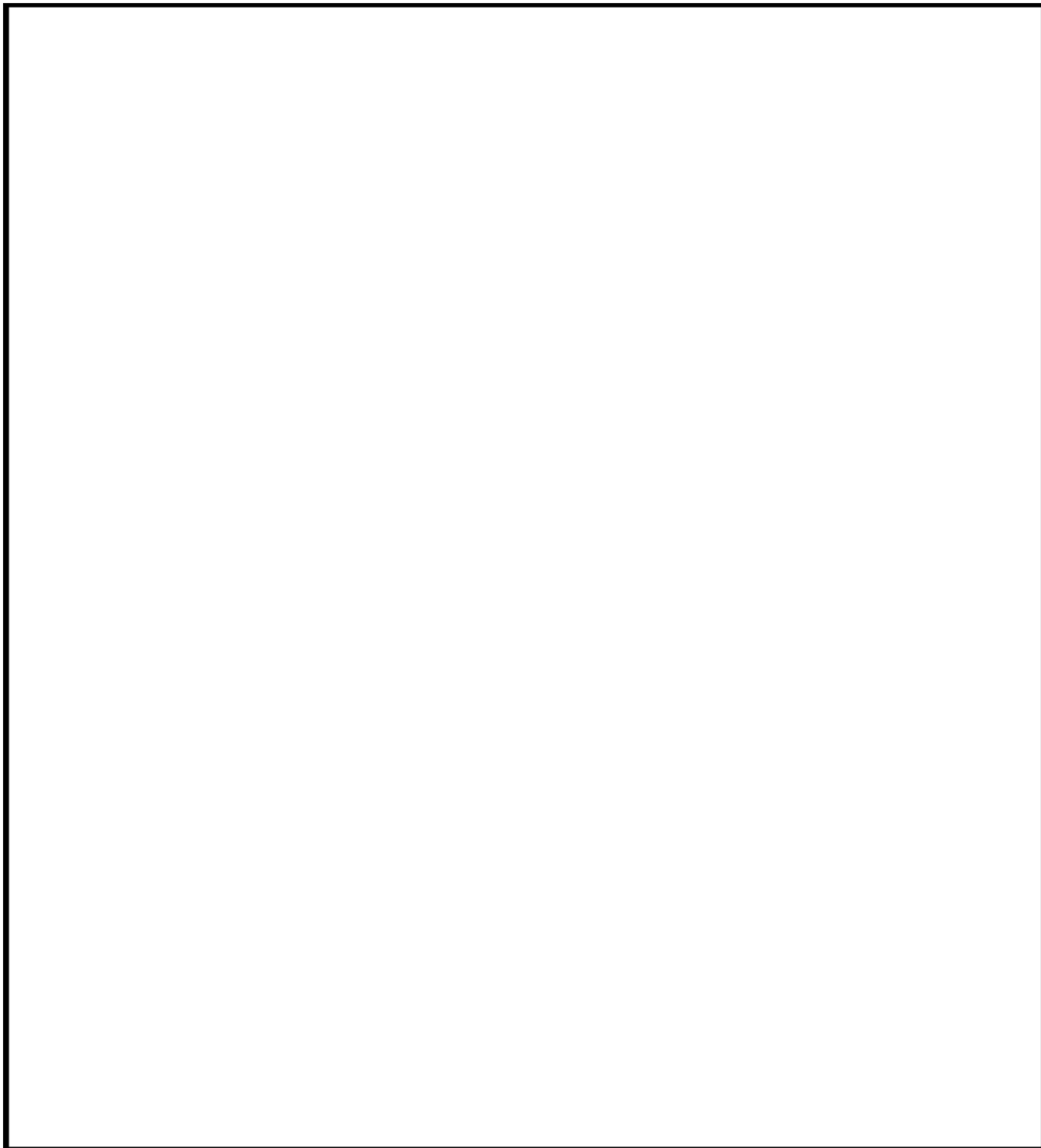


図 3-2 T20 トレンチと接する建家外壁の評価部位及び断面構造

5.1.3.3 荷重及び荷重の組合わせ

(1) 荷重

① 津波浸水時の静水圧 (P_w)

津波浸水時の水圧については，高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及び TVF 開発棟におけるトレンチ下スラブから，廃止措置計画用設計津波高さ (h_T) までの高さによる静水圧 (P_w) を考慮する。

② コンクリートスラブ (建家外壁等) による荷重 (P_T)

建家構造物の荷重として，建家外壁及び建家内壁の自重を荷重 (P_T) として考慮する。

5.1.3.4 許容限界

(1) 使用材料

強度評価に用いる使用材料は既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（その25）」、「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」に基づき設定する。使用材料を表3-2に示す。

表3-2 使用材料

施設	使用材料	短期許容応力度
HAW	コンクリート 設計基準強度：Fc20.6 N/mm ² (Fc210 kgf/cm ²)	せん断 1.03 N/mm ²
	鉄筋 SD30 (F=3000 kgf/cm ²)	引張 295 N/mm ²
TVF 開発棟	コンクリート 設計基準強度：Fc22.1 N/mm ² (Fc225 kgf/cm ²)	せん断 1.06 N/mm ²
	鉄筋 SD30A (F=3000 kgf/cm ²)	引張 295 N/mm ²
	SD35 (F=3500 kgf/cm ²)	引張 343 N/mm ²

(2) 短期許容応力

建家外壁及び建家内壁の短期許容応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018」に基づき算定する。

短期許容曲げモーメント (Ma) 及び短期許容せん断力 (Q_{AS}) の算定式を以下に示す。

$$Ma = a_t f_t j$$

M_a : 短期許容曲げモーメント

a_t : 既存断面の引張鉄筋断面積

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度

j : 応力中心間距離 (7/8d)

d : 部材の有効せい, $d = T - d_t$

T : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚

d_t : 引張縁から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{AS} = \frac{2}{3} \alpha' b j f_s$$

ただし、 $\alpha' = \left(\frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \right)$ かつ $(1 \leq \alpha' \leq 2)$

Q_{AS} : 短期許容せん断力

b : 壁幅

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

wf_t : せん断補強筋の短期許容引張応力度

p_w : せん断補強筋比

α' : せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M : 建家外壁に生じる曲げモーメント

Q : 建家外壁に生じるせん断力

※本検討では、安全側に $\alpha' = 1$ とする

5.1.3.5 評価方法

(1) 評価モデル

壁は下のスラブに単純支持された一方向版として、曲げモーメント及びせん断力を算定し、スラブは両端固定梁として両端を単純支持された一方向版として曲げモーメント及びせん断力を算定している。応力計算モデルを図 3-3 に示す。

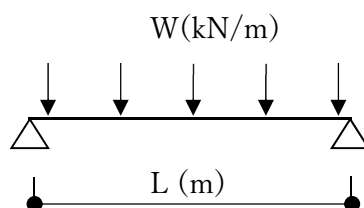


図 3-3 応力計算モデル

(2) 評価式

コンクリートスラブの自重 (P_T) 及び津波浸水時の静水圧 (P_W) による曲げモーメント (M) , せん断力 (Q) の算定は下式にて行う。

コンクリートスラブの自重 (P_T) 及び津波浸水時の静水圧 (P_W) の算定式を以下に示す。

$$w = P_W + P_T$$

$$P_T = \rho_c b T$$

$$P_W = \rho_o b (h_T - h_1)$$

- w : 各等分布荷重の総和 (kN/m)
- P_T : コンクリートスラブの自重 (kN/m)
- ρ_c : コンクリート比重 (kN/m³)
- b : スラブ及び遮へい体の単位幅 (m)
- T : 鉄筋コンクリートスラブ厚 (m)
- P_W : 津波浸水時の静水圧 (kN/m)
- ρ_o : 海水の比重 (kN/m³)
- h_T : 設計津波高さ (m)
- h_1 : トレンチ下スラブ天端高さ

発生荷重による曲げモーメント算定式を以下に示す。

$$M = w L^2/8$$

M : 断面に生じる曲げモーメント (kN・m)

w : 各等分布荷重の総和 (kN/m)

発生荷重によるせん断力算定式を以下に示す。

$$Q = w \frac{L}{2}$$

Q : 断面に生じるせん断力 (kN)

L : 下スラブの長さ (m)

5.1.4 評価条件

評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 建家構造物自重+静水圧の評価条件 (1/2)

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
ρ_o	海水の比重	10.10	kN/m ³
ρ_s	遮へい体の比重	78.50	kN/m ³
ρ_c	コンクリートの比重	24.00	kN/m ³
h_T	設計津波高さ (TP+13.6m) ※HAW での値	7.60	m
h_T	設計津波高さ (TP+12.2m) ※TVF での値	4.55	m
評価部位 A			
T	鉄筋コンクリート壁厚	<input type="text"/>	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	0.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m ²
評価部位 B			
T	鉄筋コンクリート壁厚	<input type="text"/>	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	0.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m ²
評価部位 C			
T	鉄筋コンクリート壁厚	<input type="text"/>	m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP) ???	0.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m ²
評価部位 D (床スラブ)			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	0.7	m
L	上スラブの長さ	3.0	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	0.6	m
P_T	コンクリートスラブの自重	17	kN/m ²
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m ²

表 4-1 建家構造物自重+静水圧の評価条件 (2/2)

記号	定義	数値	単位
評価部位 D (天井スラブ)			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	1.2	m
L	下スラブの長さ	3.0	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	0.6	m
P_T	コンクリートスラブの自重	29	kN/m ²
P_W	津波浸水時の静水圧	118	kN/m ²
評価部位 E			
T	鉄筋コンクリート壁厚		m
L	壁長さ	4.0	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	4.76	m
P_W	津波浸水時の静水圧	90	kN/m ²
評価部位 F			
T	鉄筋コンクリート壁厚		m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	1.1	m
P_W	津波浸水時の静水圧	113	kN/m ²
評価部位 G			
T	鉄筋コンクリート壁厚		m
L	壁長さ	7.5	m
h_1	トレンチ下スラブ天端高さ (TP)	4.6	m
P_W	津波浸水時の静水圧	77	kN/m ²

5.1.5 評価結果

5.1.5.1 建家外壁及び建家内壁の強度評価結果

廃止措置計画用設計津波の浸水による水圧に対する評価対象部位ごとの許容限界と曲げ応力の比較を表 5-1 に示す。

表 5-1 トレンチの健全性評価結果

評価対象部位		許容限界 Ma (kN・m)	曲げ応力 M (kN・m)	M /Ma
評価部位 A (建家内壁)	鉄筋コンクリート造	1866	830	0.445
評価部位 B (建家内壁)		1713	830	0.484
評価部位 C (建家内壁)		3255	830	0.255
評価部位 D (床スラブ)		857	176	0.206
評価部位 D (天井スラブ)		364	163	0.447
評価部位 E (建家内壁)		1511	181	0.120
評価部位 F (建家外壁)		1713	795	0.464
評価部位 G (建家外壁)		1713	541	0.316

評価対象部位		許容限界 Q _{AS} (kN)	せん断応力 Q (kN)	Q/Q _{AS}
評価部位 A (建家内壁)	鉄筋コンクリート造	763	443	0.580
評価部位 B (建家内壁)		701	443	0.632
評価部位 C (建家内壁)		887	443	0.499
評価部位 D (床スラブ)		701	235	0.336
評価部位 D (天井スラブ)		390	217	0.556
評価部位 E (建家内壁)		1111	180	0.162
評価部位 F (建家外壁)		701	424	0.605
評価部位 G (建家外壁)		701	289	0.412

5.1.5.2 評価のまとめ

トレンチと接している高放射性廃液貯蔵場(HAW)及び TVF 開発棟の建家外壁及び建家内壁は、各評価部位において許容限界（短期許容応力）以下であることを確認した。

これにより、トレンチが廃止措置用設計津波により浸水した場合でも、トレンチと接する建家外壁や建家内壁が損傷し、止水性を損なうことはないと判断する。

5.2 トレンチ等を除く壁貫通配管等の点検

TVF 開発棟建家外壁貫通部の健全性評価（津波波力が作用する外壁の壁貫通部のシール材及びモルタルが波力に耐えることの確認）を実施する。

- ・シール材の水圧試験：令和2年7月中旬までに実施予定。
- ・モルタルの水圧試験：令和2年7月中旬までに実施予定。

上記試験については高放射性廃液貯蔵場（HAW）の配管を模擬して実施したシール材及びモルタルの耐圧試験（図 22, 23 参照）と同様の方法で実施する。試験にあたっては、模擬試験体の止水材厚さを外壁厚さに対し十分保守的な厚さとするとともに、作用させる水圧は、各外壁貫通部に作用する津波波圧を包絡するよう十分保守的に設定し、貫通部に対する止水処置の健全性を確認する。

なお、建家貫通部の構造上、建家内に浸水することは考えにくいですが、万が一建家内に浸水した場合の影響については別紙に示す。

表1 T20トレンチ内の配管が損傷した場合の影響

配管	行先	配管の設置状況及び浸水の有無	備考
浄水配管 (図10 No.41)	屋内消火栓	当配管は地下2階から地上3階までの各フロアの屋内消火栓へ接続している。各消火栓のバルブは常時閉であるため、TVF開発棟各フロアへの浸水はない。	<ul style="list-style-type: none"> バルブの耐圧評価実施予定※1 耐震評価実施予定※2
飲料水配管 (図10 No.42)	屋上冷却塔 (G83H10, H20, H50等)	当配管は、T20トレンチとTVF開発棟の接続箇所から屋上の冷却塔まで垂直に設置されており、揚程は約24mであることから、TVF開発棟屋上への浸水はない。	<ul style="list-style-type: none"> 耐震評価実施予定※2
極低放射性廃液配管 (図10 No.45)	手洗い場、シャワールーム、トイレ等	T20トレンチとTVF開発棟の接続箇所上部のダクトスペース内にバルブが設置されている。津波警報発令時に当該バルブを閉めることにより、TVF開発棟の手洗い場等への浸水を防止できる。	<ul style="list-style-type: none"> バルブの耐圧評価実施予定※1 耐震評価実施予定※2
	廃水貯槽 (G71U027)	極低放射性廃液排出し作業時に使用するバルブを閉めることにより、TVF開発棟の廃水貯槽への浸水を防止できる。なお、当該バルブは制御室からの操作が可能であり、使用時以外は常時閉となっている。また、フェイルセーフの設計であるため、全電源喪失時には自動的に閉となる。	<ul style="list-style-type: none"> バルブの耐圧評価実施予定※1 耐震評価実施予定※2

※1：建屋内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間において、バルブや配管が最大浸水深における水圧に耐えることの評価を令和2年7月末までに実施する。なお、耐圧性が十分でない場合は、耐圧性向上のための対策を検討する。

※2：建屋内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間が耐震性を有することの評価を令和2年7月末までに実施する。なお、耐震性が十分でない場合は、耐震性向上のための対策を検討する。

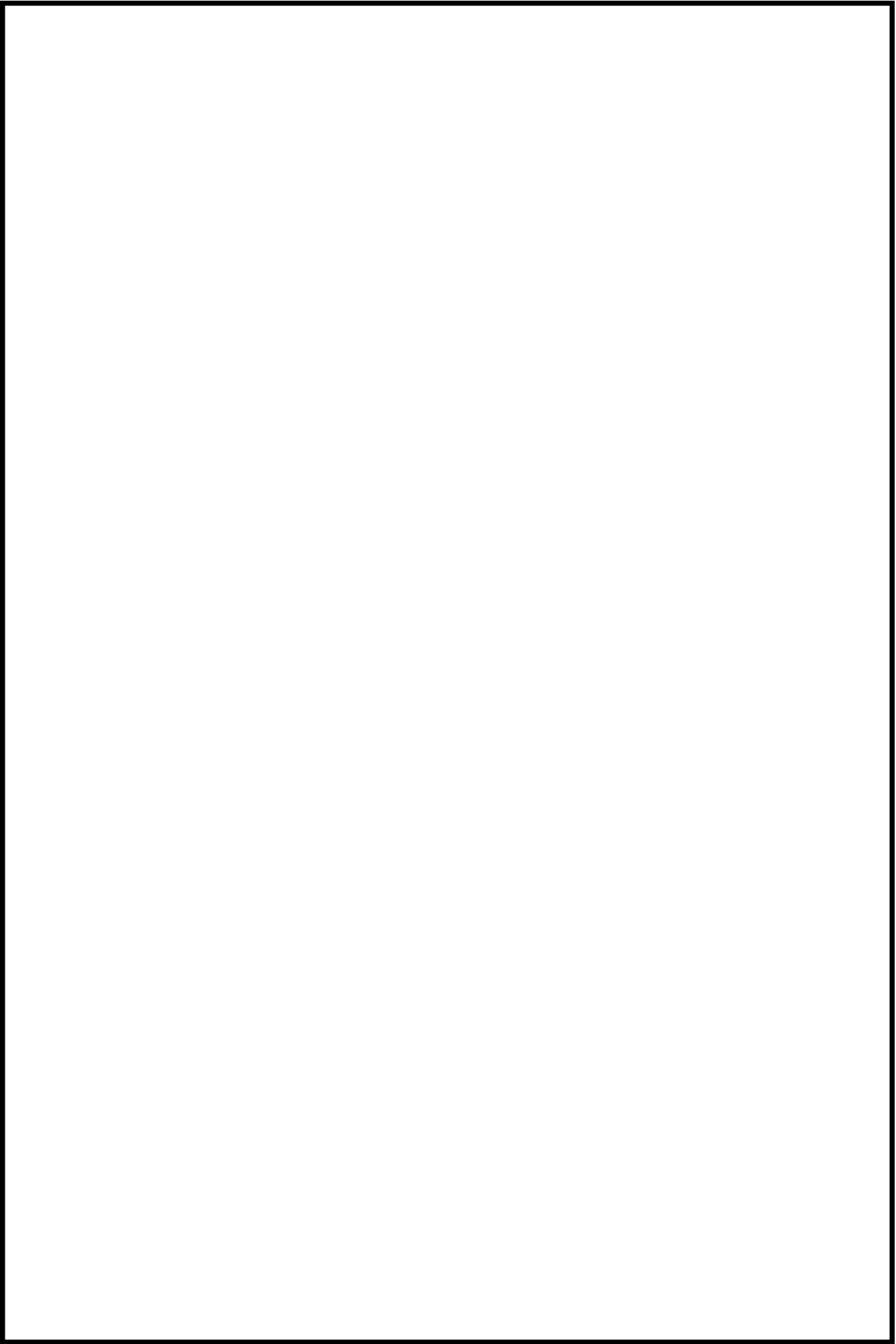


図1 TVF開発棟と接続しているトレンチ等

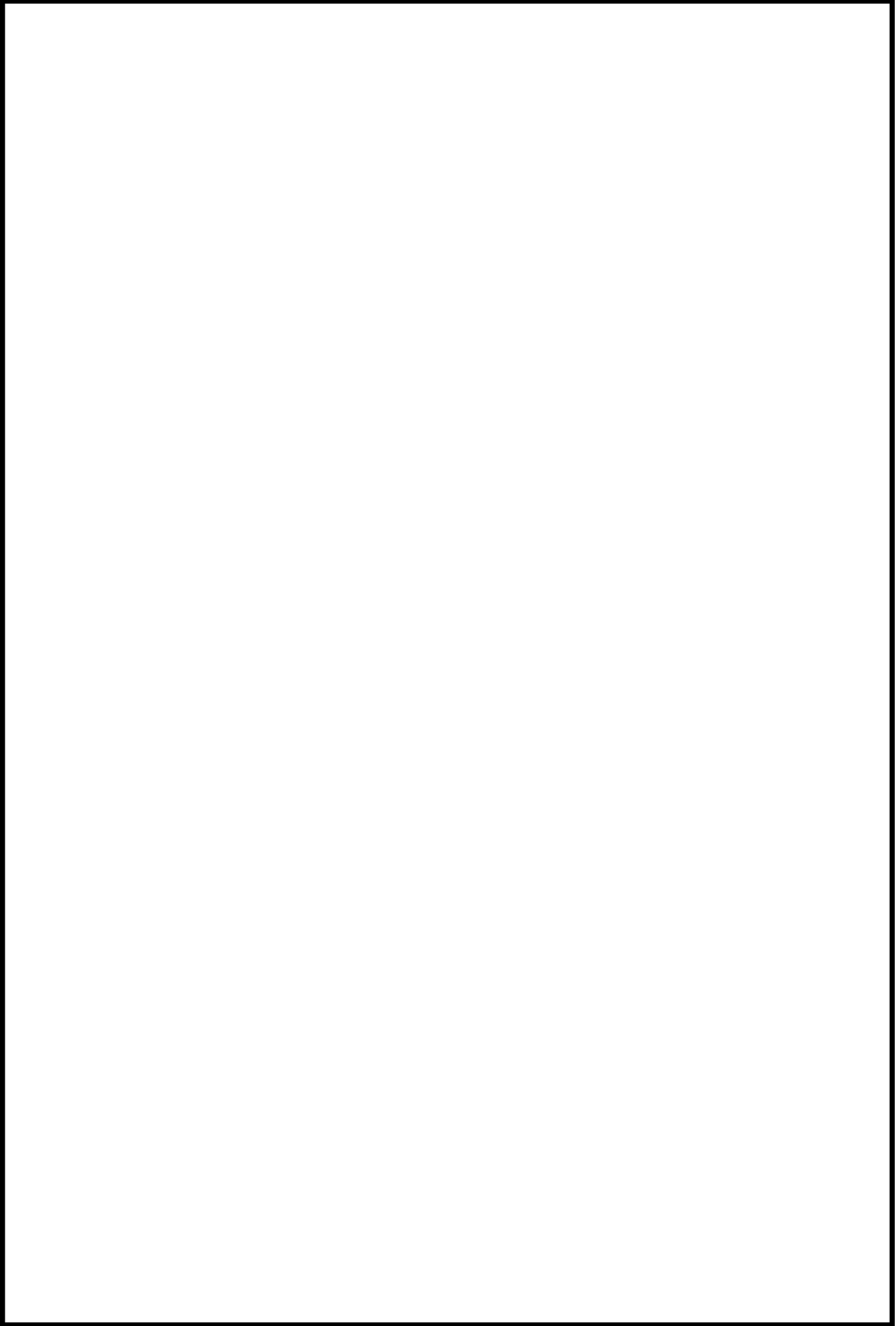


図2 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（西側）

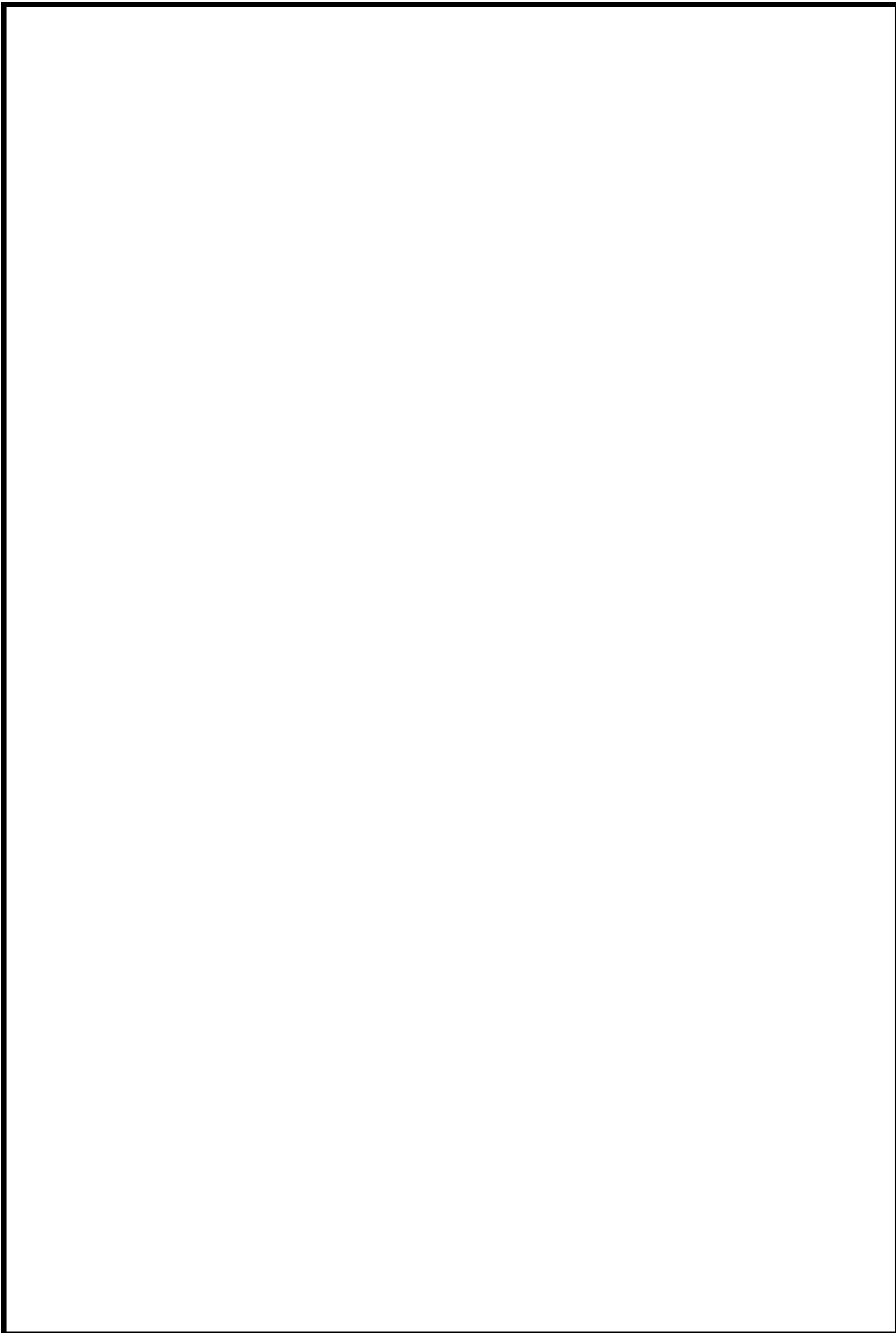


図3 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（西側）

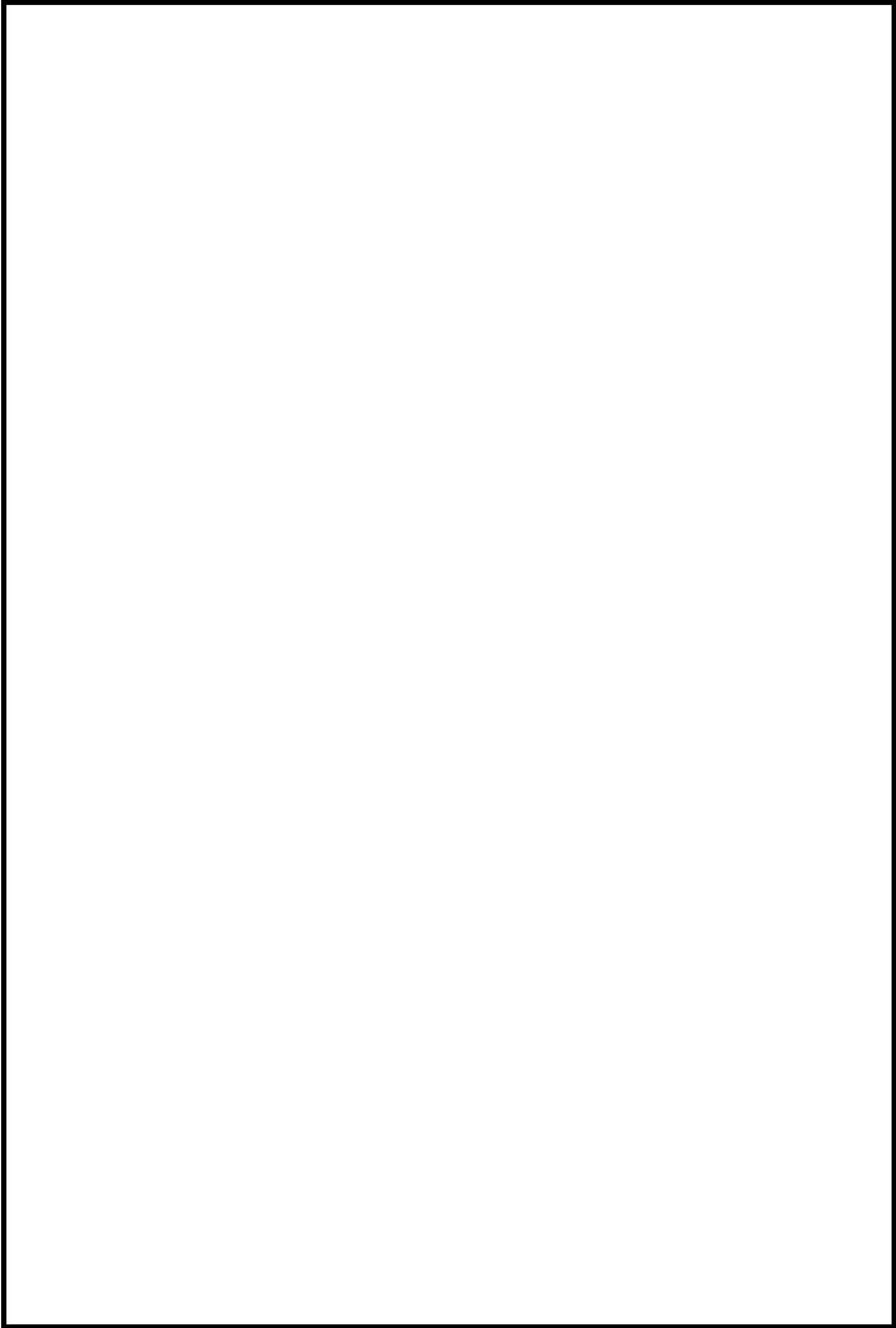


図4 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（南側）

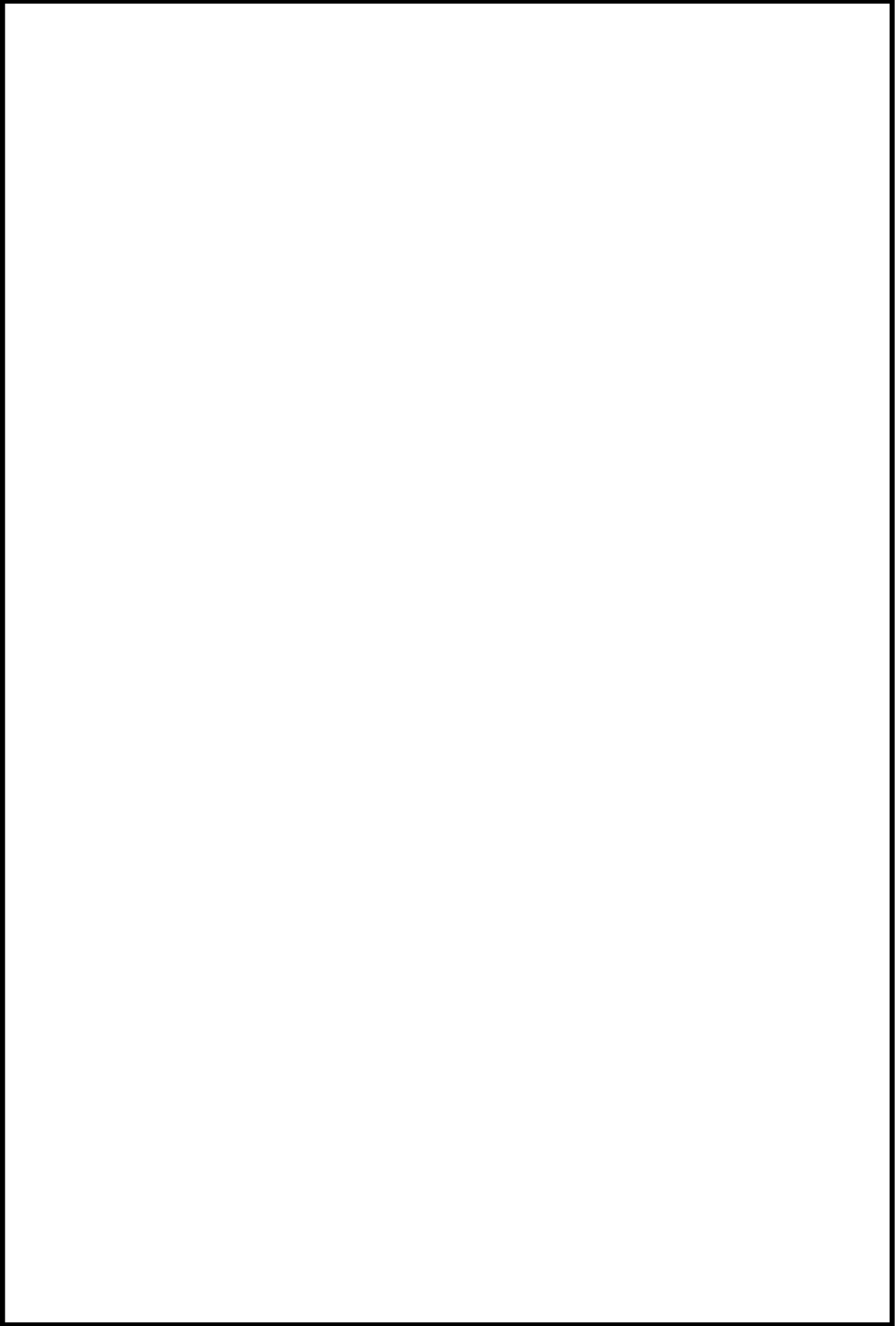


図5 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（南側）

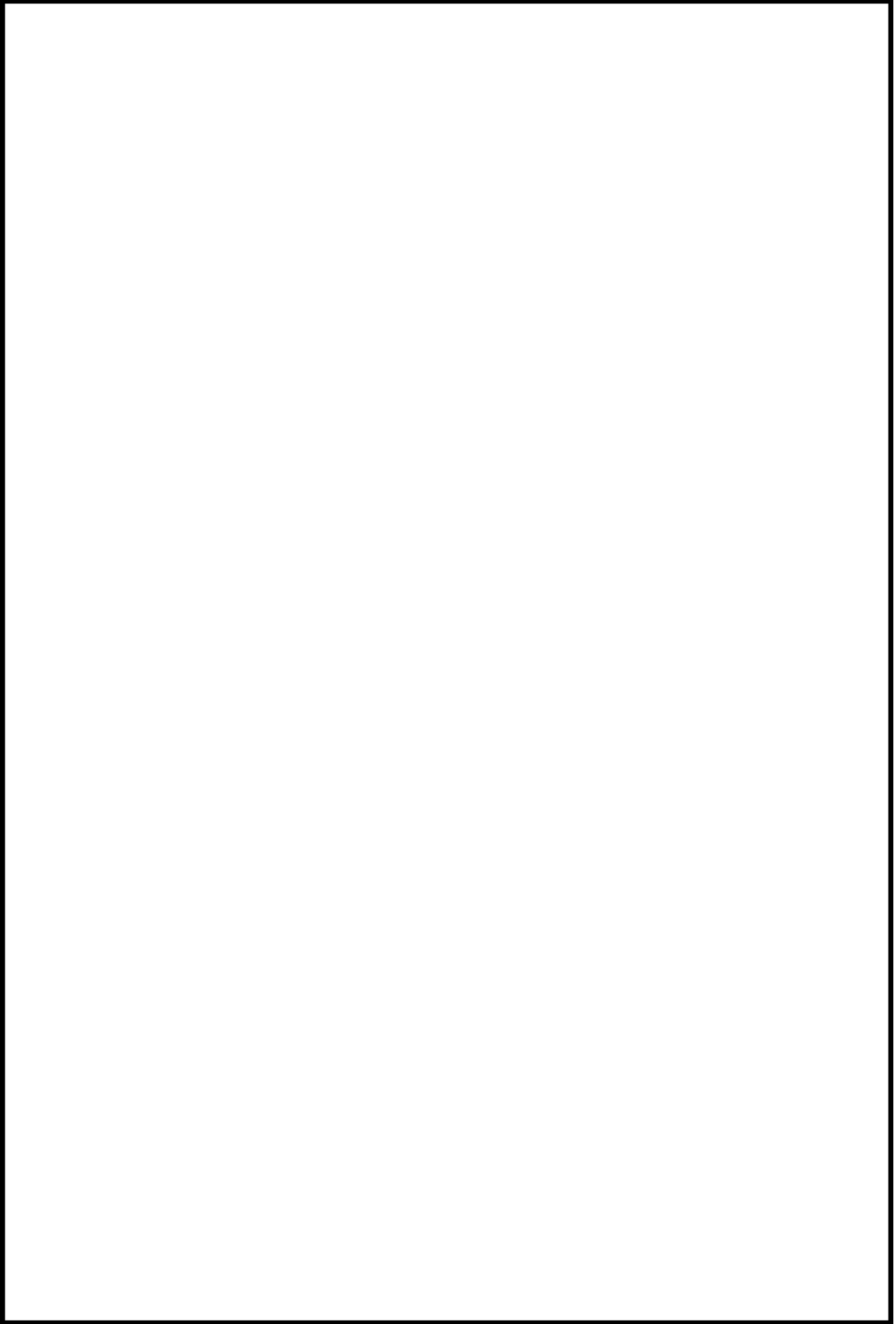


図6 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（東側）

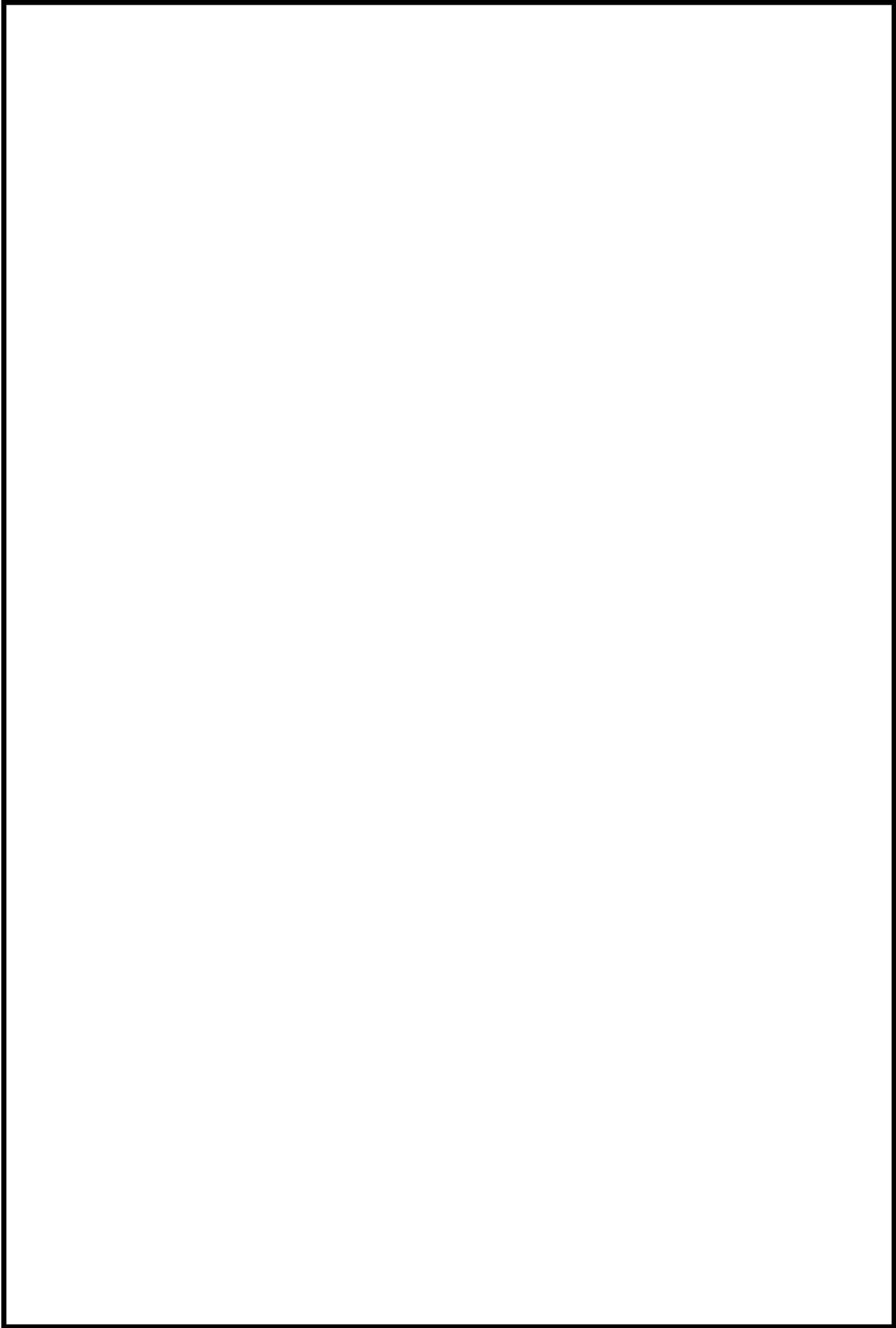


図7 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（東側）

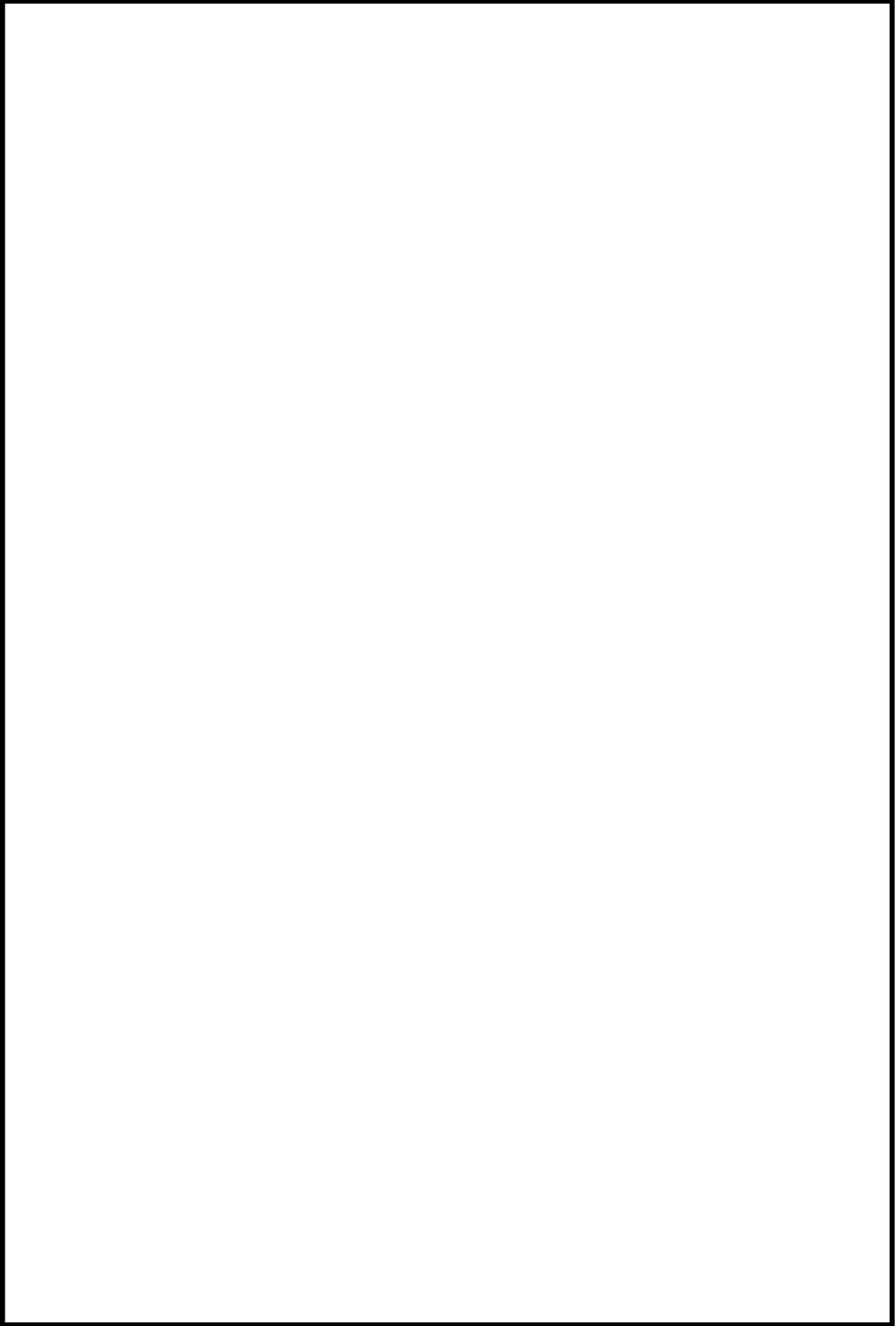


図8 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（北側）

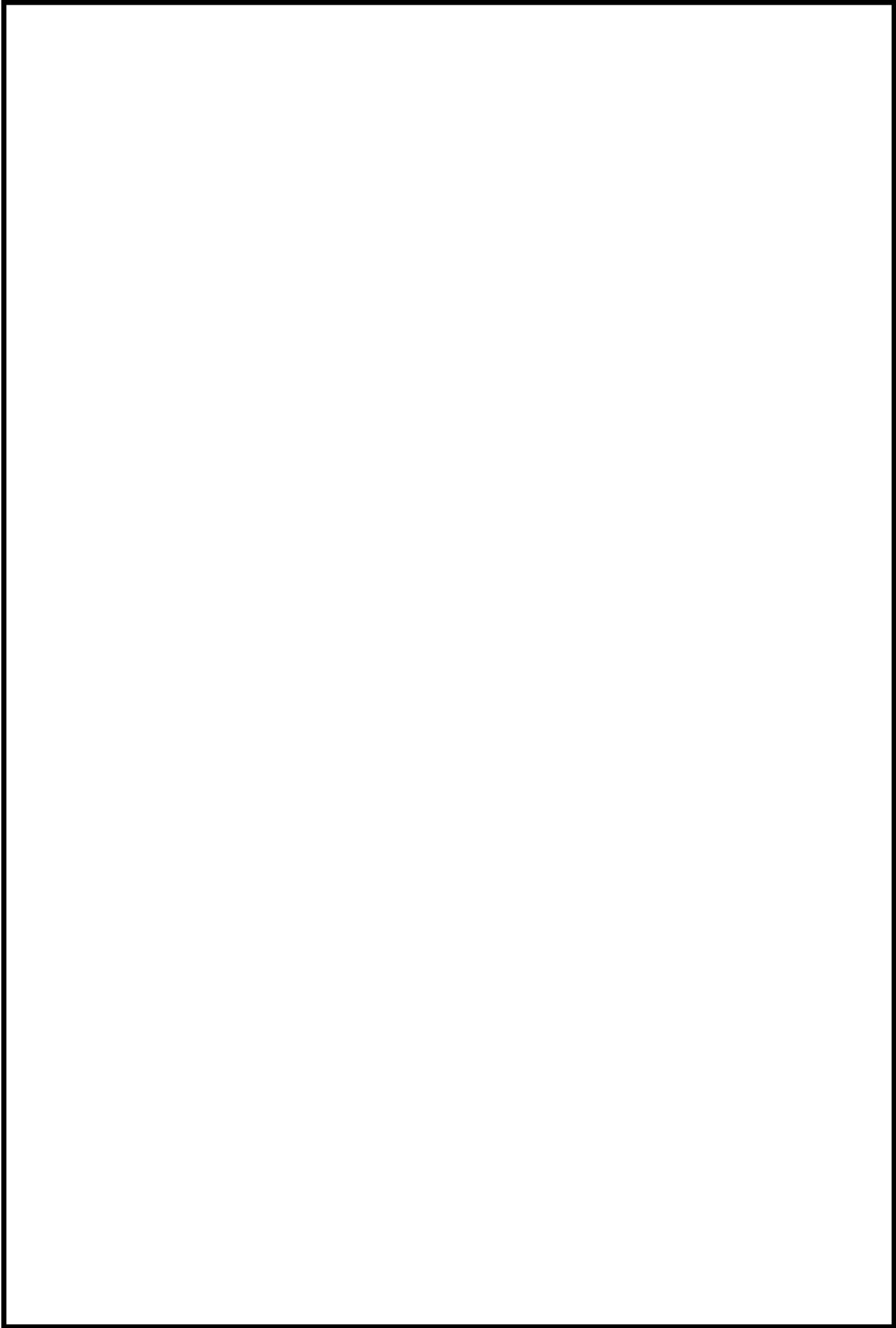


図9 TVF開発棟のトレンチ以外の壁貫通部調査（北側）

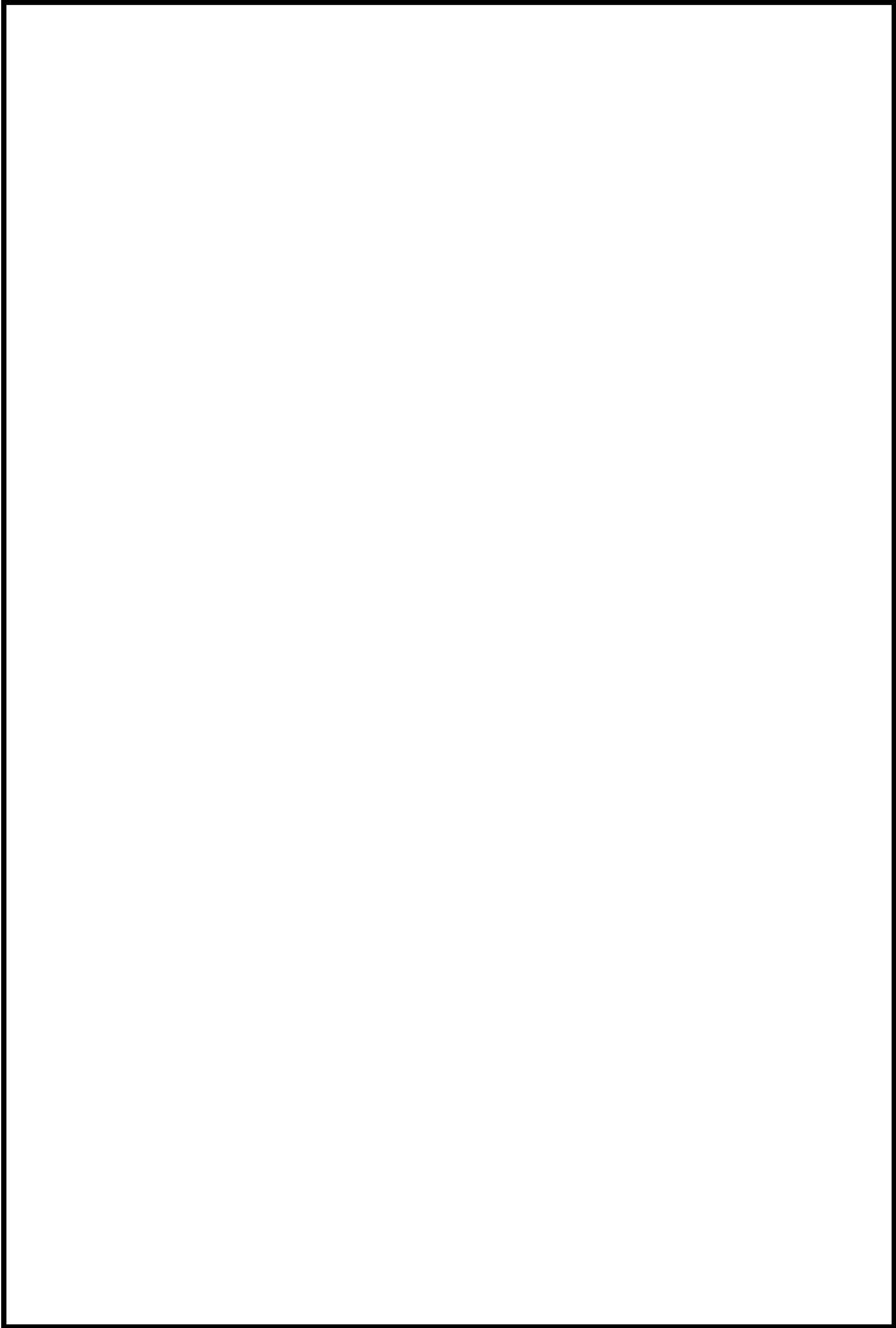


図10 TVF開発棟とT20トレンチ間の壁貫通部調査（建家内から撮影）

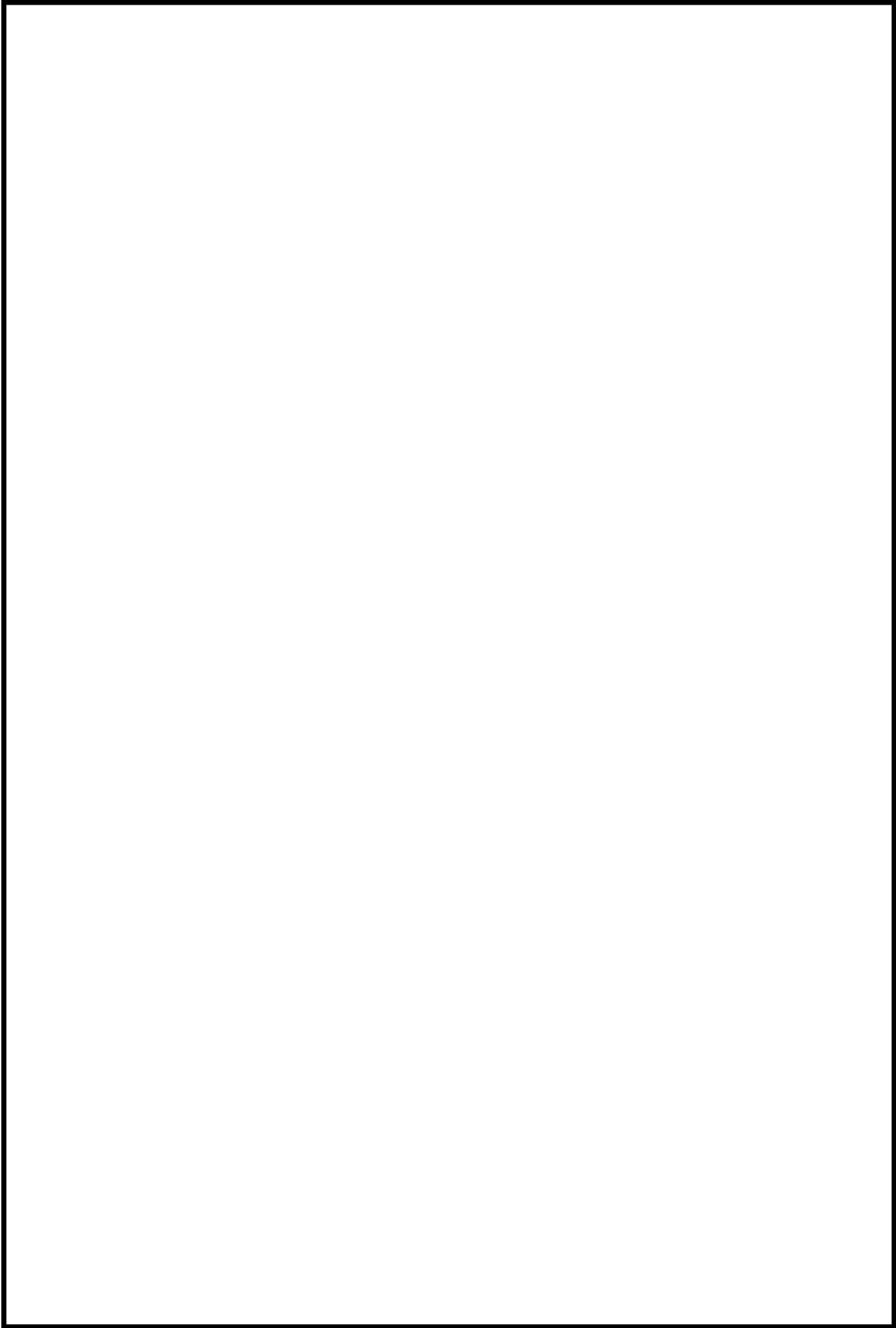


図11 TVF開発棟と連絡通路間の壁貫通部調査（建家内側から撮影）

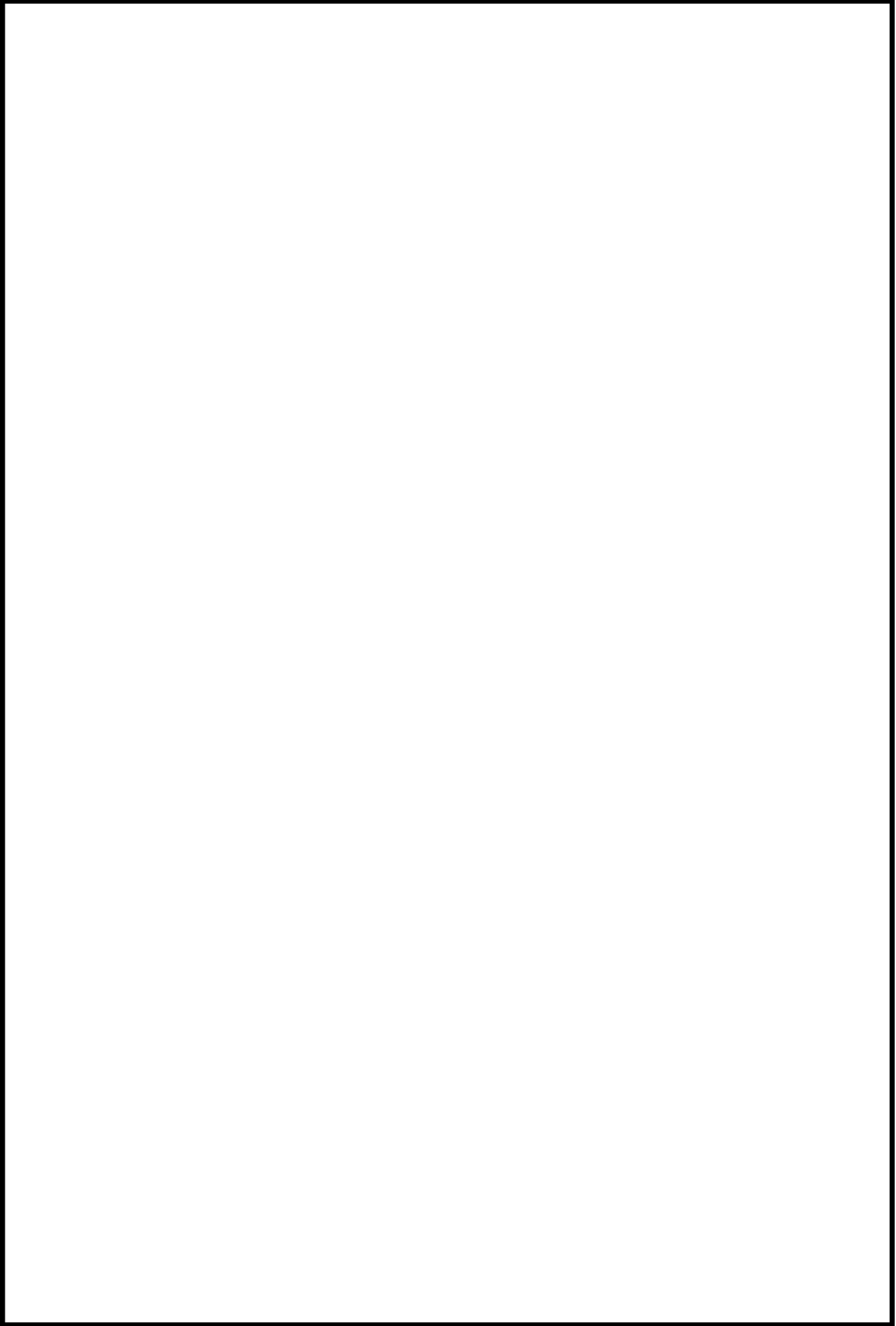


図12 TVF開発棟の屋上部分貫通部調査

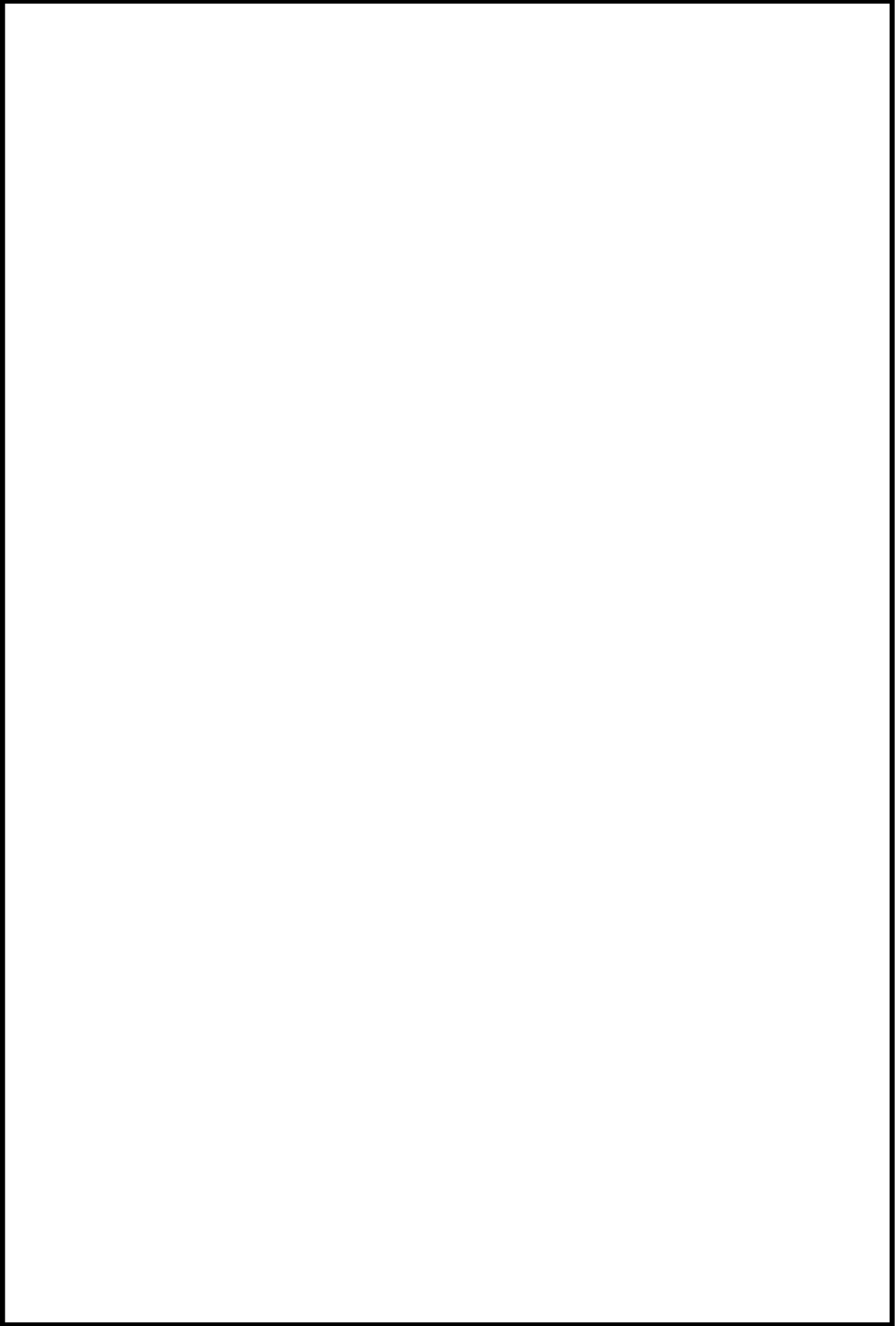


図13 TVF開発棟の屋上部分貫通部調査

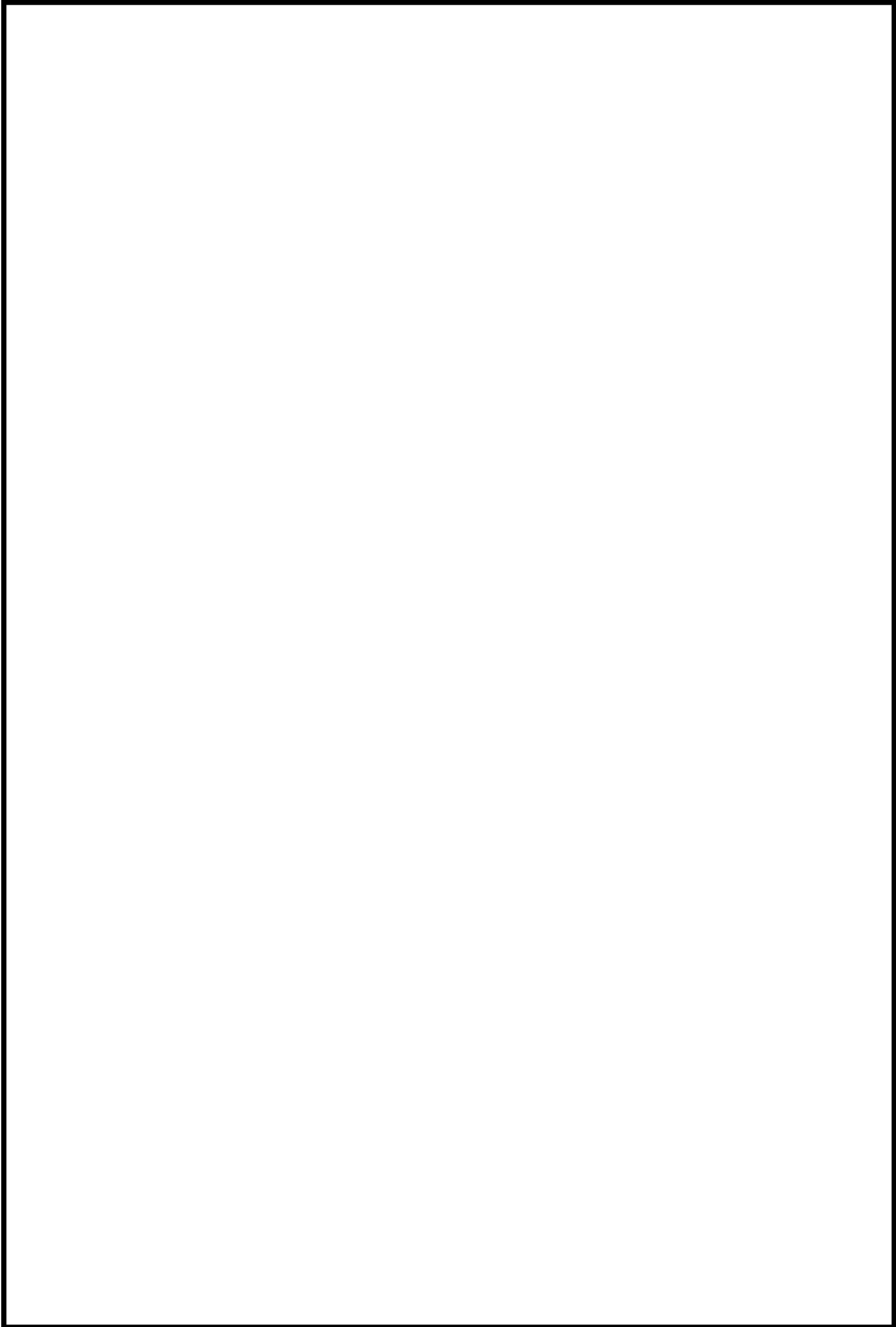


図14 TVF開発棟の屋上部分貫通部調査

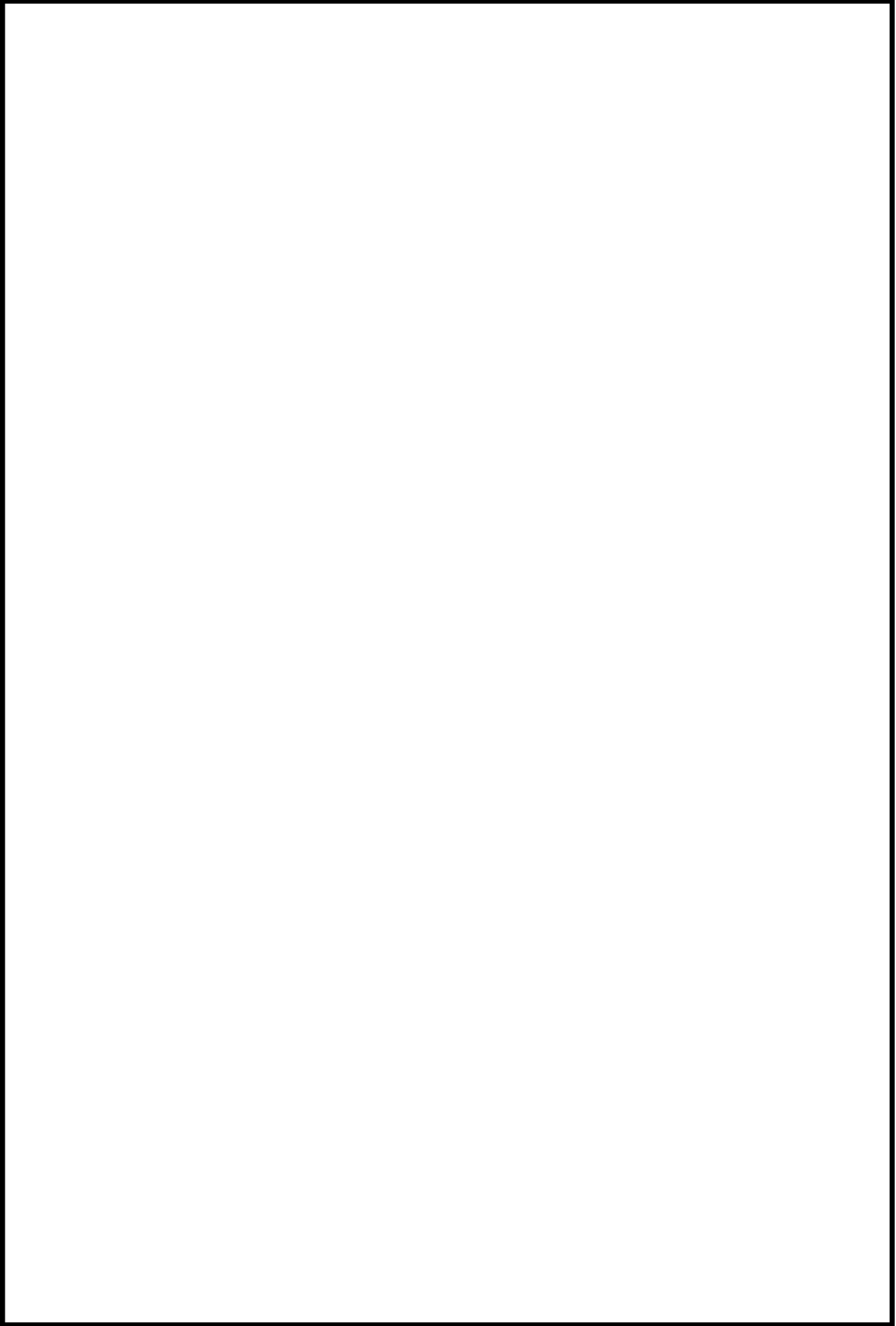


図15 TVF開発棟の屋上部分貫通部調査

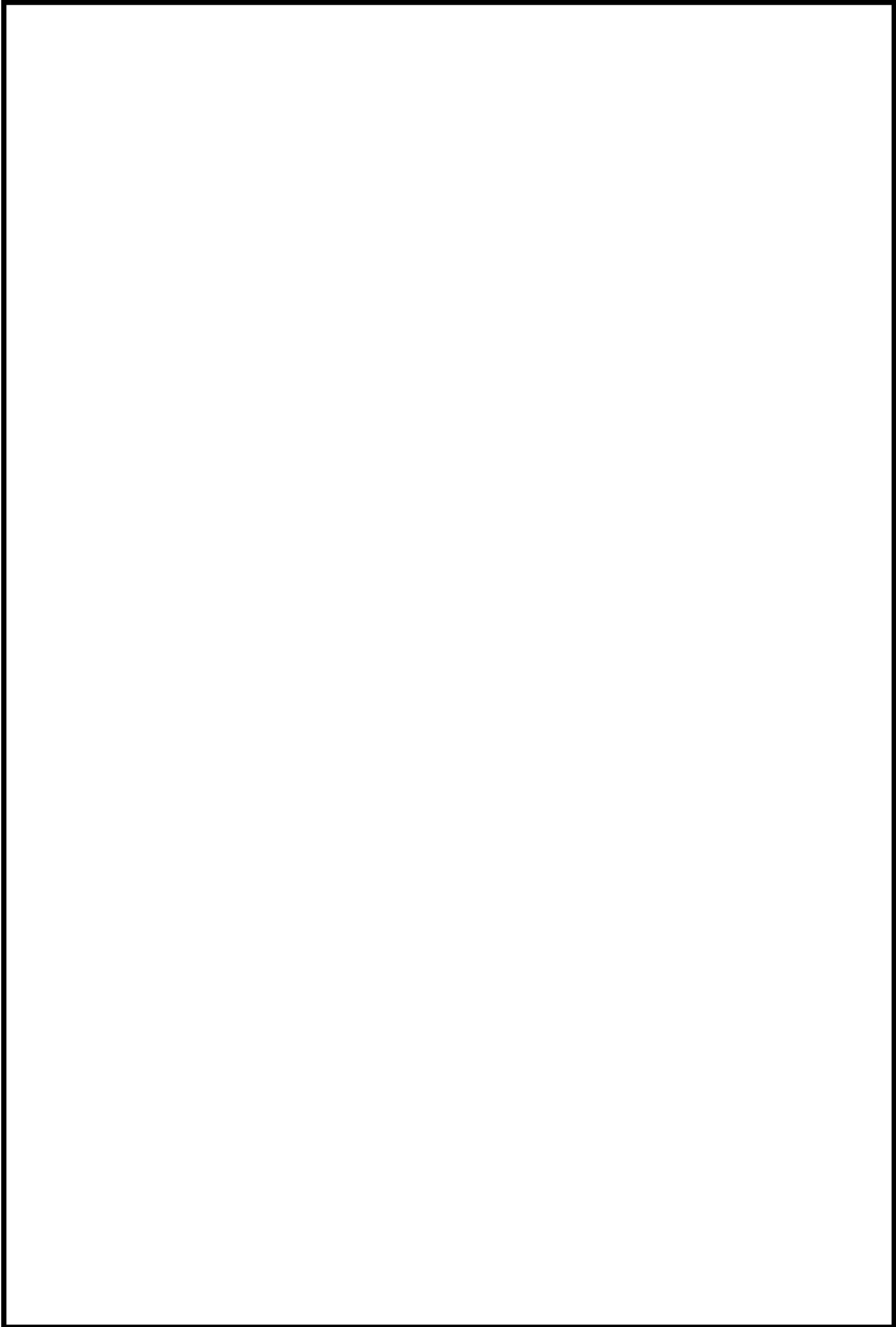


図16 建家外壁開口部の状況

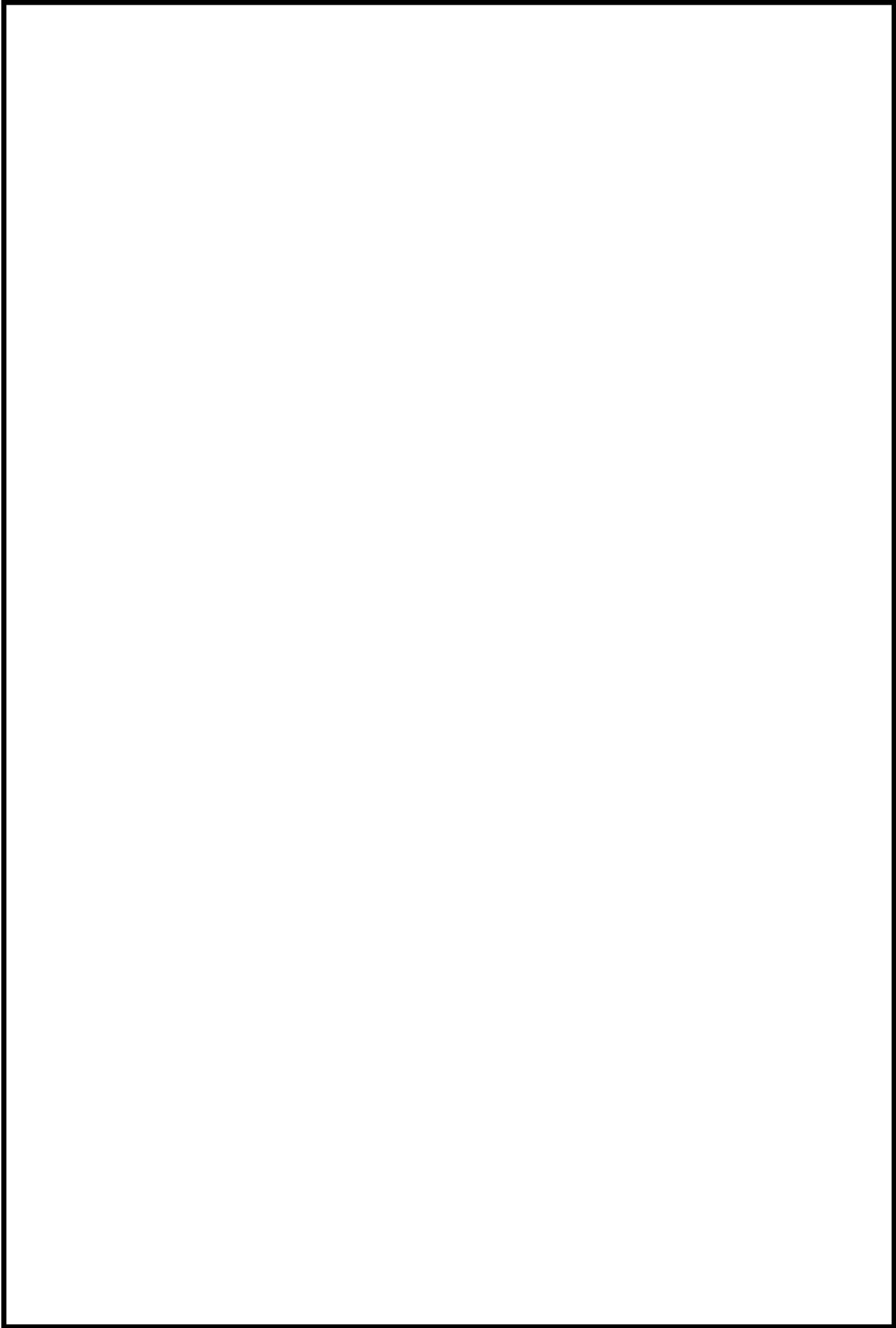


図17 浸水防止扉等の設置状況 1/2

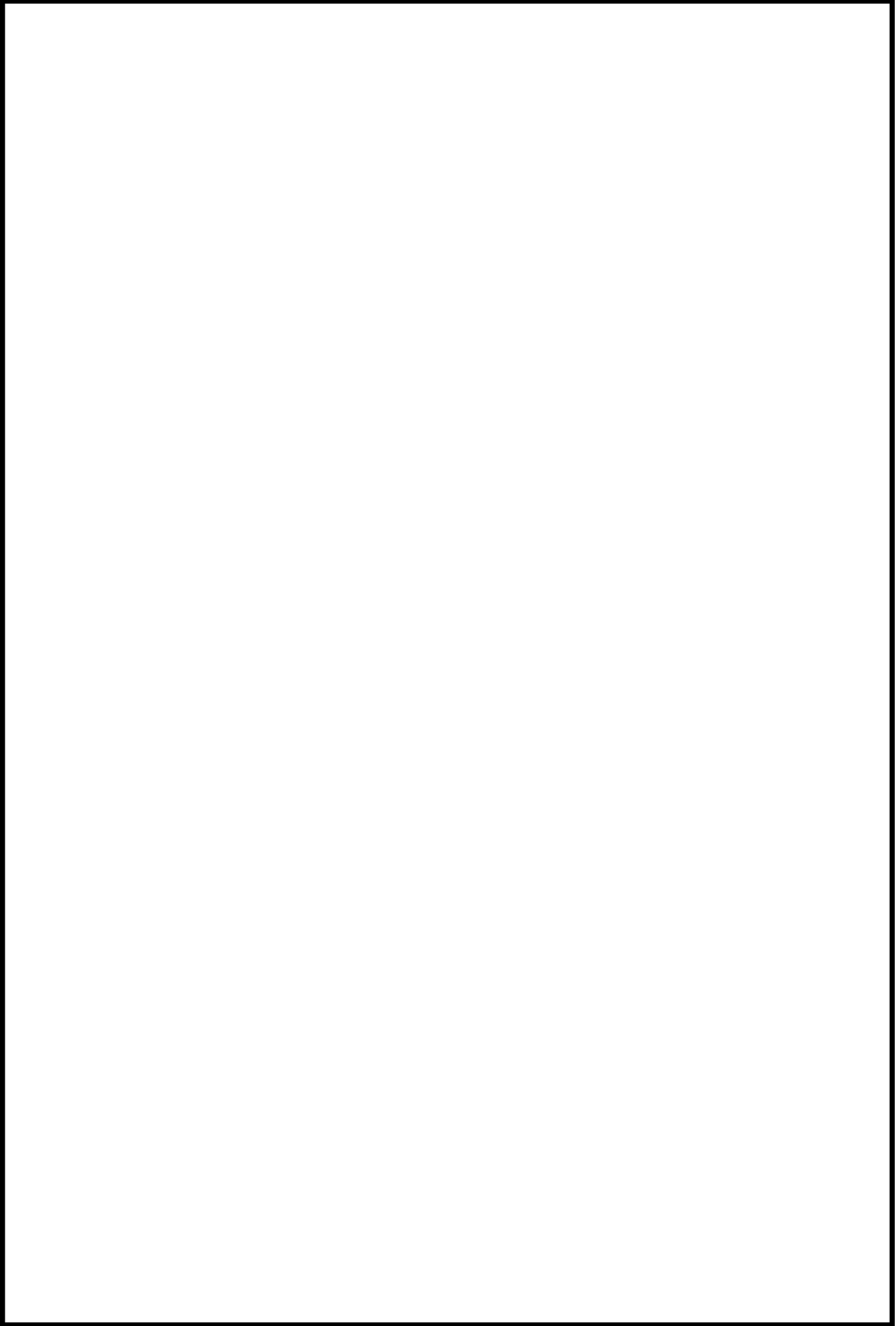


図18 浸水防止扉等の設置状況 2/2

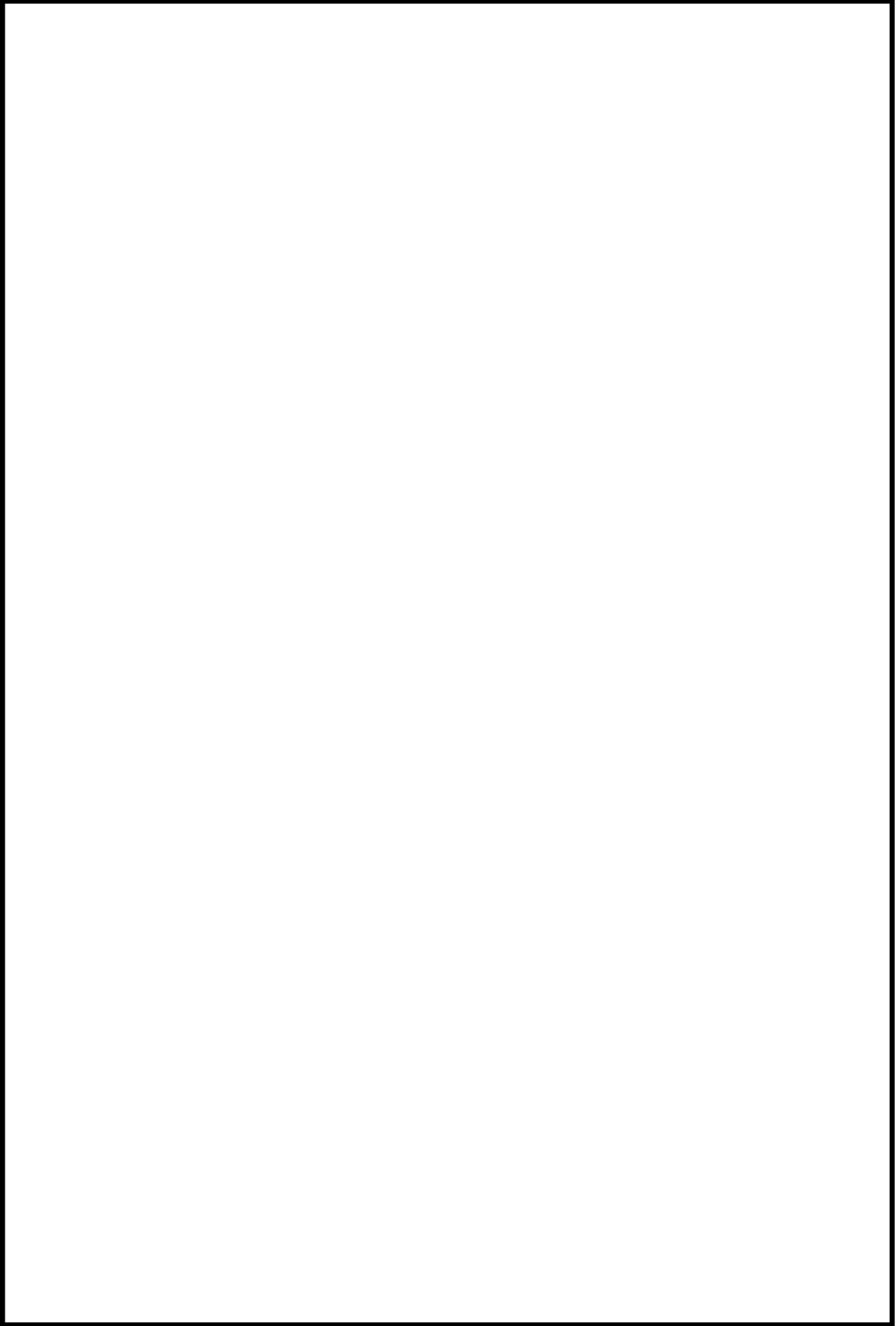


図19 T21トレンチの構造 (概要)

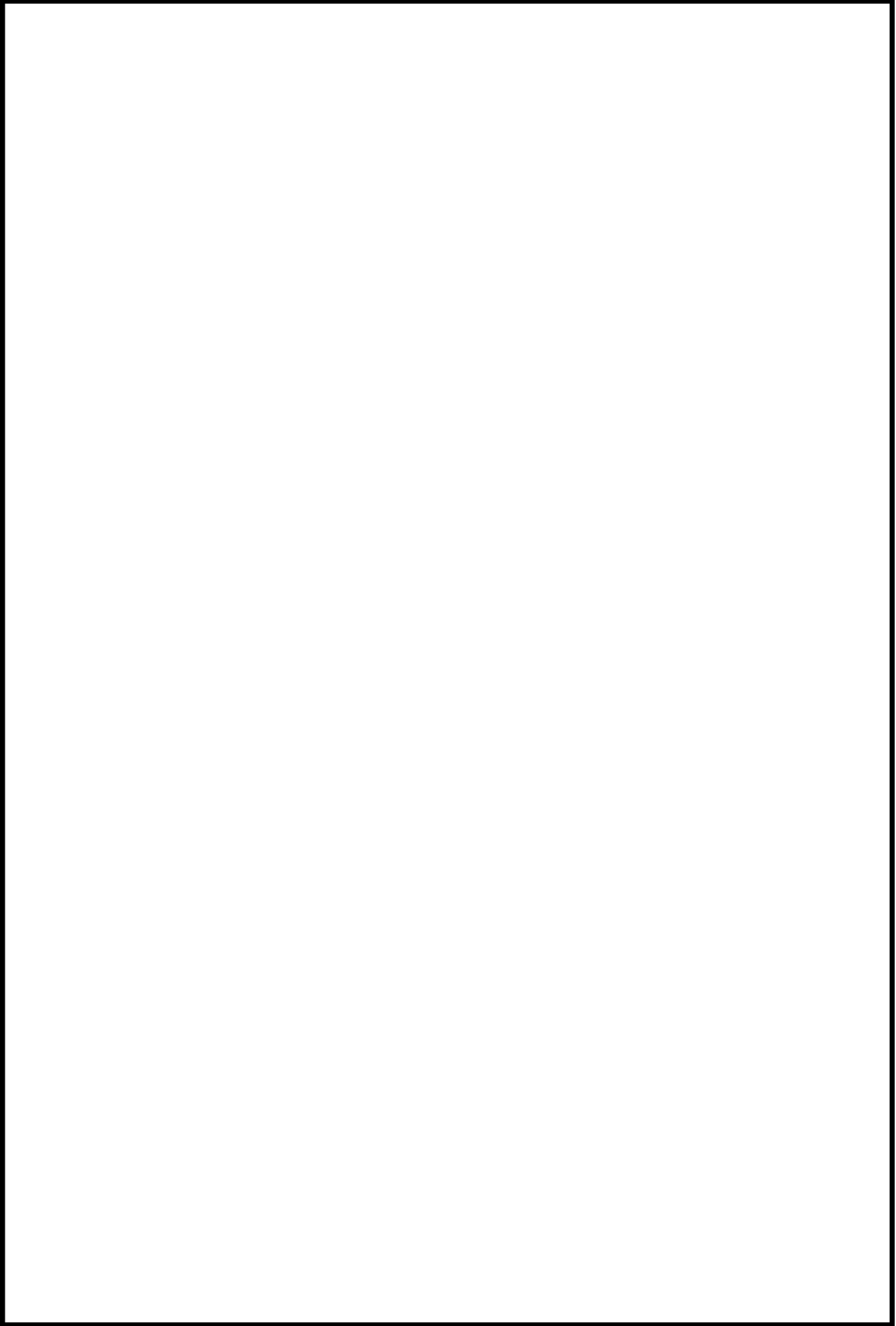


図20 T20トレンチの構造（概要）

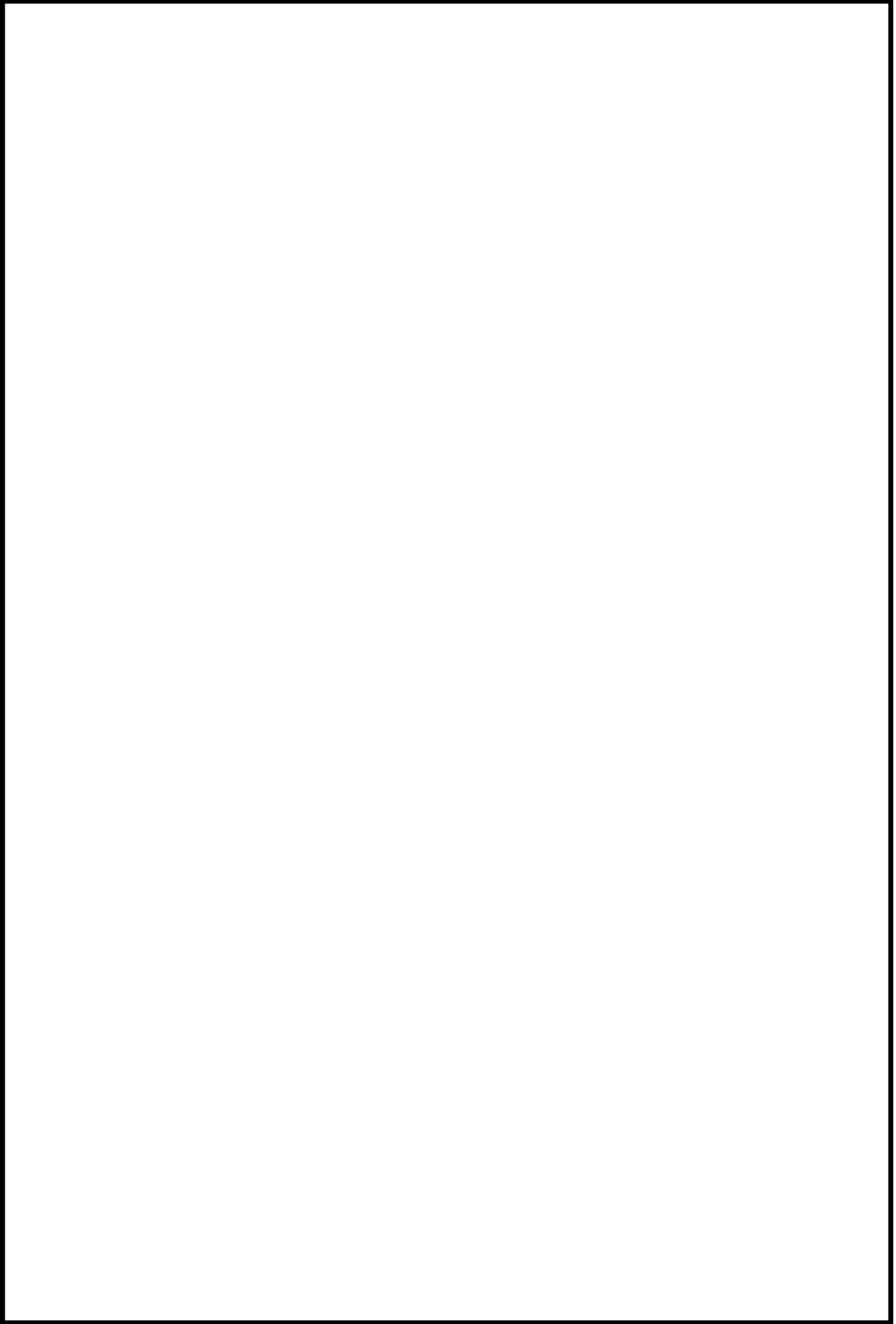


図21 T21トレンチの構造（浸水想定）

試験条件

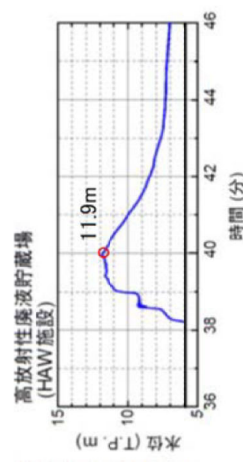
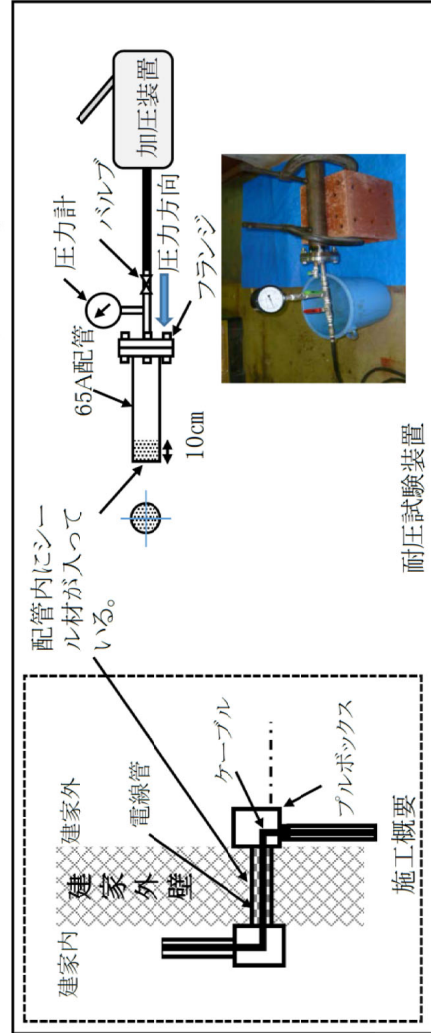
項目	条件	設定理由	備考
試験圧力	0.5 MPa	・津波波力を上回る0.5 MPaとした。	
保持時間	60分	津波の最大浸水深の時刻歴解析結果を踏まえ、保守的に設定。(図A参照)	
配管径	65A配管(SS材)	本シール材を使用した貫通配管で一番低層階にある最大の配管を模擬している。	図4 No.3 (制御ケーブル電線管)
シール材充填量	約10 cm 充填	十分保守的な条件設定で、HAW外壁厚さ約62 cmに対して、1/5以下の充填量(厚さ)とした量。	

試験結果

試験圧力	判断基準	結果
0.5 MPa	<ul style="list-style-type: none"> ・圧力低下の無いこと ・シール部からの水漏れが無いこと 	<ul style="list-style-type: none"> ・圧力低下なし ・水漏れなし

【試験結果の評価】

津波を想定した水圧をかけても漏洩が無いことを確認した。



図A HAW施設における浸水深の時刻歴解析結果



水圧0.5 MPaを保持



60分保持後、シール材部より水漏れのないことを確認

図22 シール材（難燃性気密防水材料）の耐圧試験の実施状況（R2.3.25実施）

試験条件

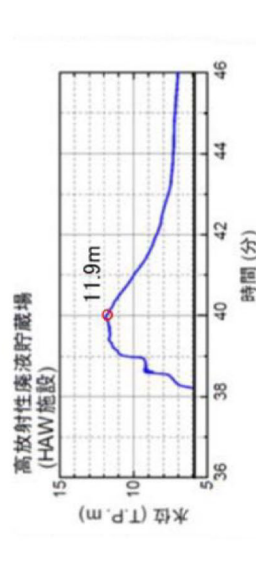
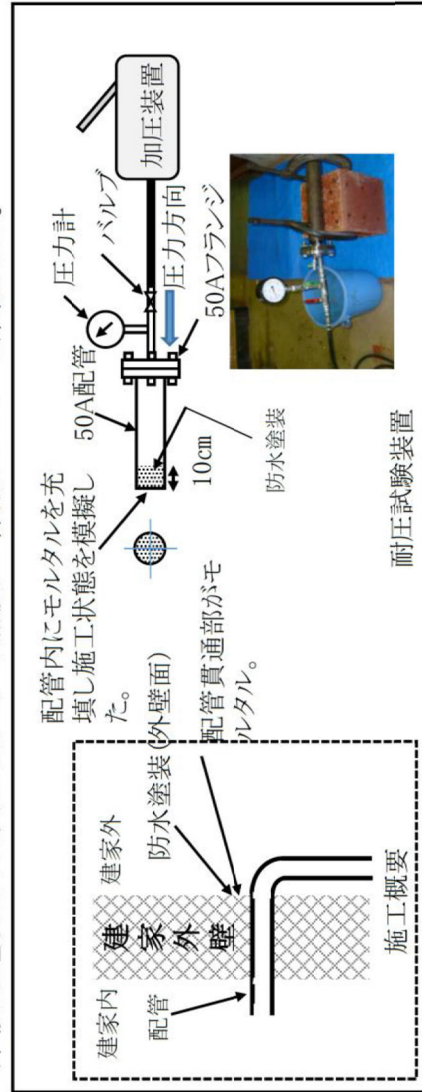
項目	条件	設定理由	備考
試験圧力	0.5MPa	・津波波力を上回る0.5MPaとした。	
保持時間	60分	津波の最大浸水深の時刻歴解析結果を踏まえ、保守的に設定。(図A参照)	
配管径	50A配管(SS材)	貫通配管で一番低層階にある最大の配管を模擬している。	図5 No.2 (非放射性廃液配管)
モルタル充填量	約10cm充填	十分保守的な条件設定で、HAW外壁厚さ約62cmに対して、1/5以下の充填量(厚さ)とした量。	

試験結果

試験圧力	判断基準	結果
0.5MPa	<ul style="list-style-type: none"> ・圧力低下の無いこと ・モルタルからの水漏れが無いこと 	<ul style="list-style-type: none"> ・圧力低下なし ・水漏れなし

【試験結果の評価】

津波を想定した水圧をかけて漏洩の有無について確認した。



図A HAW施設における浸水深の時刻歴解析結果



水圧0.5MPa保持



60分保持後、モルタル部からの水漏れ及びびじみなし

図23 モルタル充填の耐圧試験の実施状況 (R2. 5. 8実施)

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の
建家内へ浸水した場合の影響について

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟(以下「TVF 開発棟」という。)の壁貫通部の構造上、建家内に浸水することは考えにくいですが、浸水した場合の影響について以下のとおり検討した。

(1) T20 トレンチ内の壁貫通部(図 1 参照)

T20 トレンチは定期的な点検・保守作業等のため、作業員が内部に入ることができるようマンホール等の地表開口部を有しており、津波発生時に浸水するおそれがある。このため、T20 トレンチ内に津波が流入した場合を想定し、T20 トレンチと TVF 開発棟の接続部のうち、貫通配管が最も多い接続部①において、貫通配管の周囲のシール材やモルタルが損傷した場合の浸水の影響を評価した。TVF 開発棟の外壁から水が流入した場合、地下 1 階のフロアドレンや階段室を通り地下 2 階へと流れ込む。その後、水は地下 2 階のフロアドレンから廃水貯槽に流入する又は二重スラブ入口から床下の二重スラブへ流入する。流入が継続し廃水貯槽が満水になった場合、地下 2 階のフロアドレンから水があふれ出し、あふれ出した水は地下 2 階の四隅に設置されている二重スラブ入口から、床下の二重スラブに集約される。二重スラブは地下浸透水を貯留することができる空間であり、地下 2 階の床下に設けられている(図 2 参照)。

T20 トレンチと TVF 開発棟の接続部①の貫通配管の周囲に 5 mm の隙間が発生した場合を想定すると、浸水量は約 360 m³であり、二重スラブ(約 2500 m³)が満水になることはない。

(2) その他の壁貫通配管等(図 3 参照)

その他の壁貫通配管等の評価としては、TVF 開発棟建家外壁の貫通部のうち、貫通部に作用する津波荷重が大きくなる建家 1 階に位置し貫通部の面積が大きい箇所として、HAW 信号ケーブル及び航空障害灯ケーブル(電線管外径 80 mm)を対象に選定した。津波により建家外壁に据え付けられたプルボックスが破損し、内部の電線管から建屋内に水が流入した場合を想定し評価した。当該箇所から水が流入した場合、地下 1 階のフロアドレンや階段室を通り地下 2 階へと水が流れ込み、(1)のモデルと同様に最終的に二重スラブに集約される。この場合の浸水量は約 43 m³であり、二重スラブ(約 2500 m³)が満水になることはない。

また、二重スラブに溜まった水については、二重スラブ内の湧水ピットから既設のポンプ(5 m³/h)により移送できることに加え、中型送水ポンプやエンジン付きポンプ等を使用し排水することが可能である(図 4 参照)。浸水した場合の排水方法については、継続的な訓練を実施し、事故対処設備での対応が確実にできることを確認していく。

以上

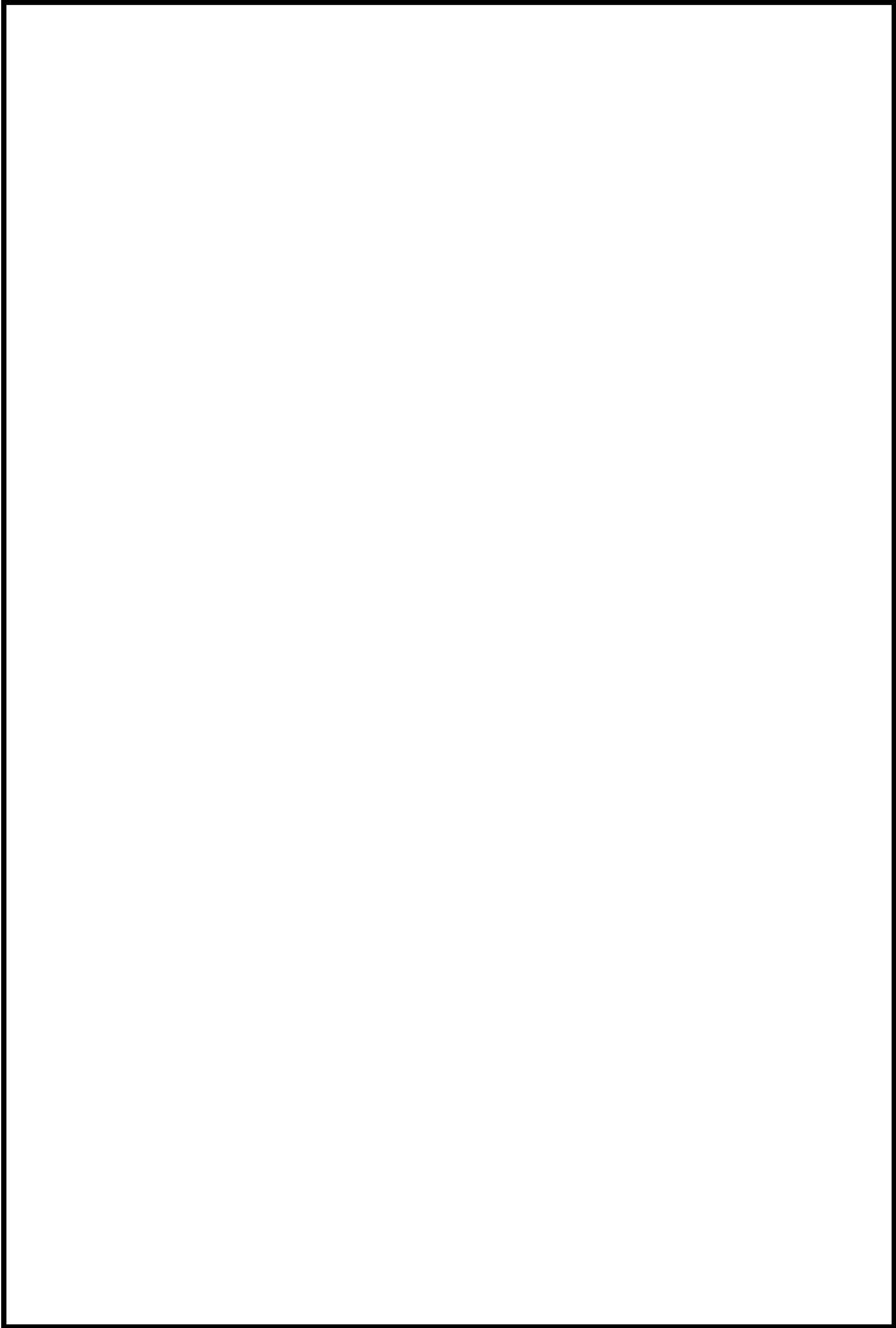


図1 建家内へ浸水した場合の影響 (T20トレンチとの接続部)

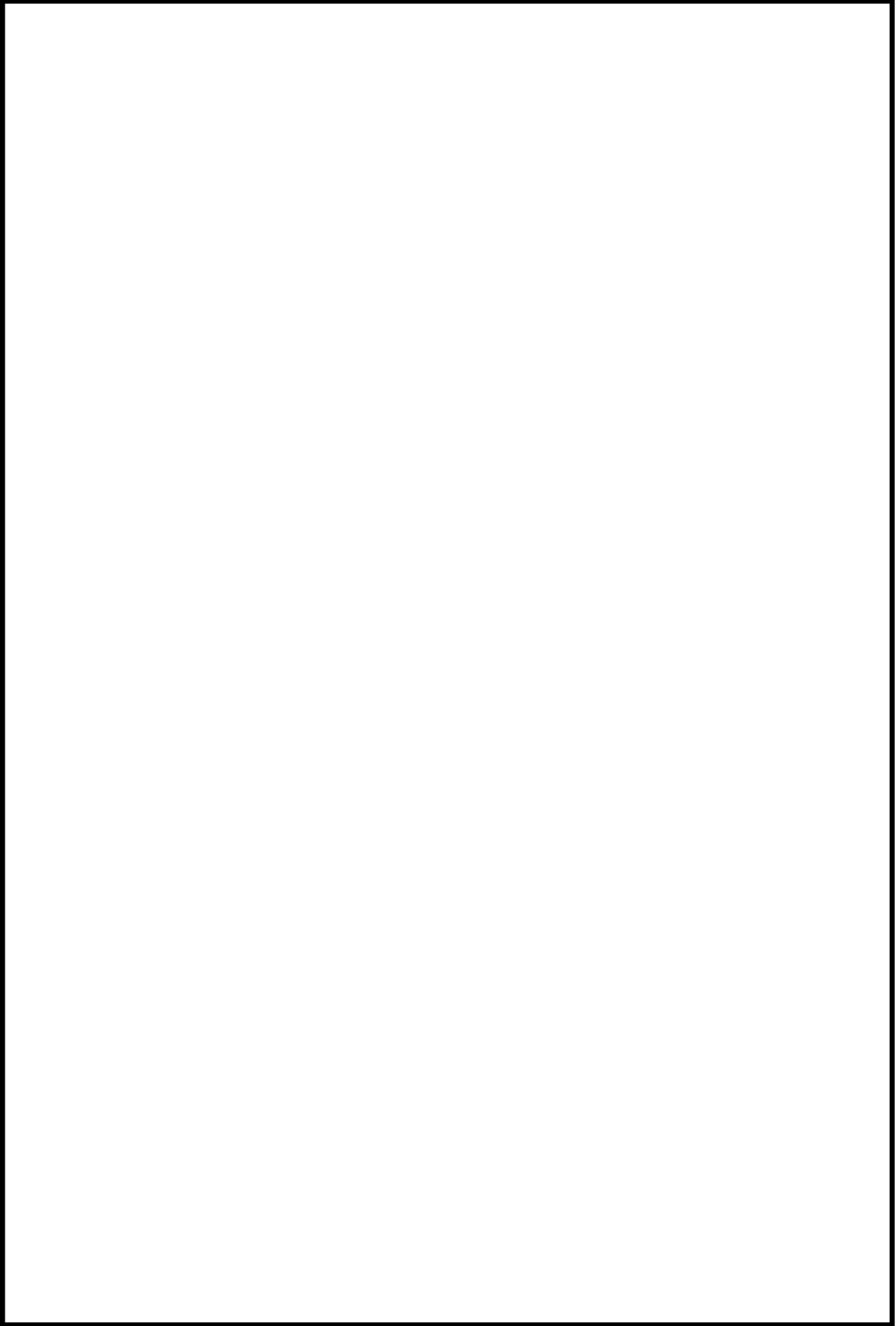


図2 TVF開発棟の二重スラブの構造（概略）

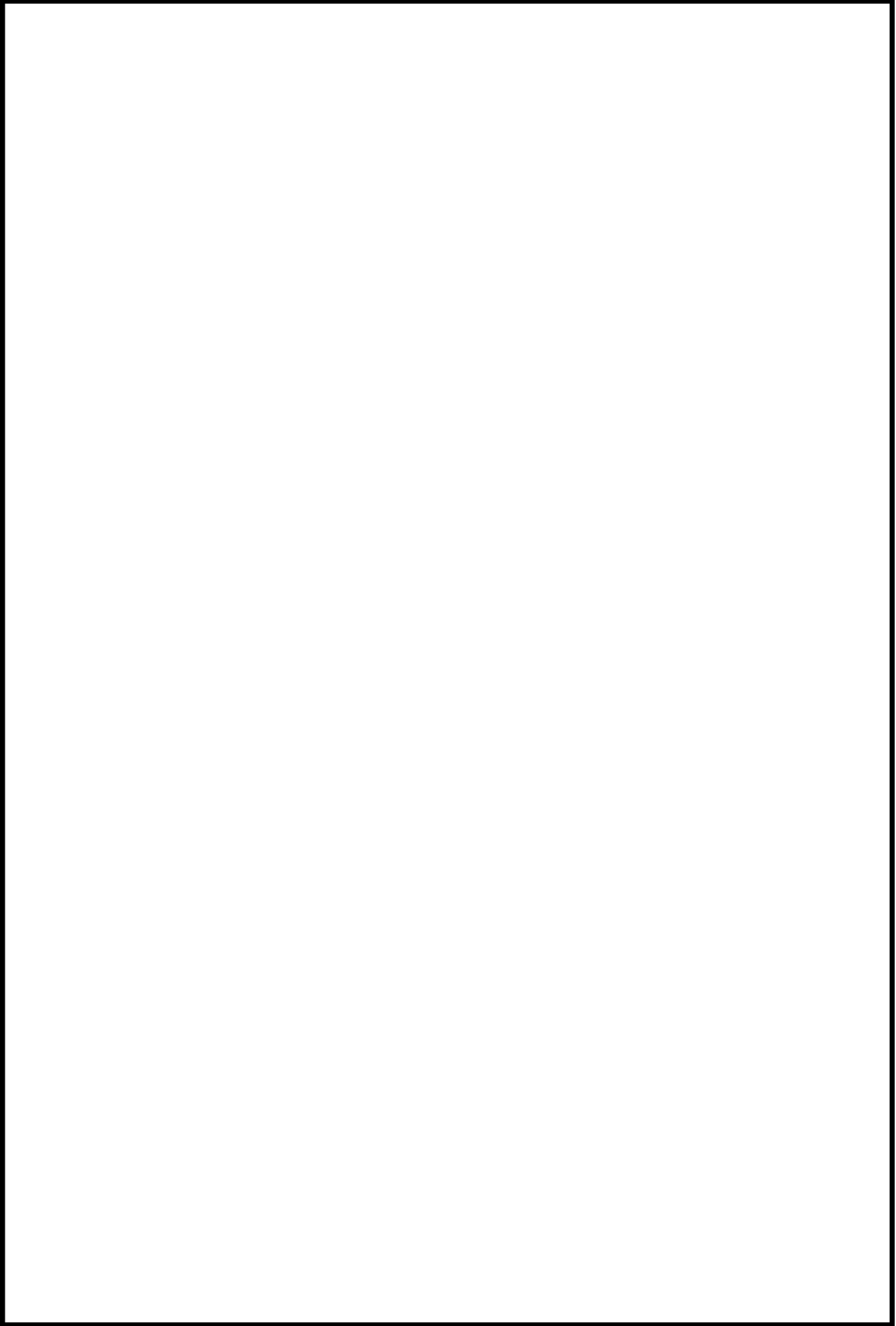


図3 建家内へ浸水した場合の影響（壁貫通部）

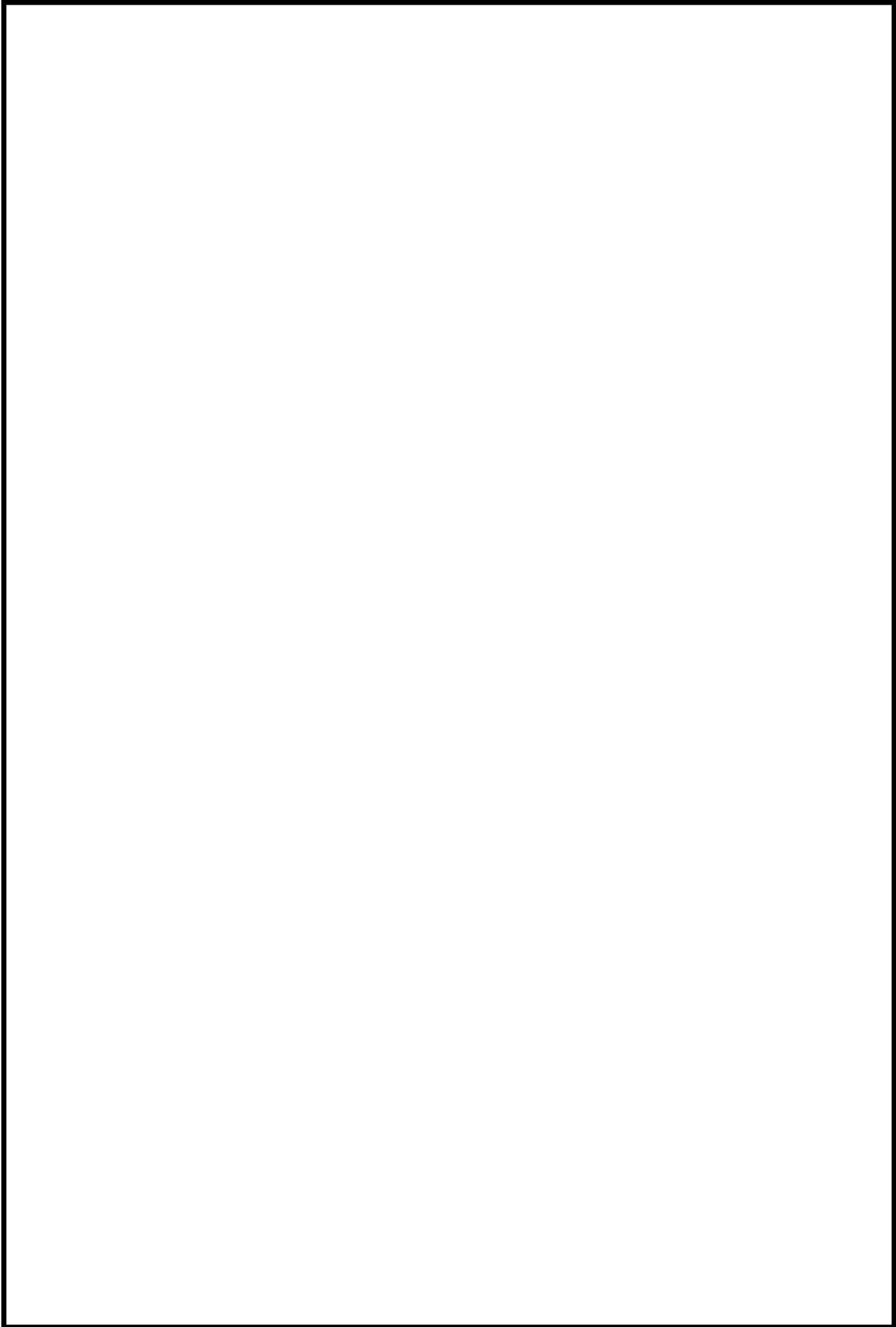


図4 建家内からの排水方法（概略）