

1. 7. 設計用荷重

(1) 荷重諸元

建築基準法施行令第 83 条に従い設定する。

なお、各荷重の符号は建築基準法施行令第 82 条に従っている。

1) 固定荷重(G)

固定荷重は、既存建物の柱、梁、床、屋根、壁、その他建物部材の自重、新規制基準に対応する各種対策に係る全ての部材の重量を考慮した荷重とする。

鉄筋コンクリート部材の場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 表 7.1」により単位体積重量を 24kN/m^3 とする。

また、鉄鋼部材の場合には、「日本産業規格 (JIS)」による単位体積重量を SI 換算し、 77kN/m^3 とする。

柱、大梁、スラブ、壁の重量は、一貫構造計算ソフト内での自動計算により算出され、二次部材や各建具等については、個別に重量を積算する。

クレーン荷重については、建物構造に対して耐震検討上最も厳しくなるクレーン位置を想定し、その状態におけるクレーンガーダー反力を建物主構造梁に集中荷重として設定する。

2) 積載荷重(P)

床部分は土間コンクリートのため、積載荷重は直接地盤に伝達されるとし、省略する。

屋根については、基本的に本建物建設時の構造計算書で適用されている積載荷重とし、建築基準法施行令第 85 条に従い、現地調査による設備機器重量と配置の確認等により、実況に応じた積載荷重を設定した。

屋根の積載荷重を添説建 2-VII. 1. 7-1 表に示す。

添説建 2-VII. 1. 7-1 表 積載荷重

設計対象 用途		床	小梁	大梁	地震
		(N/m^2)	(N/m^2)	(N/m^2)	(N/m^2)
R 階	屋根				

3) 積雪荷重(S)

建築基準法施行令第 86 条に従い、積雪荷重を計算する。積雪荷重は、建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

4) 風荷重(W)

建築基準法施行令第 87 条に従い、風圧力を計算する。風圧力は建築基準法施行令第 82 条により、短期に生じる力とする。

5) 地震荷重(K)

建築基準法施行令第 88 条に従い、地震力を計算する。

昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1～第 3 より

地震地域係数	: $Z = 1.0$
地盤種別	: 第 2 種地盤 $T_c = 0.6$
建築物の設計用一次固有周期	: $T = 0.03h = 0.03 \times 6.563 = 0.196(\text{sec})$
振動特性係数	: $R_t = 1.0$ ($T < T_c$ の場合)
せん断力分布係数	: $A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$ $\alpha_i = \Sigma W_i / W$

建築基準法施行令第 88 条より

地震層せん断力係数	: $C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
標準せん断力係数	: $C_o = 0.2$ (一次設計) $C_o = 1.0$ (二次設計)
地震層せん断力	: $Q_i = n \times C_i \times \Sigma W_i$

耐震重要度に応じた割増係数	: $n = 1.0$
当該階の重量	: W_i
当該階より上の固定荷重と積載荷重の和	: ΣW_i
地上部分の全重量	: W
建築物の高さ	: $h = 6.563 \text{ m}$

ここで i は、当該階を示す。

地震時の水平力を添説建 2-VII. 1.7-2 表に示す。

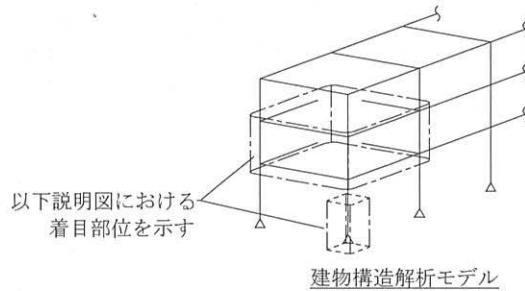
添説建 2-VII. 1.7-2 表 地震時水平力

階	共通パラメータ				一次設計用		二次設計用	
	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	n	C_{i1}	Q_{i1} (kN) = $n \times C_{i1} \times \Sigma W_i$	C_{i2}	Q_{i2} (kN) = $n \times C_{i2} \times \Sigma W_i$
1								

上記には「鋼構造設計規準」に基づきクレーンの吊り荷の重量は含んでいない。

(2) 解析モデルの荷重設定

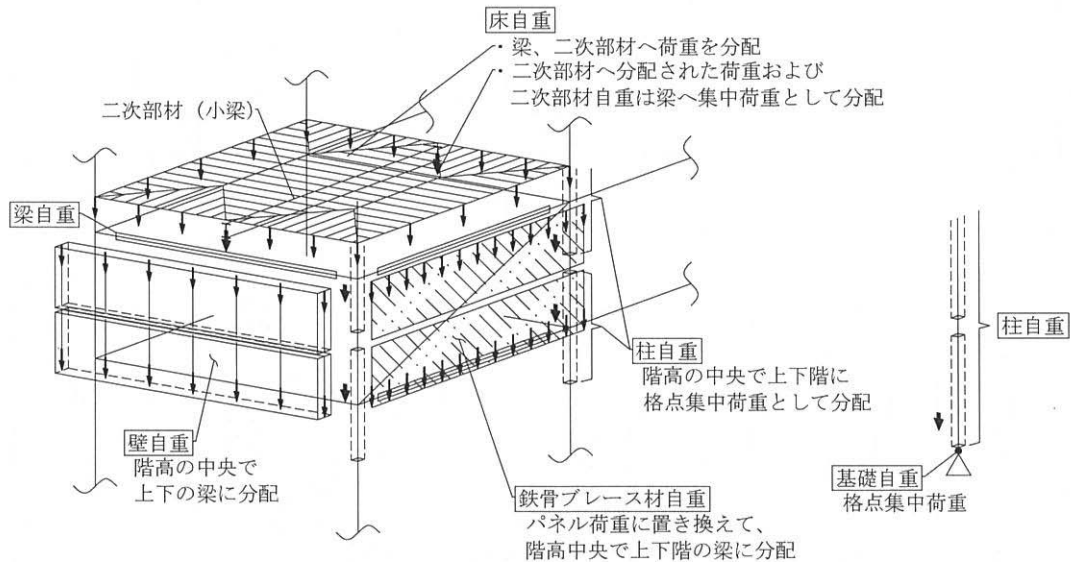
解析モデルへの長期荷重、短期荷重の設定方法概要を以下の説明図にて示す。



1) 長期荷重

a) 固定荷重

柱、梁、床、壁、基礎及びその他建物部材の自重は、以下の方法にて解析モデルに設定される。



b) 積載荷重

単位面積当りの積載荷重については、床自重の設定方法と同様とする。

2) 短期荷重

短期荷重のうち地震荷重については、以下の方法にて解析モデルに設定される。

a) 一次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、一次設計用地震層せん断力係数 (C_{i1}) を乗じた地震荷重を X 方向、Y 方向の正負加力として設定する。

b) 二次設計用地震荷重

各階に分配された長期荷重（固定荷重、積載荷重）それぞれに、二次設計用地震層せん断力係数 (C_{i2}) を乗じた地震荷重を設定し、それに基づく荷重増分解析により保有水平耐力を計算する。

(3) 許容限界

一次設計においては、各評価部位に対して日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」等に準拠して定めた許容応力度を許容限界として断面検定を行う。

二次設計においては、保有水平耐力 (Q_u) が必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

1. 8. 使用材料の許容応力度

コンクリート、鉄筋、鉄骨の基準強度、許容応力度を添説建 2-VII. 1. 8-1 表～添説建 2-VII. 1. 8-6 表に示す。

(1) コンクリート

添説建 2-VII. 1. 8-1 表 コンクリートの設計基準強度 F_c

コンクリート種別	設計基準強度 (N/mm^2)	使用箇所
普通コンクリート	20. 6	既設基礎全般

添説建 2-VII. 1. 8-2 表 コンクリートの許容応力度

材料	長期				短期	
	圧縮 (N/mm^2)		せん断 (N/mm^2)		圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
	$F_c/3$	6. 86	$F_c/30$ かつ $0. 49+F_c/100$ 以下	0. 68	13. 72	1. 02

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(2) 鉄筋

□は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って□として取り扱う。

添説建 2-VII. 1. 8-3 表 鉄筋の基準強度 F

鉄筋の種類		基準強度 (N/mm ²)	鉄筋径
異形鉄筋		295	

添説建 2-VII. 1. 8-4 表 鉄筋の許容応力度

種別	長期			短期		
	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
	195	195	195	295	295	295

建築基準法施行令第 90 条

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による

(3) 鉄骨

□ は JIS G3101 - 1995 での読み替えに従って □ とし て 取 り 扱 う。

□ は JIS G3466 - 2006 での読み替えに従って □ とし て 取 り 扱 う。

添説建 2-VII.1.8-5 表 鉄骨の基準強度 F

鉄骨の種別	基準強度 (N/mm ²)
	235 ※1

※1 : t ≤ 40mm

平成 12 年建設省告示第 2464 号

第 3 廃棄物倉庫では 40mm を超える鋼板を使用する計画はない。

添説建 2-VII.1.8-6 表 鉄骨の許容応力度

種別	長期				短期			
	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
	※2	156	※3	90	※2	235	※3	135

※2 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ロ 表 1 圧縮材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

※3 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号 第 1 三 ハ 表 1 曲げ材の座屈の許容応力度 (炭素鋼)

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一 (日本建築学会) による

1.9. 評価結果

部材評価にあたっては、建築基準法施行令第 82 条に基づき、長期または短期荷重時に各部材に生じる応力度が、それぞれの材料の許容応力度を超えないこと、もしくは各部材に生じる応力が許容応力度をもとに定める部材の許容耐力を超えないことを確認する。

確認は、各部材に生じる応力度に対する許容応力度の比、もしくは各部材に生じる応力に対する許容耐力の比を検定比とし、それが 1.0 以下になることにより行う。

なお、各部材の許容応力度、許容耐力の値は、鉄筋コンクリート部材については「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）」、鉄骨部材については「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会）」に基づき算定する。

(1) 一次設計

いずれの部材についても最も厳しい箇所の検定比が 1.0 以下であることを確認する。

評価結果を添説建 2-VII. 1.9-1 表～添説建 2-VII. 1.9-7 表、添説建 2-VII. 1.9-11 表、添説建 2-VII. 1.9-12 表に示す。

1) S 柱の断面検定

添説建 2-VII. 1.9-1 表 長期荷重による断面検定

方向	A 通り/3 通り(柱頭)1 階 C							
	軸力				曲げ			
	応力 NL (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 ML (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b
X (弱軸)								
Y (強軸)								
組合せ	$\sigma_c / f_c + \Sigma (\sigma_b / f_b)$							

添説建 2-VII. 1.9-2 表 短期荷重による断面検定

方向	A 通り/3 通り(柱頭)1 階 C							
	軸力				曲げ			
	応力 NS (kN)	応力度 σ_c (N/mm ²)	許容値 f_c (N/mm ²)	検定比 σ_c/f_c	応力 MS (kN・m)	応力度 σ_b (N/mm ²)	許容値 f_b (N/mm ²)	検定比 σ_b/f_b
X (弱軸)								
Y (強軸)								
組合せ	$\sigma_c / f_c + \Sigma (\sigma_b / f_b)$							

2) S 大梁の断面検定

添説建 2-VII. 1. 9-3 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
3 通り/A-B 通り間(A側)R階 B			3 通り/A-B 通り間(A、B側)R階 B		
応力	耐力	検定比	応力	耐力	検定比
ML (kN・m)	MAL (kN・m)		QL (kN)	QAL (kN)	

添説建 2-VII. 1. 9-4 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
3 通り/A-B 通り間(A側)R階 B			3 通り/A-B 通り間(A、B側)R階 B		
応力	耐力	検定比	応力	耐力	検定比
MS (kN・m)	MAS (kN・m)		QS (kN)	QAS (kN)	

3) S ブレースの断面検定 (短期荷重のみ)

添説建 2-VII. 1. 9-5 表 断面検定

軸力		
B 通り /2-3 通り間 1 階 Br1		
応力	耐力	検定比
NS (kN)	NAS (kN)	

4) RC 基礎梁の断面検定

添説建 2-VII. 1. 9-6 表 長期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
7 通り/A'-A'' 通り間(A''側) FG1			1 通り/A'-A'' 通り間(A''側) FG1		
応力	耐力	検定比	応力	耐力	検定比
ML (kN・m)	MAL (kN・m)		QL (kN)	QAL (kN)	

添説建 2-VII. 1. 9-7 表 短期荷重による断面検定

曲げ			せん断		
1 通り/A'-A'' 通り間(A''側) FG1			1 通り/A'-A'' 通り間(A''側) FG1		
応力	耐力	検定比	応力	耐力	検定比
MS (kN・m)	MAS (kN・m)		QS (kN)	QAS (kN)	

5) 基礎

a) 概要

基礎は、独立基礎とし基礎梁で接続する。これらの基礎と基礎梁は、建物の自重、地震荷重に対して十分な耐力を有し、それらの荷重を基礎と杭を介して安全に支持地盤に伝えるための十分な強度を有する設計とする。

支持地盤は、杭先端深度 7.70m 付近の算定平均 N 値 30 以上の砂礫層とし、計画地における柱状図を用いて基礎の検討を行う。また、1階床の土間コンクリートは、十分な地耐力を有する地表近くのローム層により支持する。

第3廃棄物倉庫の基礎と建物を支持する地盤について、自重や通常時の荷重等に加え、地震力が作用した場合においても十分な支持性能を有することを以下に示す。

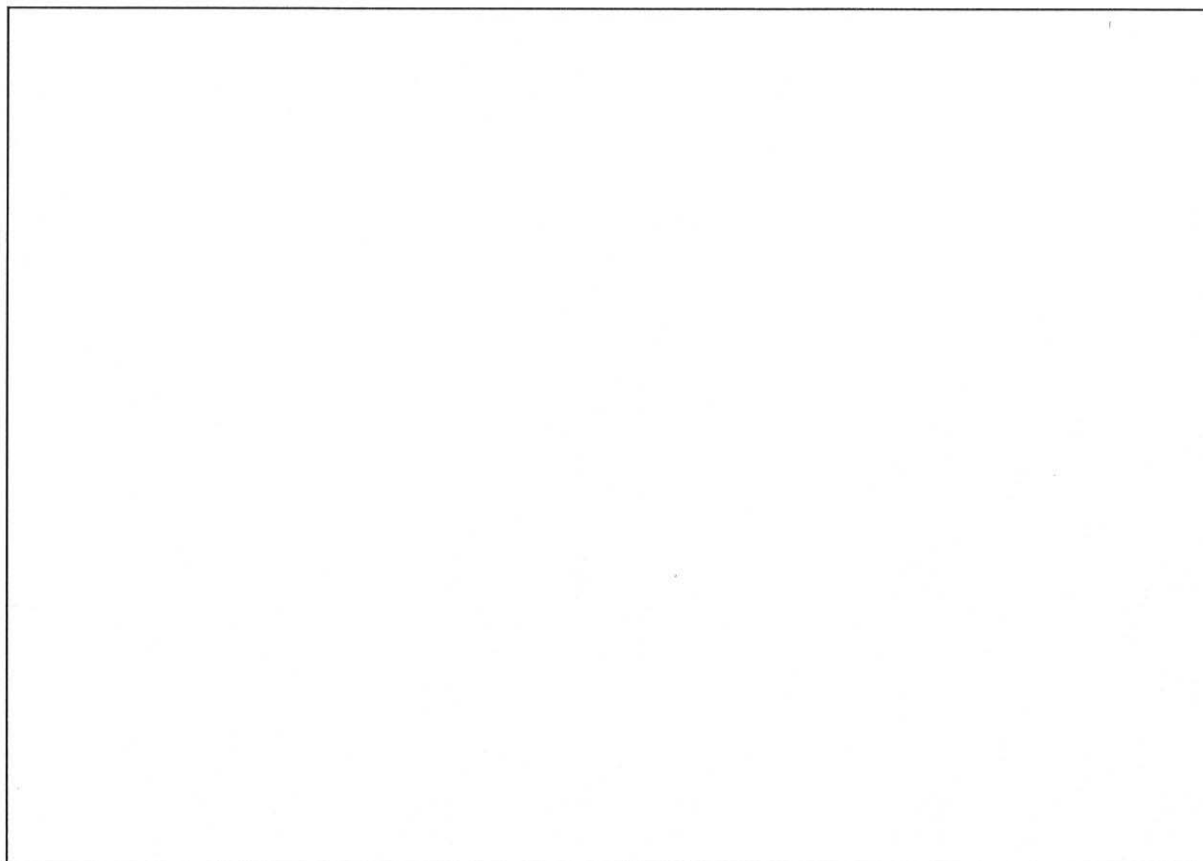
なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物、構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 4~14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

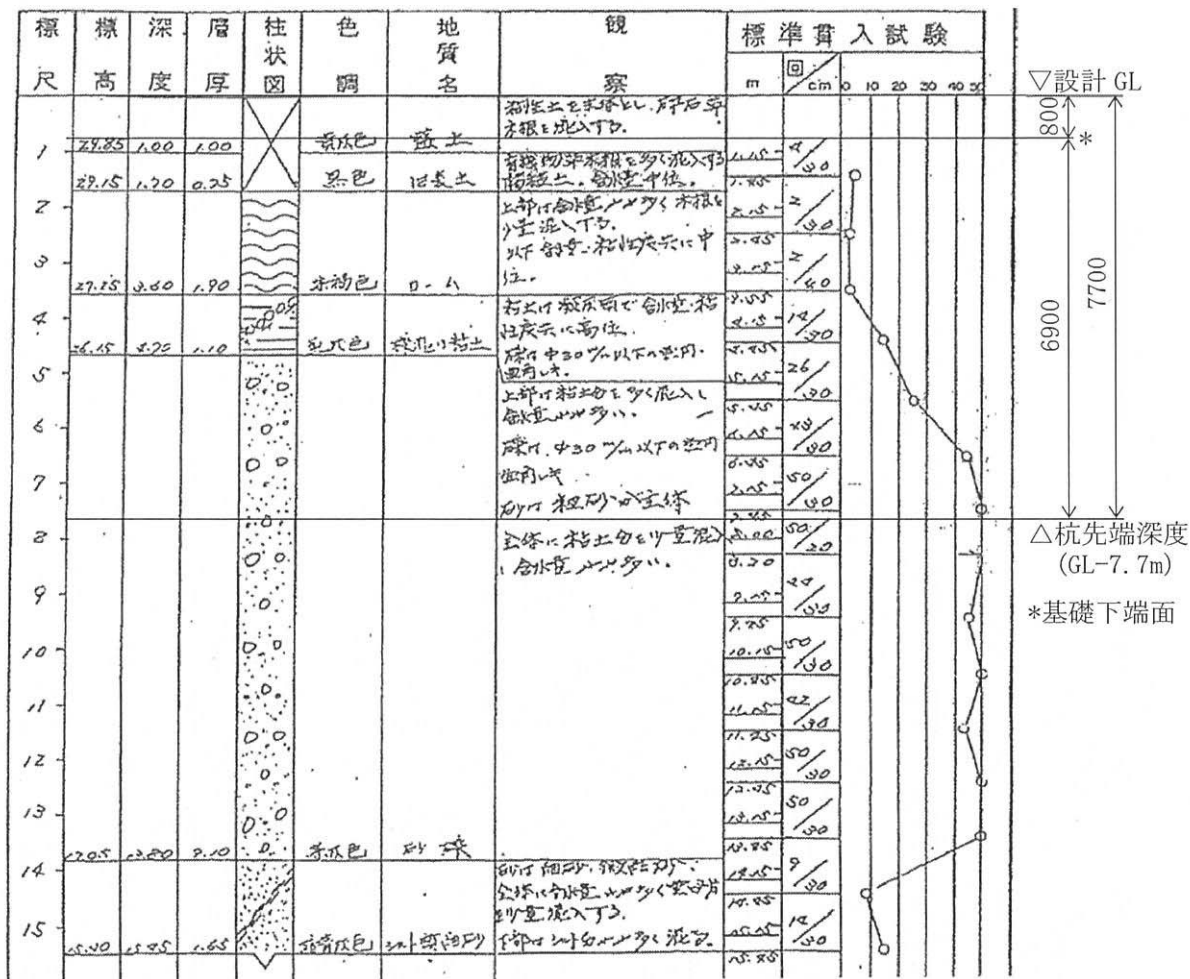
b)地盤の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

平成13年国土交通省告示第1113号第5「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計する。

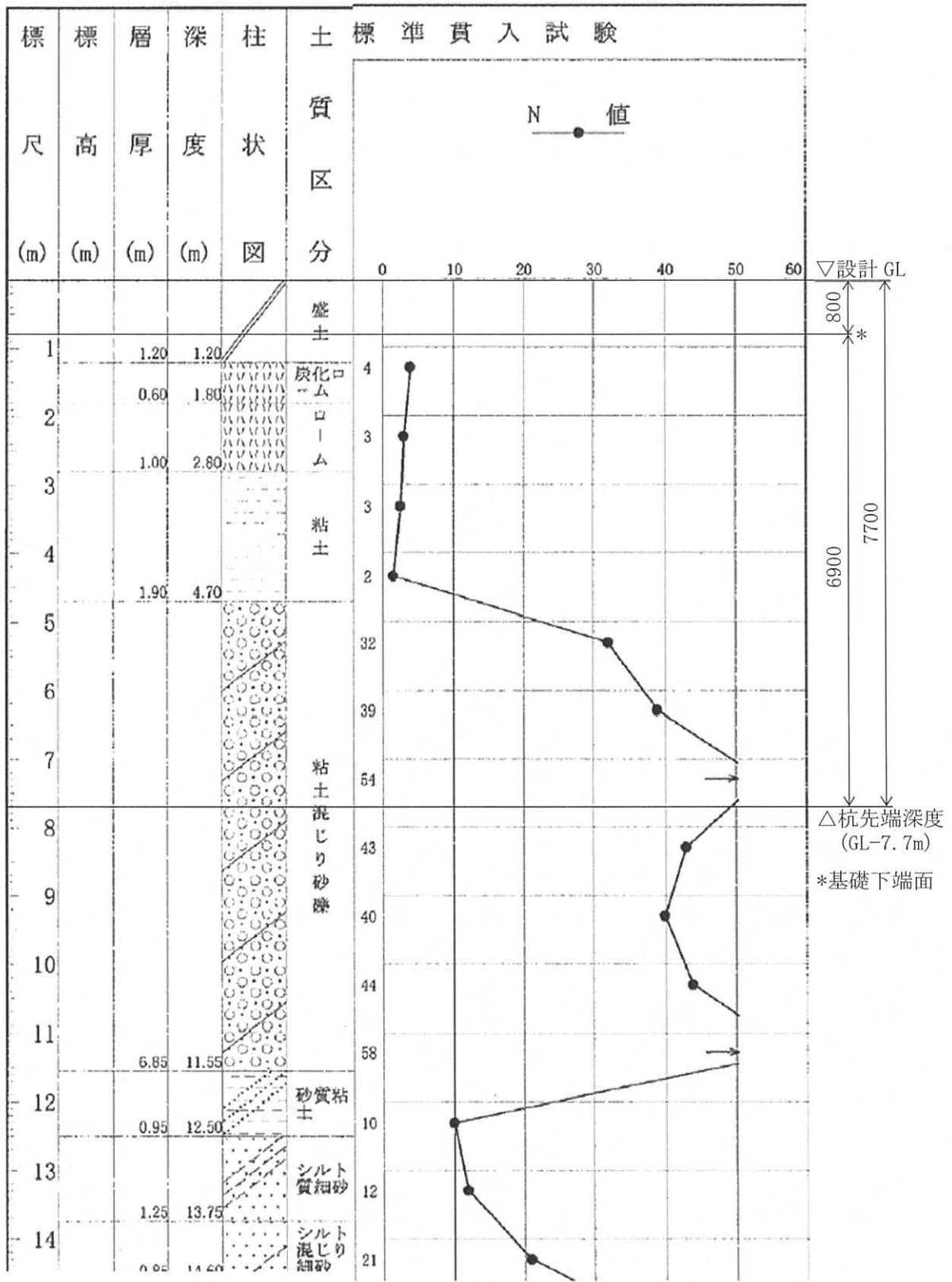
ボーリング採取位置と柱状図を添説建2-VII.1.9-1図～添説建2-VII.1.9-3図に示す。



添説建2-VII.1.9-1図 ボーリング採取位置図



添説建 2-VII. 1.9-2 図 ボーリング柱状図 (①地点)



添説建 2-VII. 1.9-3 図 ボーリング柱状図 (②地点)

c) 杭の種類

遠心カプレストレストコンクリート杭 (PC 杭)

□□, L = □□n

杭の許容支持力と許容引拔力を添説建 2-VII. 1. 9-8 表に示す。

添説建 2-VII. 1. 9-8 表 杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期
	180	360	80

・杭の許容支持力及び許容引拔力の算出について

平成13年国土交通省告示第1113号第5に基づき下記のとおりボーリング柱状図①、②から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-VII. 1. 9-9表、添説建2-VII. 1. 9-10表から、

長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) : 441 (ここでは、保守的に考えて180kNとする。)

短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) : 360 (長期許容支持力の2倍とする。)

短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) : 186 (ここでは、保守的に考えて80kNとする。)

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果 (ボーリング調査、標準貫入試験) を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

<許容支持力の検討>

許容支持力は以下の式により算出する。

$$\text{長期} : {}_tR_a (\text{kN/本}) = q_p \times A_p + (1 / 3) \times R_F$$

ここに、

q_p (kN/m²) : 基礎杭の先端の地盤の許容応力度 (= 300 / 3 × \bar{N})

\bar{N} (回) : 基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値

A_p (m²) : 基礎杭の先端の有効断面積 (= $\pi \times d^2 / 4$)

d (m) : 杭の直径

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (=12.5 × \bar{N}_c)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

ϕ (m) : 杭周長

上記のうち、 \bar{N} 、 \bar{N}_s 、 L_s 、 \bar{N}_c 、 L_c は添説建2-VII. 1.9-2図、添説建2-VII. 1.9-3図より算出する。

添説建2-VII. 1.9-9表 長期許容支持力の算出結果

柱状図	\bar{N}	q_p	d	A_p	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	ϕ	R_F	${}_tR_a$
①												
②												

<短期許容引抜き力の検討>

許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_tR_a = (8 / 15) \times R_F$$

ここに、

R_F (kN) : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (= $(10 / 3 \times \bar{N}_s \times L_s + 1 / 2 \times \bar{q}_u \times L_c) \times \phi$)

\bar{N}_s (回) : 杭周地盤中の砂質土部分の実測N値の平均値

L_s (m) : 杭周地盤中の砂質土部分にある杭の長さ

\bar{q}_u (kN/m²) : 杭周地盤中の粘性土部分の一軸圧縮強度の平均値 (=12.5 × \bar{N}_c)

\bar{N}_c (回) : 杭周地盤中の粘性土部分の実測N値の平均値

L_c (m) : 杭周地盤中の粘性土部分にある杭の長さ

ϕ (m) : 杭周長

添説建2-VII. 1.9-10表 短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	\bar{N}_s	L_s	\bar{N}_c	\bar{q}_u	L_c	ϕ	R_F	${}_tR_a$
①								
②								

d) 杭頭条件

杭頭ピン

e) 支持力の検討

長期作用軸力と短期作用軸力に対する杭の許容軸力の検討結果を添説建 2-VII. 1.9-11 表に示す。

本建物においては、短期作用軸力に引抜力は発生していない。

添説建 2-VII. 1.9-11 表 杭の支持力検討結果

位置	杭本数	杭の許容軸力(kN/本) ^{※1}			作用軸力(kN/本) ^{※1}				検定比 ^{※2}					
		許容支持力		許容引抜力	長期	短期(地震時)				長期	短期(地震時)			
		長期	短期			X方向加力		Y方向加力			X方向加力		Y方向加力	
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	④/①	⑤/② or⑤/③	⑥/② or⑥/③	⑦/② or⑦/③	⑧/② or⑧/③
A-1	2													
A-2	2													
A-3	2													
A-4	2													
A-5	2													
A-6	2													
A-7	2													
B-1	2													
B-2	2													
B-3	2													
B-4	2													
B-5	2													
B-6	2													
B-7	2													
A'-1	2													
A'-7	2													
A'''-1	2													
A'''-7	2													

※1: 杭の許容軸力、作用軸力: (+) 押込力、(-) 引抜力

└ 検定比max

※2: 検定比 = 作用軸力 / 許容軸力

ただし、短期作用軸力が (-) 引抜力の場合は、許容軸力は短期許容引抜力とする。

f) 杭の水平抵抗力の検討

建物に作用する地震時水平力に対し、建物全体の杭が抵抗できる水平力の検討を行う。

地震時水平力の算出にあたっては、基礎部重量を考慮するものとし、基礎部に作用する水平震度 (k) は建築基準法施行令第 88 条に従い、0.1 とする。

検討結果を添説建 2-VII. 1. 9-12 表に示す。

建物全体の杭が抵抗できる水平耐力が基礎部を含めた建物に作用する地震時水平力を上回ることを確認する。

添説建 2-VII. 1. 9-12 表 杭の水平耐力の検討結果

建物一次設計用 地震力 Q_i (kN)	基礎部 重量 W (kN)	基礎部 水平震度 k	耐震重要度 割増し係数 n	地震時水平力 Q_p (kN) $=Q_i+n \times k \times W$	杭の 水平耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_p / Q_a

※1：添説建 2-VII. 1. 7-2 表より

(2) 二次設計

保有水平耐力 (Q_u) は、X 方向、Y 方向のいずれの加力に対しても必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

形状係数 (F_{es}) の算出結果及び保有水平耐力の評価結果を添説建 2-VII. 1. 9-13 表～添説建 2-VII. 1. 9-16 表及び添説建 2-VII. 1. 9-17 表～添説建 2-VII. 1. 9-20 表に示す。

$$Q_u \geq Q_{un} \quad (Q_u / Q_{un} \geq 1.0 \text{ であること})$$

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$$

ここに

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数 ($=F_e \times F_s$)

Q_{ud} : 地震力によって生じる水平力 (ここで耐震重要度に応じた割増し係数を考慮)

1) 形状係数 (F_{es}) の計算

各階の形状係数 (F_{es}) は、建築基準法施行令 82 条の 6 の規定による剛性率に応じた値 (F_s)、及び偏心率に応じた値 (F_e) を用い、両者を乗じて算出する。なお、 F_s 及び F_e の値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 より、剛性率 (R_s) が 0.6 以上の場合は $F_s=1.0$ となる。また、偏心率 (R_e) が 0.15 以下の場合は $F_e=1.0$ となる。各記号の詳細については、1.3.(2)3) 二次設計 (保有水平耐力設計) に示す。

添説建 2-VII. 1.9-13 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向正加力時)

階	R_s	F_s	R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VII. 1.9-14 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (X 方向負加力時)

階	R_s	F_s	R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VII. 1.9-15 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向正加力時)

階	R_s	F_s	R_e	F_e	F_{es}
1					

添説建 2-VII. 1.9-16 表 形状係数 (F_{es}) の算出結果 (Y 方向負加力時)

階	R_s	F_s	R_e	F_e	F_{es}
1					

2) 保有水平耐力評価結果

添説建 2-VII. 1. 9-17 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN)	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-18 表 保有水平耐力評価結果 (X 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN)	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-19 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向正加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN)	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

添説建 2-VII. 1. 9-20 表 保有水平耐力評価結果 (Y 方向負加力)

階	Q_u (kN)	D_s	F_{es}	Q_{ud} (kN)	Q_{un} (kN)	Q_u/Q_{un}
1						

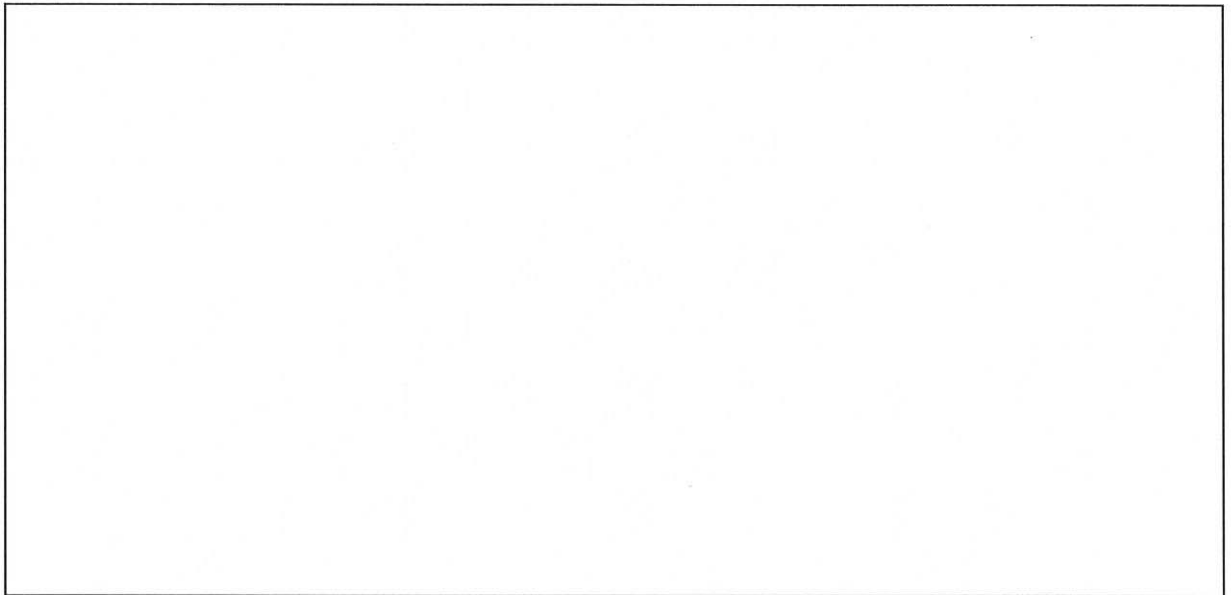
VIII. 独立遮蔽壁 耐震計算書

1. 一般事項

構造物概要

- ・ 用途 : 遮蔽壁
- ・ 構造概要 構造種別 : RC 造
 - 基礎種別 : 杭基礎 (独立遮蔽壁 (1))
 - 直接基礎 (独立遮蔽壁 (2) ~ (5))
- ・ 耐震重要度 : 第 1 類 割増係数 = 1.5 (独立遮蔽壁 (1) ~ (4))
 - : 第 3 類 割増係数 = 1.0 (独立遮蔽壁 (5))
- ・ 配置、構造 : 独立遮蔽壁の配置図を添説建 2-VIII.1-1 図に、独立遮蔽壁 (1) 及び (2) の構造を添説建 2-VIII.5.1-2 図、添説建 2-VIII.6.1-2 図に示す。

注) 添付説明書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 2-VIII.1-1 図 配置図

2. 適用基準

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (建築研究所)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) (以下「RC 規準」と略記)
- ・ 建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)

3. 使用材料及び材料の許容応力度

鉄筋、コンクリート、地耐力の許容応力度は以下の通り。

鉄筋、コンクリートについては、添説建 2-VIII. 3-1 表～添説建 2-VIII. 3-4 表に示す。

(1) 鉄筋

添説建 2-VIII. 3-1 表 鉄筋の基準強度[F] (N/mm²)

鉄筋の種類		基準強度	鉄筋径
異形鉄筋		295	
		345	

添説建 2-VIII. 3-2 表 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種 別	長 期			短 期		
	圧 縮	引 張	せん断	圧 縮	引 張	せん断
	195	195	195	295	295	295
	215	215	195	345	345	345

建築基準法施行令第 90 条

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による。

(2) コンクリート

添説建 2-VIII. 3-3 表 コンクリートの設計基準強度[F_c] (N/mm²)

コンクリート種別	設計基準強度	使用箇所
普通コンクリート	24.0	躯体全般

添説建 2-VIII. 3-4 表 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

材 料	長 期			短 期	
	圧 縮	せん断		圧 縮	せん断
	F _c /3	8.00	F _c /30 かつ 0.49+F _c /100 以下	0.73	16.00 1.09

建築基準法・同施行令・告示等

日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会) による。

(3) 直接基礎部地盤の許容応力度

独立遮蔽壁 (2) ~ (5) は、地盤改良を行い、下記に示す地盤の許容応力度を確保する。

改良した地盤の許容応力度は、平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 4 に準じた方法により確認する。

長期地耐力 σ_{La} (kN/m²) : 80.0

短期地耐力 σ_{Sa} (kN/m²) : 160.0

4. 設計荷重条件

(1) 地震力

標準せん断力係数

地上部分 : 0.20

地下部分 : 0.10

水平地震力

地上部 K_{H1} : 0.20×1.5 (耐震重要度分類 割増係数) = 0.30

地下部 K_{H2} : 0.10×1.5 (耐震重要度分類 割増係数) = 0.15

(2) 鉄筋コンクリートの単位体積重量

γ_c (kN/m³) : 24 (RC 規準より)

(3) 埋め戻し土の単位体積重量

γ_s (kN/m³) : 20 (建築基礎構造設計指針より保守的に設定)

5. 独立遮蔽壁 (1) の検討

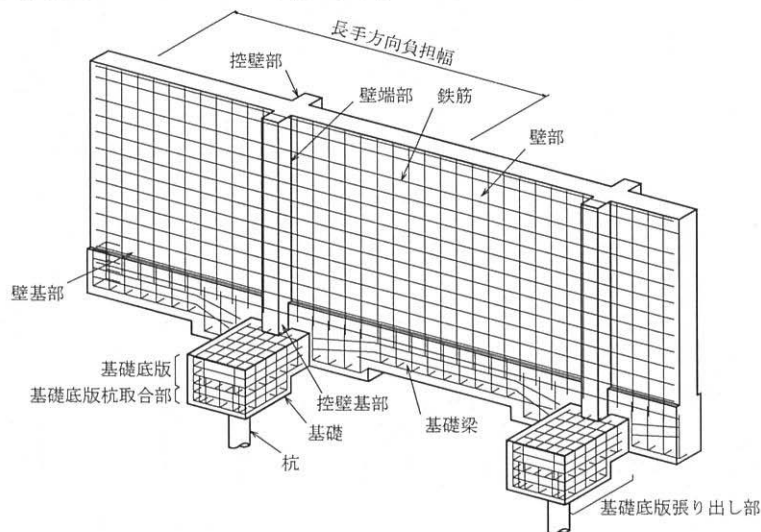
5.1. 設計方針

独立遮蔽壁に地震荷重が作用した時の各部応力に対する部材強度の評価及び杭作用荷重に対する杭支持力の評価を行い、独立遮蔽壁が地震荷重に対して健全であることを確認する。

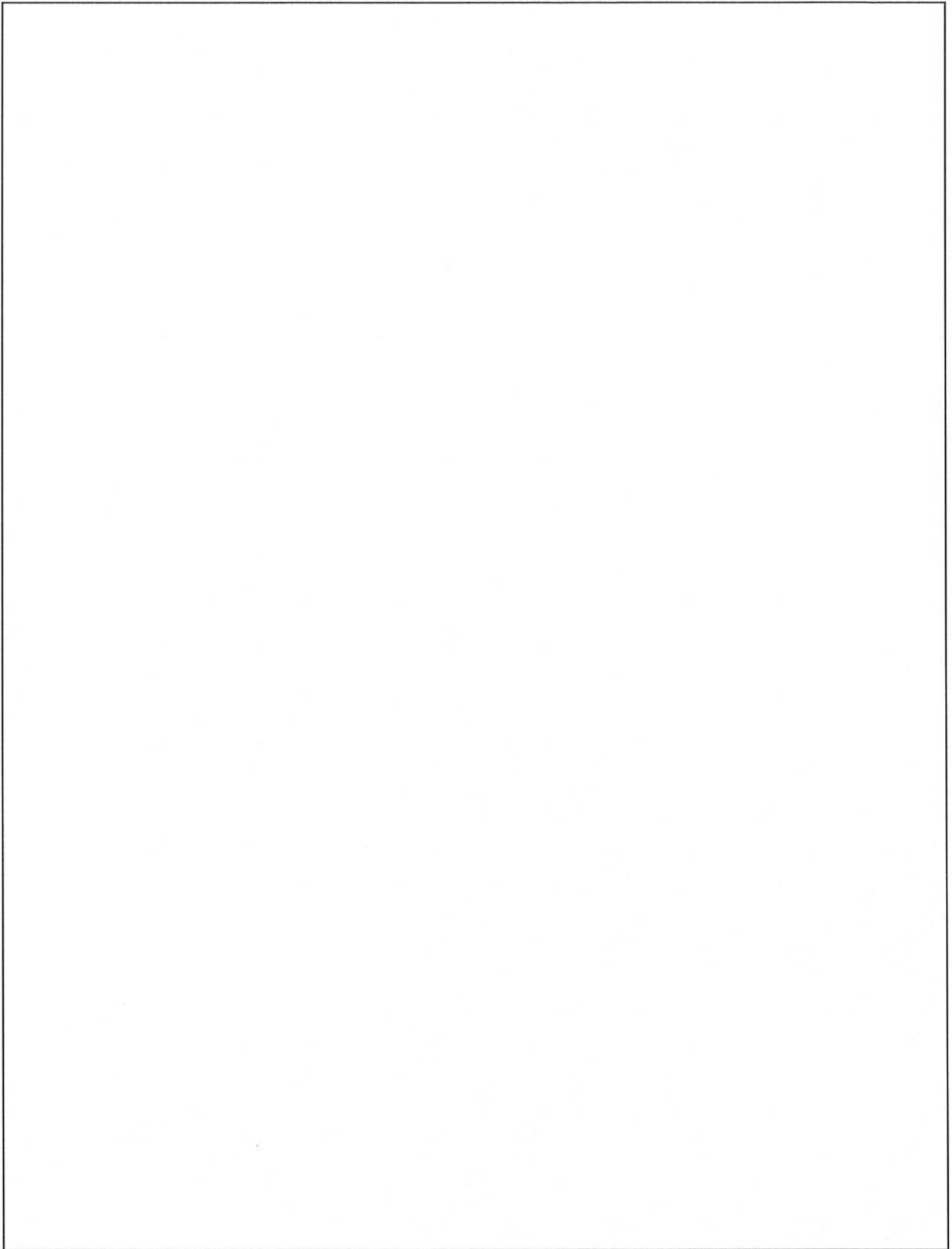
各部の部材強度の検討にあたっては、短期荷重 (固定荷重+地震荷重) により発生する曲げモーメントに対して短期許容曲げモーメントとの比で評価する。また、杭基礎は長期荷重 (固定荷重) 反力に対して長期許容支持力で評価し、短期荷重 (固定荷重+地震荷重) 反力に対して短期許容支持力との比で評価する。

なお、独立遮蔽壁 (1) は北側端部から約 45.7m で分割し、2 基の遮蔽壁で構成されるが、北側遮蔽壁を代表例として検討詳細を示し、南側の遮蔽壁については検討結果 (検定比) を一覧表形式にて示すものとする。

構造概要図を添説建 2-VIII. 5.1-1 図に示す。



添説建 2-VIII. 5.1-1 図 構造概要図



添説建 2-VIII. 5. 1-2 図 独立遮蔽壁 (1) の伏図、構造断面図

5. 2. 検討諸元

独立遮蔽壁 (1) の構造及び諸元を添説建 2-VIII. 5. 2-1 表に示す。

添説建 2-VIII. 5. 2-1 表 諸元一覧

独立遮蔽壁 (1)		北側	南側
壁長手方向負担幅	B (m)		
単位幅	B ₀ (m)		
基礎底版幅	B ₁ (m)		
基礎梁端部長さ	B ₂ (m)		
仕上げコンクリート厚さ×2	t ₁ (m)		
壁厚さ	t ₂ (m)		
控壁厚さ	t ₃ (m)		
壁高さ	H ₁ (m)		
基礎梁上端～設計 GL-70	H ₂ (m)		
設計 GL-70～基礎梁端部下端	H ₃ (m)		
設計 GL-70～基礎梁中央部下端	H ₄ (m)		
基礎底版高さ	H ₅ (m)		
基礎底版杭取合部高さ	H ₆ (m)		
基礎底版幅	L ₁ (m)		
基礎底版張り出し	L ₂ (m)		
基礎梁幅 (仕上げコンクリート含む)	L ₃ (m)		
控壁幅	L ₄ (m)		
基礎底版杭取合い部	L ₅ (m)		
杭間隔	L ₆ (m)		
杭径	D (m)		

5.3.杭基礎の検討

(1) 概要

基礎は、独立基礎とし基礎梁で接続する。これらの基礎と基礎梁は、遮蔽壁の自重、地震荷重に対して十分な耐力を有し、それらの荷重を基礎と杭を介して安全に支持地盤に伝えるための十分な強度を有する設計とする。

支持地盤は、杭先端深度設計 GL-8.14m 付近の算定平均 N 値 30 以上の砂礫層とし、計画地における柱状図を用いて基礎の検討を行う。

なお、加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。また、建物、構築物の支持層とする砂礫層が、深度約 5~12m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層は粘性土となっている地盤構成であり、地表面から近い位置に堅固な支持層がある良好な地盤である。

事業許可に記載の通り、本加工施設を設置する敷地の土層は液状化の恐れがない洪積層の上にあることから、液状化の判定は不要としているが、念のため廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際に液状化危険度の調査をし、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、問題がないことを確認している。

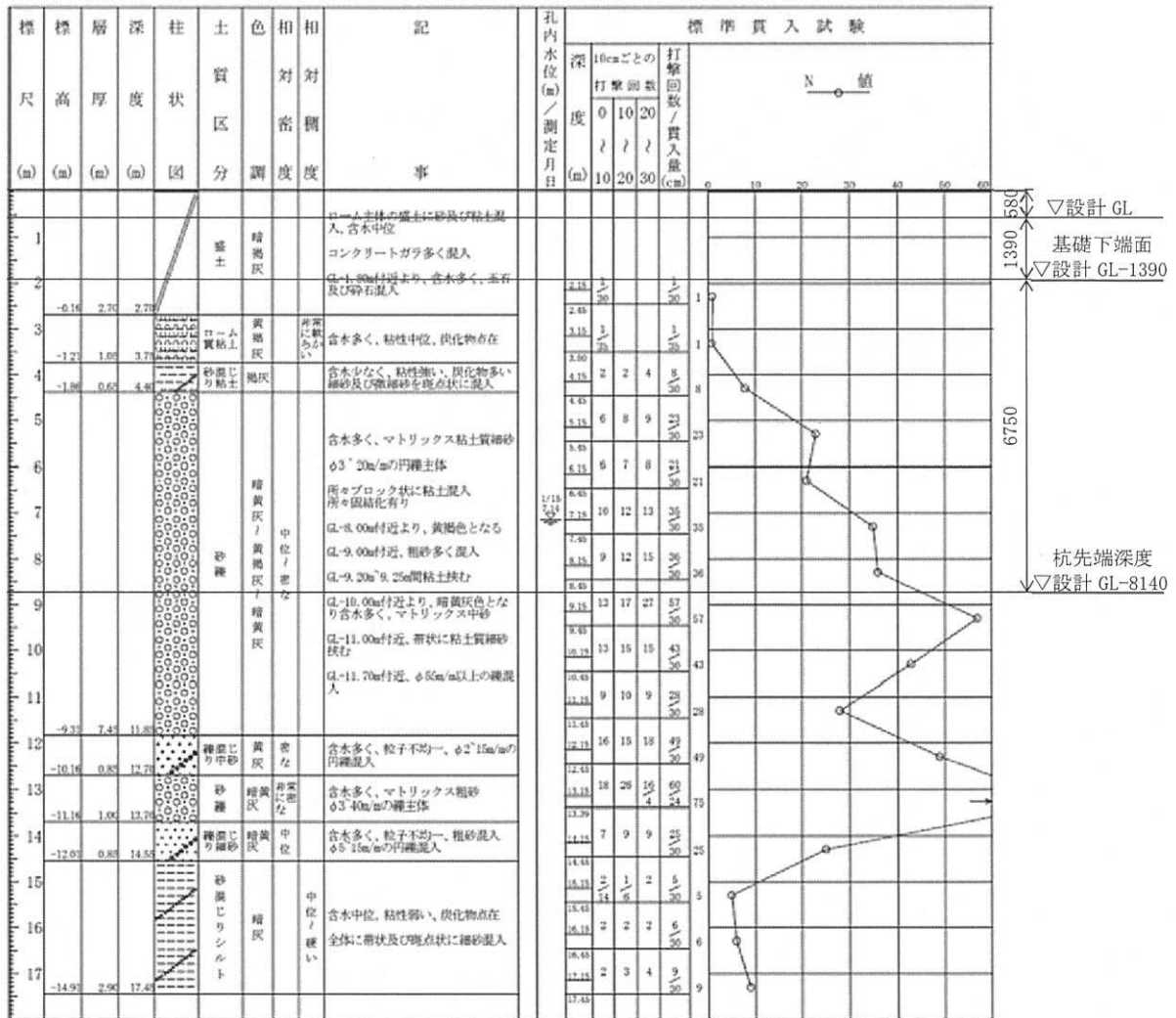
(2) 杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力

平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 5 及び第 6 「基礎杭の許容支持力」に準拠して設計する。

ボーリング採取位置と柱状図を添説建 2-VIII.5.3-1 図~添説建 2-VIII.5.3-3 図に示し、杭の許容支持力と許容引抜力を添説建 2-VIII.5.3-1 表に示す。



添説建 2-VIII.5.3-1 図 ボーリング採取位置図



添説建 2-VIII. 5. 3-3 図 ボーリング柱伏図 (⑧地点)

添説建 2-VIII. 5. 3-1 表 杭の許容支持力と許容引拔力

杭径 (mm)	許容支持力 (kN/本)		許容引拔力 (kN/本)
	長期	短期	短期

(3) 杭の種類

外殻鋼管付きコンクリート杭 (SC 杭)

105-SC (), L= m, t= mm

国土交通大臣認定工法 (プレボーリング拡大根固め工法)

認定番号: TACP-0510 (砂質地盤)、TACP-0511 (礫質地盤)

(4) 杭頭条件

杭頭固定

(5) 杭の許容支持力及び許容引抜き力の算出

平成13年国土交通省告示第1113号第5及び第6に基づき下記のとおりボーリング柱状図⑦、⑧から算出し、小さい方の値を採用する。なお、短期許容支持力は同告示に基づき長期許容支持力の2倍とする。算出結果を示す添説建2-VIII.5.3-2表～添説建2-VIII.5.3-5表から、

長期許容支持力 ${}_lR_a$ (kN) : 985

短期許容支持力 ${}_sR_a$ (kN) : 1970 (長期許容支持力の2倍とする。)

短期許容引抜き力 ${}_tR_a$ (kN) : 405

同告示第1に従い実施した地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力を求めるための地盤調査結果(ボーリング調査、標準貫入試験)を基に、同告示第5に従い鉛直支持力の評価を実施する。

1) 許容支持力の検討

a) 杭材から定まる許容支持力

杭の長期許容支持力は以下の式により算出する。

$$R_{a1} = (f_c - \sigma_e) \times A_e \times (1 - \alpha)$$

ここに、

R_{a1} (kN/本) : 杭材から定まる長期許容支持力

f_c (N/mm²) : 杭材の許容圧縮応力度

σ_e (N/mm²) : 有効プレストレス量

A_e (mm²) : 杭材の換算断面積

α (%) : 低減率 (= $\alpha_1 + \alpha_2$)

α_1 (%) : 継手による低減率

α_2 (%) : 細長比による低減率 (= $L / D - 85$)

D (mm) : R_{a1} 算出用杭径

添説建2-VIII.5.3-2表 杭材から定まる長期許容支持力の算出結果

呼び径	杭種	f_c (N/mm ²)	D (mm)	A_e (mm ²)	σ_e (N/mm ²)	α (%)	R_{a1} (kN/本)
	105-SC () t= mm						

b) 地盤から定まる許容支持力

杭の長期許容支持力は以下の式により算出する。

$$R_{a2} = 1 / 3 \times \{ \alpha \times N \times A_p + (\beta \times N_s \times L_s + \gamma \times q_u \times L_c) \times \phi \}$$

ここに、

- R_{a2} (kN/本) : 地盤から定まる長期許容支持力
- α : 杭先端の支持力係数 (= $200 + 135 \eta$ ($\alpha \leq 350$))
- η : 杭下根固め長さ杭径比 (= L_L / D_p ($0 \leq \eta \leq 2.0$))
- L_L (m) : 杭下根固め長さ ($0 \leq L_L \leq 2D_p$)
- D_p (m) : 杭先端部の径 (= 0.5)
- β : 砂質地盤における杭周面摩擦力係数
- γ : 粘土質地盤における杭周面摩擦力係数
- N : 杭先端の平均N値 ($5 \leq N \leq 60$)
- A_p (m²) : 杭の先端部有効断面積
- N_s : 砂質地盤の平均N値 ($2 \leq N_s \leq 30$)
- L_s (m) : 砂質地盤の長さ
ただし、有効長さは杭先端より3D_p上の地盤についての長さ
- q_u (kN/m²) : 粘土質地盤の一軸圧縮強度の平均値 ($20 \leq q_u \leq 200$)
- L_c (m) : 粘土質地盤の長さ
ただし、有効長さは杭先端より3D_p上の地盤についての長さ
- ϕ (m) : 杭周長さ (= $D_1 \times \pi$)

添説建2-VIII. 5. 3-3表 地盤から定まる長期許容支持力の算出結果

柱状図	α	N	A_p (m ²)	β	N_s	L_s (m)	γ ^{※1}	q_u ^{※1} (kN/m ²)	L_c ^{※1} (m)	ϕ (m)	R_{a2} (kN/本)
⑦											
⑧											

※1：粘土質地盤の杭周面摩擦力については保守的に考慮しない。

2) 短期許容引抜き力の検討

a) 杭材から定まる引抜き抵抗力

杭の短期許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_tR_{a1} = A_s \times s f_t$$

ここに、

${}_tR_{a1}$ (kN/本) : 杭材から定まる短期許容引抜き力

A_s (mm²) : 鋼管断面積

$s f_t$ (N/mm²) : 杭材の許容引張応力度

添説建2-VIII. 5. 3-4表 杭材から定まる短期許容引抜き力の算出結果

呼び径	杭種	A_s (mm ²)	$s f_t$ (N/mm ²)	${}_tR_{a1}$ (kN/本)
	105-SC () t= mm			

b) 地盤から定まる引抜き抵抗力 (GBRC 性能証明 第 16-20 号)

杭の短期許容引抜き力は以下の式により算出する。

$${}_tR_{a2} = 2 / 3 \times 0.9 \times (\beta \times N_s \times L_s + \gamma \times q_u \times L_c) \times \phi$$

ここに、

${}_tR_{a2}$ (kN/本) : 地盤から定まる短期許容引抜き力

β : 砂質地盤における杭周面摩擦係数

γ : 粘土質地盤における杭周面摩擦係数

N_s : 砂質地盤の平均N値 ($2 \leq N_s \leq 30$)

L_s (m) : 砂質地盤の長さ

q_u (kN/m²) : 粘土質地盤の一軸圧縮強度の平均値 ($10 \leq q_u \leq 200$)

L_c (m) : 粘土質地盤の長さ

ϕ (m) : 杭周長さ (= $D_1 \times \pi$)

添説建2-VIII. 5. 3-5表 地盤から定まる短期許容引抜き力の算出結果

柱状図	β	N_s	L_s (m)	γ ※1	q_u ※1 (kN/m ²)	L_c ※1 (m)	ϕ (m)	${}_tR_{a2}$ (kN/本)
⑦								
⑧								

※1 : 粘土質地盤の杭周面摩擦力については保守的に考慮しない。

(2) 張り出し部基部の許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t1} (mm) :

有効せい d_1 (mm) :

応力中心距離 j_1 (mm) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_{t1} (N/mm²) :

鉄筋配筋 :

鉄筋 1 本当り断面積 () (mm²) :

引張鉄筋断面積 a_{t1} (mm²) :

(保守的に考えて、2 段目配筋の 2 本は考慮しない)

張り出し部基部の短期許容曲げモーメント M_{a1} は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a1} = a_{t1} \times f_{t1} \times j_1 = \text{ } \text{N} \cdot \text{mm} \rightarrow \text{ } \text{kN} \cdot \text{m}$$

(3) 検定比

短期荷重時の張り出し部基部に作用する最大曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

$$M_3 / M_{a1} = \text{ } \text{OK}$$

5.5. 壁基部の検討

(1) 壁基部に作用する曲げモーメント

基礎梁に固定された片持ち梁として検討する。

$$W = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times K_{H1} \times B_0 = \text{ } \text{kN/m}$$

$$M_4 = W \times (H_1 - H_2)^2 / 2 = \text{ } \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 壁基部の許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t2} (mm) :

有効せい d_2 (mm) :

応力中心距離 j_2 (mm) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_{t2} (N/mm²) :

鉄筋配筋 :

鉄筋 1 本当り断面積 () (mm²) :

引張鉄筋断面積 (壁単位長さ 1m 当り) a_{t2} (mm²) :

壁基部の許容曲げモーメント M_{a2} (壁単位長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a2} = a_{t2} \times f_{t2} \times j_2 = \text{ } \text{kN} \cdot \text{m}$$

(3) 検定比

壁基部に作用する曲げモーメントと許容曲げモーメントの検定比

$$M_4 / M_{a2} = \text{ } \text{OK}$$

5.6. 壁端部の検討

控壁部を支点とした連続梁として検討する。

(1) 壁端部に作用する曲げモーメント

$$M_5 = 1 / 12 \times W \times B^2 \times 1.2^{*1} = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

※1 : RC 規準 9 条 4 より

(2) 壁端部の許容曲げモーメント

- 引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t3} (mm) :
 有効せい d_3 (mm) :
 応力中心距離 j_3 (mm) :
 鉄筋 $\boxed{}$ 短期許容引張応力度 f_{t3} (N/mm²) :
 鉄筋配筋 :
 鉄筋 1 本当り断面積 $\boxed{}$ (mm²) :
 引張鉄筋断面積 (壁単位高さ当り) a_{t3} (mm²) :

壁端部の許容曲げモーメント M_{a3} (壁単位長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a3} = a_{t3} \times f_{t3} \times j_3 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(3) 検定比

壁端部に作用する曲げモーメントと許容曲げモーメントの検定比

$$M_5 / M_{a3} = \boxed{} < 1.0 \text{ OK}$$

5.7. 控壁基部の検討

控壁が負担する壁地震時水平力は右図とする。

(1) 控壁基部に作用する曲げモーメント

壁高さ $\ell = H_1 - H_2 = \boxed{} \text{ m}$

壁重量

$$W_1' = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times \ell^2 = \boxed{} \text{ kN}$$

控壁重量

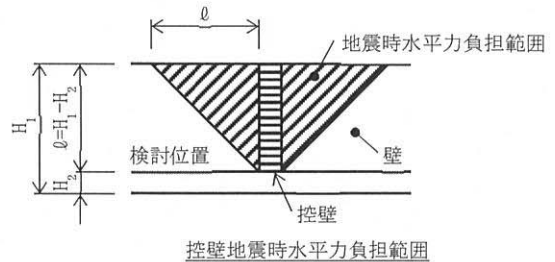
$$W_2' = \gamma_c \times (t_1 + t_3) \times (L_1 + t_1) \times \ell = \boxed{} \text{ kN}$$

控壁基部に作用する曲げモーメント

$$M_6 = W_1' \times 0.3 \times \ell \times 2 / 3 + W_2' \times 0.3 \times \ell \times 1 / 2$$

$$= \boxed{}$$

$$= \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



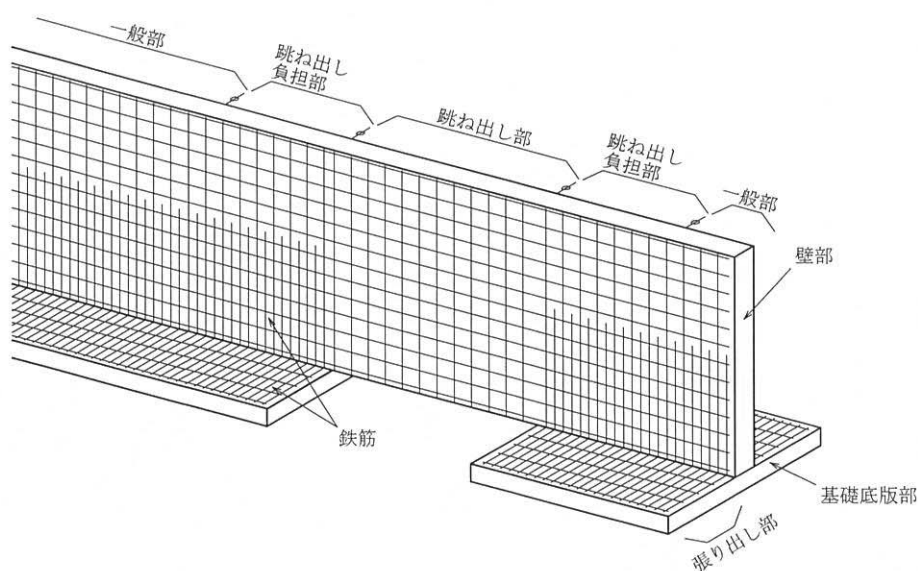
6. 独立遮蔽壁 (2) ~ (5) の検討

6.1. 設計方針

独立遮蔽壁に地震荷重が作用した時の各部応力に対する部材強度の評価及び接地圧に対する地盤強度の評価を行い、独立遮蔽壁が地震荷重に対して健全であることを確認する。

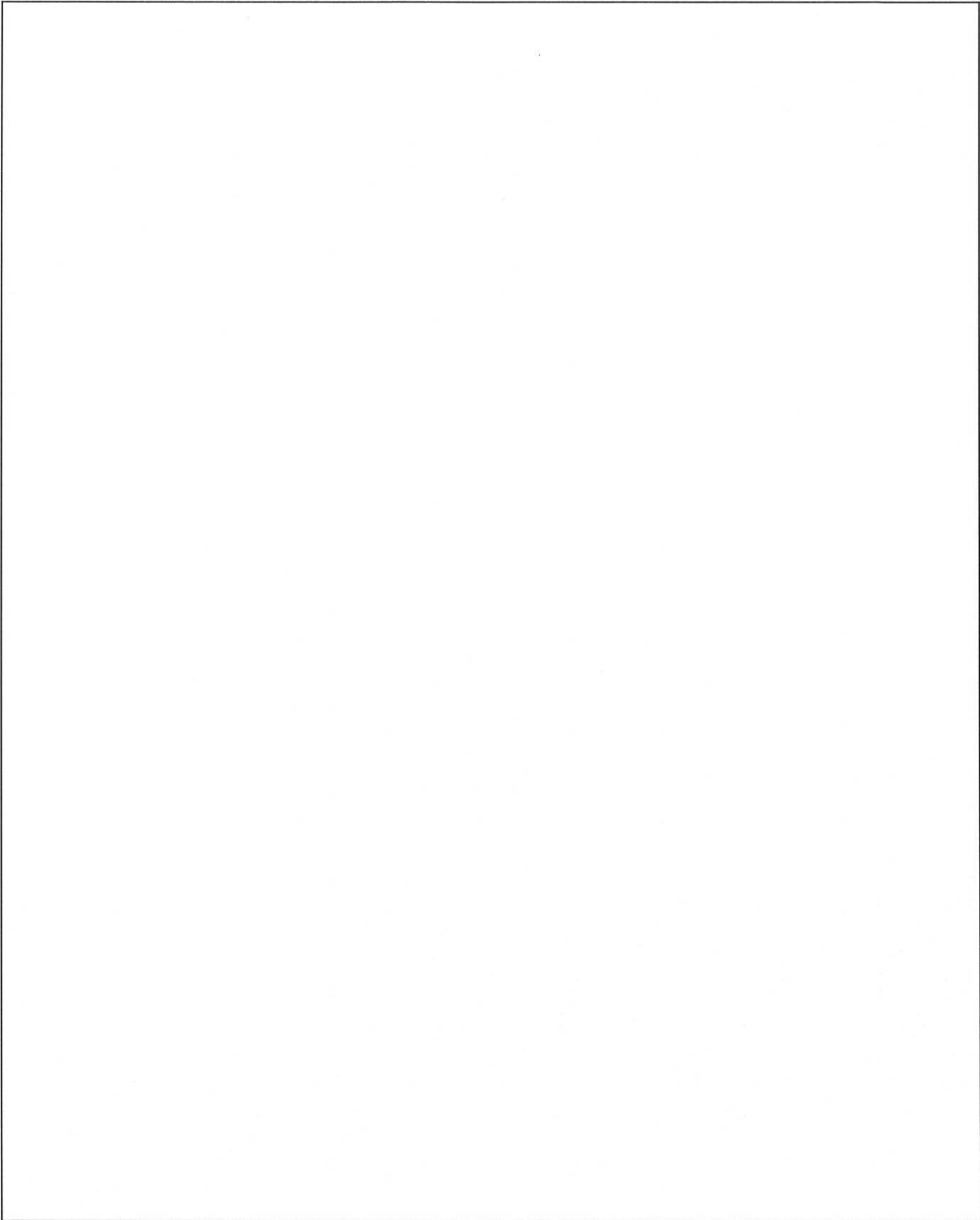
各部の部材強度の検討にあたっては、短期荷重（固定荷重+地震荷重）により発生する曲げモーメントに対して短期許容曲げモーメントとの比で評価する。また、基礎底板接地圧は長期荷重（固定荷重）に対して長期地耐力との比で、短期荷重（固定荷重+地震荷重）に対して短期許容地耐力との比で評価する。

なお検討は、一般部、跳ね出し負担部（添説建 2-VIII.6.1-1 図参照）の単位長さ当りについて、独立遮蔽壁 (2) を代表例に検討詳細を示し、それ以外の遮蔽壁については検討結果（検定比）を一覧表形式にて示すものとする。



独立遮蔽壁	(2)	(3)	(4)	(5)
跳ね出し部				一般部のみ

添説建 2-VIII.6.1-1 図 検討位置



添説建 2-VIII. 6. 1-2 図 独立遮蔽壁 (2) の伏図、構造断面図

6. 2. 検討諸元

独立遮蔽壁 (2) ~ (5) の構造及び諸元を添説建 2-VIII. 6. 2-1 表に示す。

添説建 2-VIII. 6. 2-1 表 諸元一覧

<div style="border: 1px solid black; height: 300px; width: 100%;"></div>							
		独立遮蔽壁		(2)	(3)	(4)	(5)
		壁長手方向単位長さ	B_0 (m)				
		壁厚さ	t_1 (m)				
		仕上げコンクリート厚さ×2	t_2 (m)				
		壁高さ	H_1 (m)				
		基礎底版上端部～設計 GL	H_2 (m)				
		設計 GL～壁上端高さ	H_3 (m)				
		基礎底版厚さ	t_3 (m)				
		基礎底版幅	L_1 (m)				
基礎底版張り出し	L_2 (m)						

6.3. 一般部の評価

(1) 壁基部の検討

1) 壁基部に作用する短期荷重曲げモーメント

地上部の壁重量 W_{1WA}

$$W_{1WA} = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_3 \times B_0 = \text{[]} \text{ kN}$$

地下部の壁重量 W_{1WU}

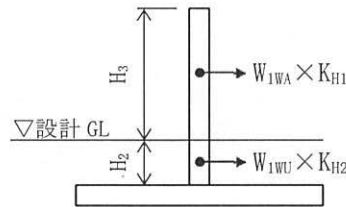
$$W_{1WU} = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_2 \times B_0 = \text{[]} \text{ kN}$$

壁基部曲げモーメント M_{1W}

$$M_{1W} = W_{1WA} \times K_{H1} \times (H_3 / 2 + H_2) + W_{1WU} \times K_{H2} \times H_2 / 2$$

$$= \text{[]}$$

$$= \text{[]} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



2) 壁基部の短期許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t1} (mm) :

有効せい d_1 (mm) :

応力中心距離 j_1 (mm) :

鉄筋 [] 短期許容引張応力度 f_{t1} (N/mm²) :

鉄筋配筋 :

鉄筋 1 本当り断面積 [] (mm²) :

引張鉄筋断面積 (壁単位長さ当り) a_{t1} (mm²) :

壁基部の短期許容曲げモーメント M_{a1} (壁単位長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a1} = a_{t1} \times f_{t1} \times j_1 = \text{[]} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 検定比

壁基部に作用する曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

$$M_{1W} / M_{a1} = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

2) 張り出し部基部の許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t2} (mm)	:	
有効せい d_2 (mm)	:	
応力中心距離 j_2 (mm)	:	
鉄筋 (<input type="text"/>) 長期許容引張応力度 f_{a2} (N/mm ²)	:	
鉄筋 (<input type="text"/>) 短期許容引張応力度 f_{t2} (N/mm ²)	:	
鉄筋配筋	:	
鉄筋 1 本当り断面積 <input type="text"/> (mm ²)	:	
引張鉄筋断面積 (単位長さ当り) a_{t2} (mm ²)	:	

張り出し部基部の長期許容曲げモーメント M_{a2L} (単位長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a2L} = a_{t2} \times f_{a2} \times j_2 = \text{} = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

張り出し部基部の短期許容曲げモーメント M_{a2S} (単位長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a2S} = a_{t2} \times f_{t2} \times j_2 = \text{} = \text{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 検定比

長期荷重時の張り出し部基部に作用する最大曲げモーメントと長期許容曲げモーメントの検定比

$$M_{1LF} / M_{a2L} = \text{} \text{ OK}$$

短期荷重時の張り出し部基部に作用する最大曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

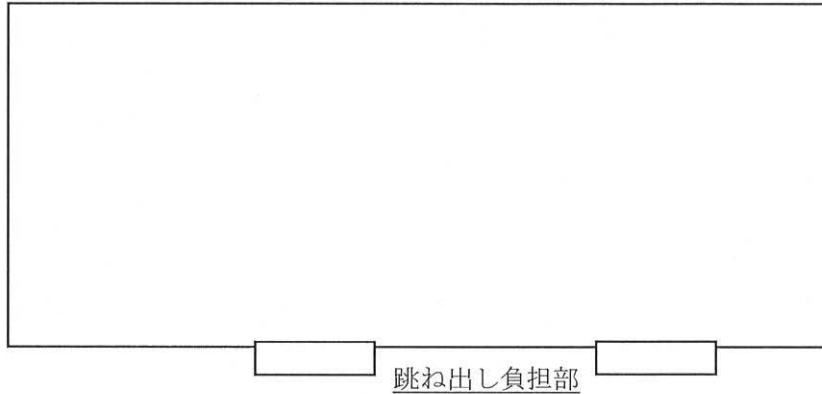
$$M_{1SF} / M_{a2S} = \text{} \text{ OK}$$

以上より、独立遮蔽壁 (2) の一般部は健全である。

6.4. 跳ね出し負担部の評価

跳ね出し負担部の評価に当たっては、跳ね出し負担幅 (B_c) を保守的に □m とし、跳ね出し部の半分 (L_c=□m) の重量を跳ね出し負担部で負担するものとした。また、跳ね出し負担部の壁の評価に当たっては、跳ね出し部壁に作用する地震荷重による面外曲げモーメントを負担するものとした。

なお、独立遮蔽壁 (5) に跳ね出し部は無い。



(1) 跳ね出し負担部壁基部の検討

1) 壁基部に作用する短期荷重曲げモーメント

地上部の壁重量 W_{2WA}

$$W_{2WA} = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_3 \times (B_c + L_c)$$

$$= \text{□} \text{ kN}$$

地下部の壁重量 W_{2WU}

$$W_{2WU} = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_2 \times (B_c + L_c)$$

$$= \text{□} \text{ kN}$$

壁基部の曲げモーメント M_{2W}

$$M_{2W} = W_{2WA} \times K_{H1} \times (H_3 / 2 + H_2) + W_{2WU} \times K_{H2} \times H_2 / 2$$

$$= \text{□} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 壁基部の短期許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t3} (mm) :

有効せい d₃ (mm) :

応力中心距離 j₃ (mm) :

鉄筋 (□) 短期許容引張応力度 f_{t3} (N/mm²) :

鉄筋配筋 :

鉄筋 1 本当り断面積 □ (mm²) :

鉄筋 1 本当り断面積 □ (mm²) :

引張鉄筋断面積 (1.2m 長さ当り) a_{t3} (mm²) :

=

壁基部の短期許容曲げモーメント M_{a3} (1.2m 長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a3} = a_{t3} \times f_{t3} \times j_3 = \text{□} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 検定比

壁基部に作用する曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

$$M_{2W} / M_{a3} = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 跳ね出し負担部壁の検討

跳ね出し部壁は、跳ね出し負担部により両側が固定されているので、保守的に片持ち梁としてモデル化し、地震荷重により発生する面外方向の曲げモーメントに対して跳ね出し部壁が健全であることを確認する。

1) 跳ね出し壁端部に作用する短期面外曲げモーメント

地上部の壁重量 W_{2WA}'

$$W_{2WA}' = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_3 \times L_c$$

$$= \boxed{}$$

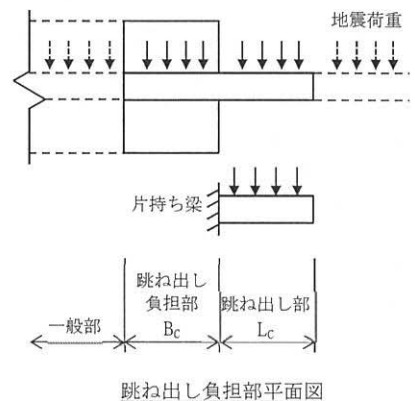
地下部の壁重量 W_{2WU}'

$$W_{2WU}' = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_2 \times L_c$$

$$= \boxed{}$$

壁の面外曲げモーメント M_{2WC}

$$M_{2WC} = W_{2WA}' \times K_{H1} \times L_c / 2 + W_{2WU}' \times K_{H2} \times L_c / 2$$

$$= \boxed{}$$


2) 跳ね出し壁端部の短期許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t4} (mm) :

有効せい d_4 (mm) :

応力中心距離 j_4 (mm) :

鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_{t4} (N/mm²) :

鉄筋配筋 :

鉄筋 1 本当り断面積 () (mm²) :

鉄筋断面積 (高さ n 当り) a_{t4} (mm²) :

$$\boxed{}$$

壁の短期許容曲げモーメント M_{a4} (高さ 5.5m 当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a4} = a_{t4} \times f_{t4} \times j_4 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 検定比

壁に作用する曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

$$M_{2WC} / M_{a4} = \boxed{} < 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) 跳ね出し負担部基礎底版に作用する接地圧の検討

1) 長期荷重時

壁部の重量 W_{2W}

$$W_{2W} = \gamma_c \times (t_1 + t_2) \times H_1 \times (B_c + L_c) = \text{[]} \text{ kN}$$

基礎底版の重量 W_{2F}

$$W_{2F} = \gamma_c \times t_3 \times L_1 \times B_c = \text{[]} \text{ kN}$$

埋め戻し土の重量 W_{2S}

$$W_{2S} = \gamma_s \times H_2 \times (L_2 \times 2) \times B_c = \text{[]} \text{ kN}$$

跳ね出し負担部の重量 W_2

$$W_2 = W_{2W} + W_{2F} + W_{2S} = \text{[]} \text{ kN}$$

基礎底版に作用する接地圧 σ_{2L}

$$\sigma_{2L} = W_2 / (L_1 \times B_c) = \text{[]} \text{ kN/m}^2$$

基礎底版に作用する接地圧と長期地耐力の検定比

$$\sigma_{2L} / \sigma_{La} = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

2) 短期荷重時

壁の重量 (W_{2WA} 、 W_{2WU})、基礎底版重量 (W_{2F}) による地震時転倒モーメント M_{2B}

$$\begin{aligned} M_{2B} &= W_{2WA} \times K_{H1} \times (H_3 / 2 + H_2 + t_3) + W_{2WU} \times K_{H2} \times (H_2 / 2 + t_3) + W_{2F} \times K_{H2} \times t_3 / 2 \\ &= \text{[]} \\ &= \text{[]} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

基礎底版幅方向による偏心距離

$$e_2 = M_{2B} / W_2 = \text{[]}$$

$$e_2 / L_1 = \text{[]}$$

基礎底版接地圧の倍率

$$\alpha_{21} = 2 / \{3 \times (1 / 2 - e_2 / L_1)\} = \text{[]}$$

基礎底版に作用する最大接地圧

$$\sigma_{21} = \alpha_{21} \times W_2 / (L_1 \times B_c) = \text{[]} \text{ kN/m}^2$$

基礎底版に作用する最大接地圧と短期接地耐力の検定比

$$\sigma_{21} / \sigma_{Sa} = \text{[]} < 1.0 \text{ OK}$$

2) 張り出し部基部の許容曲げモーメント

引張表面より引張鉄筋重心までの距離 d_{t5} (mm) :
 有効せい d_5 (mm) :
 応力中心距離 j_5 (mm) :
 鉄筋 () 長期許容引張応力度 f_{a5} (N/mm²) :
 鉄筋 () 短期許容引張応力度 f_{t5} (N/mm²) :
 鉄筋配筋 :
 鉄筋 1 本当り断面積 () (mm²) :
 鉄筋 1 本当り断面積 () (mm²) :
 引張鉄筋断面積 (m 長さ当り) a_{t5} (mm²) :
 =

張り出し部基部の長期許容曲げモーメント M_{a5L} (m 長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a5L} = a_{t5} \times f_{a5} \times j_5 = \text{ } \text{ kN}\cdot\text{m}$$

張り出し部基部の短期許容曲げモーメント M_{a5S} (m 長さ当り) は、RC 規準 (13.1) 式より

$$M_{a5S} = a_{t5} \times f_{t5} \times j_5 = \text{ } \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 検定比

固定荷重時の張り出し部基部に作用する最大曲げモーメントと長期許容曲げモーメントの検定比

$$M_{2LF} / M_{a5L} = \text{ } < 1.0 \text{ OK}$$

地震荷重時の張り出し部基部に作用する最大曲げモーメントと短期許容曲げモーメントの検定比

$$M_{2SF} / M_{a5S} = \text{ } < 1.0 \text{ OK}$$

以上より、独立遮蔽壁 (2) の跳ね出し負担部は健全である。

6.5. 検定比一覧

独立遮蔽壁 (2) ~ (5) の検討結果一覧 (検定比) を添説建 2-VIII. 6.5-1 表に示す。

添説建 2-VIII. 6.5-1 表 独立遮蔽壁 (2) ~ (5) の検討結果一覧 (検定比)

検討対象		荷重条件	独立遮蔽壁			
			(2)	(3)	(4)	(5)
一般部	壁基部曲げモーメント	短期				
	基礎底版接地圧	長期				
		短期				
	基礎底版 (張り出し部) 曲げモーメント	長期				
短期						
跳ね出し 負担部	壁基部曲げモーメント	短期				
	壁曲げモーメント	短期				
	基礎底版接地圧	長期				
		短期				
	基礎底版 (張り出し部) 曲げモーメント	長期				
	短期					
最大検定比						
判定			OK	OK	OK	OK

以上より、独立遮蔽壁 (2) ~ (5) は短期荷重作用時に健全であることを確認した。

IX. 工場棟 転換工場のチェックタンク室地下ピット 耐震計算書

1. 転換工場チェックタンク室地下ピットの概要

1. 1. 位置

転換工場のチェックタンク室地下ピットの設置位置を添説建 2-IX. 1. 1-1 図に示す。



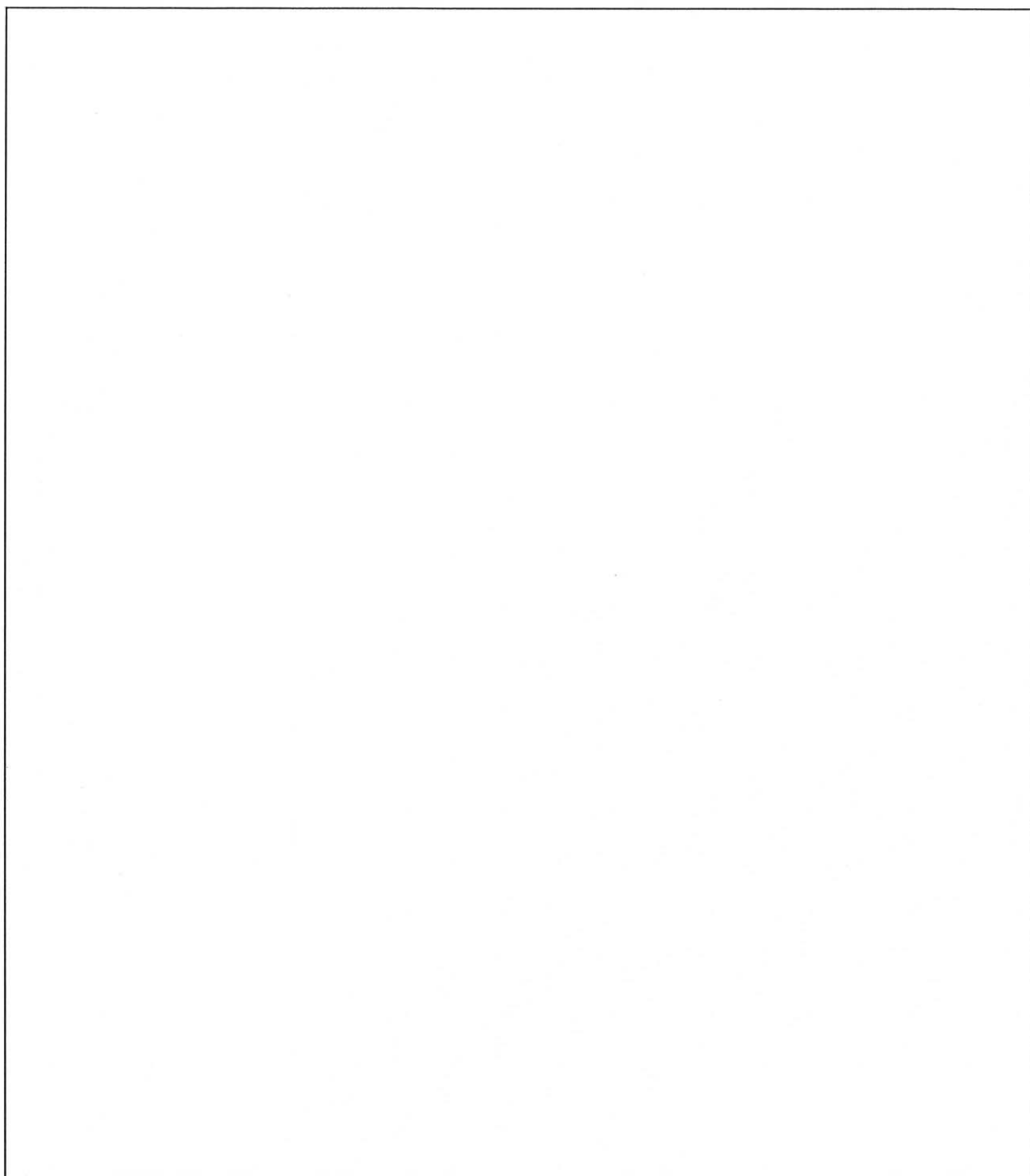
添説建 2-IX. 1. 1-1 図 配置図

1. 2. 構造概要

チェックタンク室地下ピットは、平面形状が主要部分で 3.35m×6.1m、深さ 3.3m の鉄筋コンクリート造であり、上部構造は無い。

チェックタンク室地下ピットの平面図及び断面図を添説建 2-IX. 1. 2-1 図に示す。

注) 添付説明書の図に示す寸法の単位は、特記以外ミリメートルとする。



添説建 2-IX. 1. 2-1 図 平面図及び断面図

2. 評価方法

2.1. 検討方針

検討は建築基準法及び施行令で規定された地震力により耐震性の評価を行い、建物の耐震安全性を確認するものとする。

なお、地下部分の地震力に対しては、短期の許容応力度を超えないことを確認する。(2015年版建築物の構造関係技術基準解説書)

2.2. 適用基準

検討は原則として、下記の関係基準に準拠する。

- ・ 建築基準法・同施行令・告示等
- ・ 日本産業規格 (JIS) (日本規格協会)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算用資料集 (日本建築学会)
- ・ 建築基礎構造設計指針 (日本建築学会)
- ・ 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書 (建築研究所)
- ・ 建築物荷重指針・同解説 (日本建築学会)
- ・ 構造力学公式集 (土木学会)

3. 使用材料の許容応力度

チェックタンク室地下ピットに使用されている材料及び許容応力度を添説建 2-IX.3-1 表、添説建 2-IX.3-2 表に示す。

添説建 2-IX.3-1 表 コンクリートの許容応力度 (単位: N/mm²)

設計基準強度	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
20.6	6.86	0.68	13.72	1.02

添説建 2-IX.3-2 表 鉄筋の許容応力度 (単位: N/mm²)

種別	使用範囲	長期		短期	
		引張・圧縮	せん断	引張・圧縮	せん断
	壁、底版	155	155	235	235

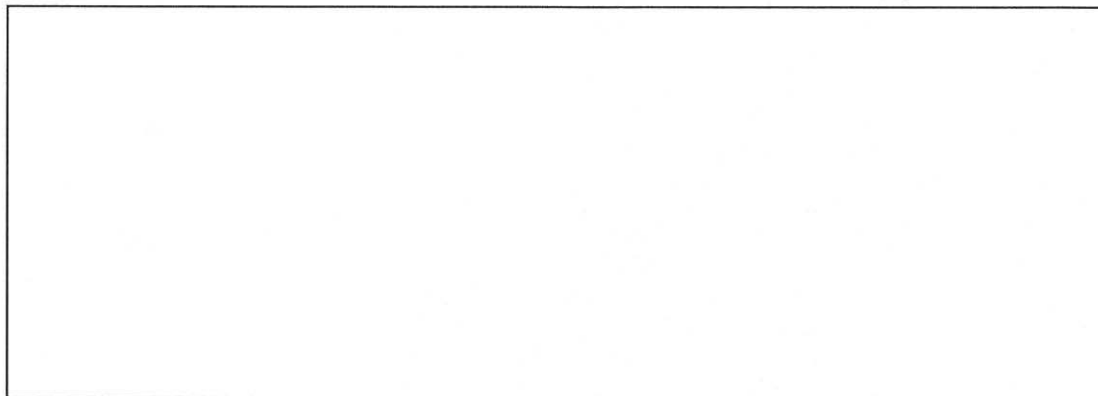
※1: は JIS G3112 - 1987 での読み替えに従って として取り扱う。

4. チェックタンク室地下ピットの耐震検討

4. 1. 検討方法

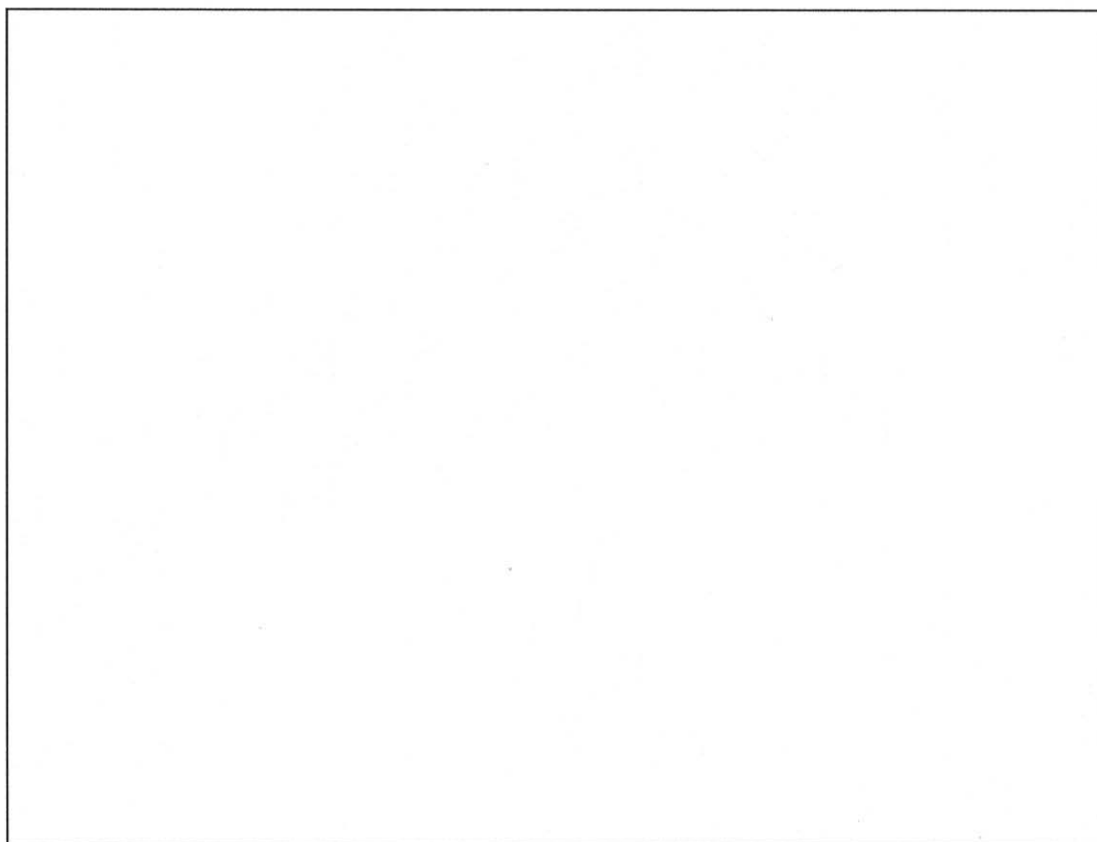
チェックタンク室地下ピットの地震時耐力評価は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC規準」と略記）に準拠する。

チェックタンク室地下ピットの主要寸法を添説建 2-IX. 4. 1-1 図に示す。



添説建 2-IX. 4. 1-1 図 主要寸法と壁名称

地下部分にかかる水平地震力（慣性力）と土圧荷重の概念を添説建 2-IX. 4. 1-2 図に示す。



添説建 2-IX. 4. 1-2 図 荷重概念図

常時土圧（静止土圧）は周囲から中央に向けて作用するが、地震時土圧（主働土圧）は地震入力方向に対して直交する壁に作用する。また、チェックタンク室地下ピット壁部に作用する水平地震力（慣性力）及び地震入力方向直交壁に作用する地震時土圧は全て地震力方向に対して平行な壁より地下ピット底版へ伝達されるものとする。ここでは、「静止土圧 + 地震時土圧」を受ける地震入力方向直交壁と「水平地震力（慣性力） + 地震時土圧」を底版へ伝達する地震入力方向平行壁に分けて検討する。

地下水については、発電機室の地盤ボーリング調査（添付説明書一建 2 II. 付属建物 発電機室 耐震計算書 参照）より、地下水位は地表面から深さ 3.2m～3.6m にあり、原料倉庫地下ピットの深さ約 2.0m に対して深く、また、降水により地下水位が FL まで上昇した場合であっても、外壁面に作用する地下水の水圧は地震時土圧より小さいことから、本検討においては水圧を考慮していない。

地下ピット底版に伝達された壁部の水平地震力、地震時土圧、底版部自体の重量に作用する水平地震力は、底版下面より地盤へ直接伝達されるものとする。

4. 2. 水平地震力の算定

地下部分にある鉄筋コンクリート製ピットに作用する水平地震力 Q は次式の水平震度により算定する。

$$Q = n \times k \times W_D$$

$$k \geq 0.1 \times (1 - H / 40) \times Z \quad (\text{建築基準法施行令第 88 条})$$

ここで

n : 耐震重要度に応じた割増係数 (=1.5)

k : 水平震度

W_D : 鉄筋コンクリート製ピット壁部重量 (kN)

H : 地盤面からの深さ (20 を超えれば 20 とする。) (m)

Z : 地震地域係数 (1.0)

$$k = 0.1 \times (1 - H / 40) \times Z = \boxed{}$$

なお、水平震度 k は保守的に $H=0$ として算出する。

地下部分の地震時水平力は

$$Q = n \times k \times W_D = \boxed{} \text{ kN}$$

チェックタンク室地下ピット壁部重量 (W_D) による水平地震力を添説建 2-IX. 4. 2-1 表に示す。

添説建 2-IX. 4. 2-1 表 水平地震力

対象	壁部重量 W_D (kN)	水平地震力 Q (kN)
チェックタンク室地下ピット		

4.3. 土圧荷重

静止土圧荷重は日本建築学会「建築基礎構造設計指針」（以下「基礎指針」と略記）により以下となる。ピットに作用する静止土圧荷重を添説建 2-IX. 4.3-1 図に、地震時土圧荷重を添説建 2-IX. 4.3-2 図に示す。

$$P_0 = K_0 \times \gamma \times Z$$

ここで

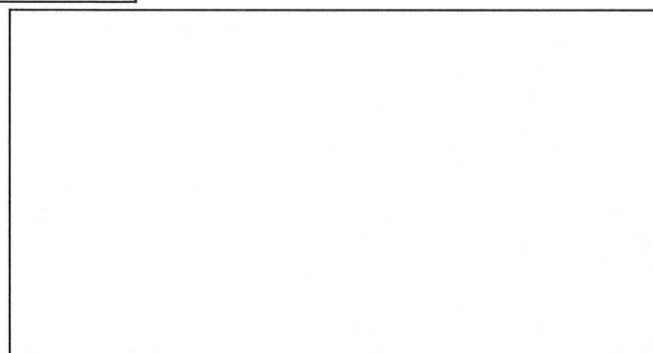
P_0 : 深さ Z における静止土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

γ : 土の単位体積重量 (18kN/m³) (建築物荷重指針・同解説 (日本建築学会))

Z : 地表面からの深さ (m)

$$P_0 = \boxed{} \text{ kN/m}^2$$



添説建 2-IX. 4.3-1 図 ピットに作用する静止土圧荷重

地震時土圧荷重は基礎指針に記載の物部の式を用いる。

地盤関連定数は転換工場のボーリング柱状図 (添付説明書-建 2-IX 付録 1) を用いる。

ボーリング試験から抜粋した内容を添説建 2-IX. 4.3-1 表に示す。

添説建 2-IX. 4.3-1 表 ボーリング柱状図

深さ (m)	層厚 (m)	地質	標準貫入試験回数 N 値	重み付層厚 (m)	ピット深さ (m)
▽ 1.3	1.3	ローム 2		<input type="text"/>
▽ 2.3	1.0	 3		
▽ 3.3	1.0	凝灰質粘土 6		
▽ 4.4	1.1	粗砂 31		
▽ 4.95	0.55				

N 値と重み付層厚から等価 N 値 (Ne) を算定する。

$$Ne = \boxed{}$$

土圧算定に用いる内部摩擦角は N 値を用いて基礎指針の大崎の式により算定する。

$$\phi = \boxed{}$$

土圧公式（物部式）による地震時土圧の算出

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \times K_{EA} \times \gamma \times H^2$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_k)}{\cos \theta_k \times \cos^2 \theta \times \cos(\delta + \theta + \theta_k) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \alpha - \theta_k)}{\cos(\theta - \alpha) \times \cos(\delta + \theta + \theta_k)}} \right\}^2}$$

P_{EA} : 地震時の主働土圧合力 (kN/m)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 地下壁高さ (m)

θ : 地下壁と鉛直面のなす角 (度)

δ : 壁面の摩擦角 (度) (保守的に考えて壁面摩擦を考慮しない⇒0)

α : 地表面傾斜角 (度) (地表が水平⇒0)

n : 耐震重要度に応じた割増係数 (=1.5)

k_h : 設計水平震度 (=0.1)

θ_k : 地震合成角 (度) $\theta_k = \tan^{-1}(n \times k_h) = \tan^{-1}(1.5 \times 0.1) = 8.54$

$K_{EA} =$

=

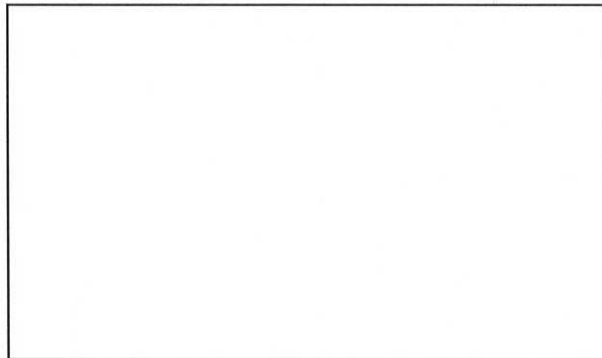
$P_{EA} =$ kN/m

地震時の土圧合力を通常の三角形分布と仮定する。(添説建 2-IX. 4. 3-2 図参照)

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \times W_0 \times H$$

深さ H における単位面積当りの地震時土圧 W_0 は

$$W_0 = \frac{2 \times P_{EA}}{H} =$$
 kN/m²



添説建 2-IX. 4. 3-2 図 ピットに作用する地震時土圧荷重

4. 4. コンクリート壁発生応力

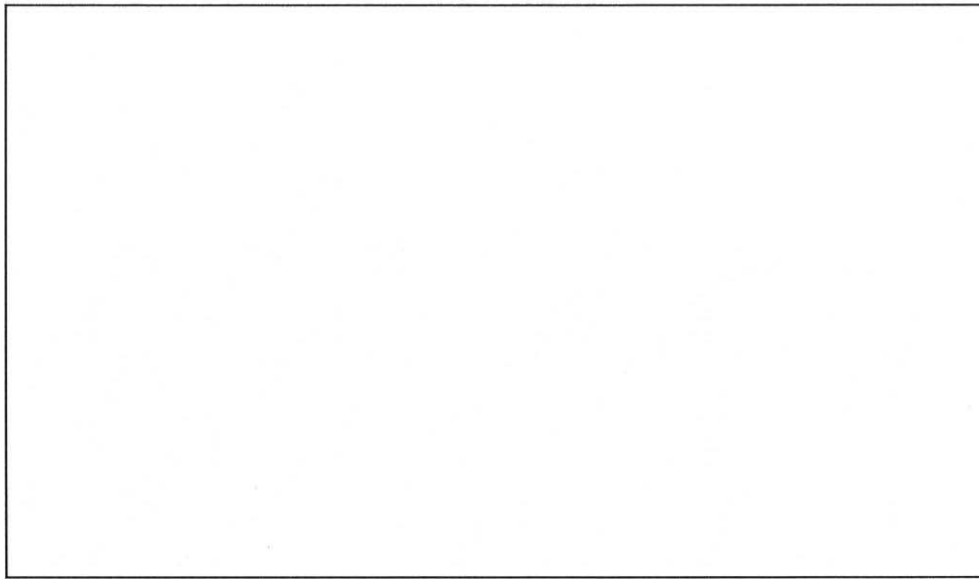
(1) X方向地震時

1) 地震力方向直交壁（壁 A、壁 C）

コンクリート壁に発生する応力は、鉄筋コンクリート構造計算用資料集（日本建築学会）の「等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力算定図表」を用いる。（添付説明書一建 2-IX 付録 2）

X 方向地震時における地震力方向直交壁の土圧荷重による応力概念図を添説建 2-IX. 4. 4-1 図に示す。

応力は全て単位幅（1.0m）に対して算定する。



添説建 2-IX. 4. 4-1 図 X 方向地震時における地震力方向直交壁の土圧荷重による応力概念図

地震力方向直交壁には、静止土圧と地震時土圧が作用する。

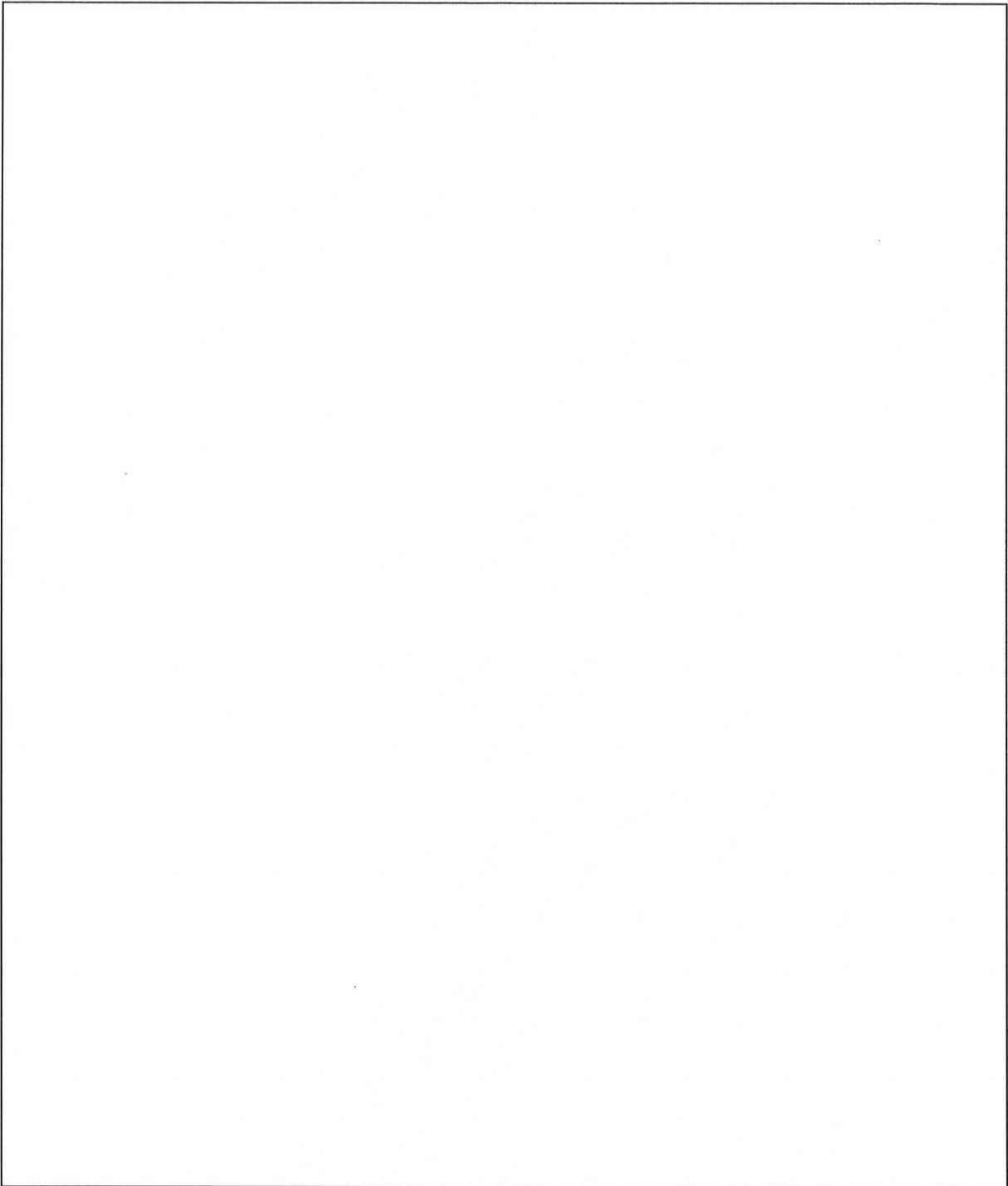
$$w = P_0 + W_0 = \boxed{} \text{ kN/m}^2$$

$$H / L_y = \boxed{}$$

$$\begin{aligned} M_{x3\max} &= \beta \times w \times L_y^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\ M_{x2\max} &= \beta \times w \times L_y^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\ M_{y1} &= \beta \times w \times L_y^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\ M_{y2\max} &= \beta \times w \times L_y^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

$M_{x3\max} > M_{x2\max}$ より $M_{x2\max}$ の評価は省略する。

上式の β の値は添説建 2-IX. 4. 4-2 図より求める。



添説建 2-IX. 4. 4-2 図 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力算定図表

2) 地震力方向平行壁 (壁 B、壁 D)

水平地震力 (慣性力) と地震時土圧は、2 対の平行壁が均等に全て負担するものとし、静止土圧によるせん断力も保守的に考えて単純加算して算定する。

水平地震力 (慣性力) + 地震時土圧 + 静止土圧 = S_1

$$S_1 = \frac{1}{2} \times Q + \frac{1}{2} \times P_{EA} \times L_Y + \frac{1}{2} \times P_0 \times L_X \times H$$

= kN

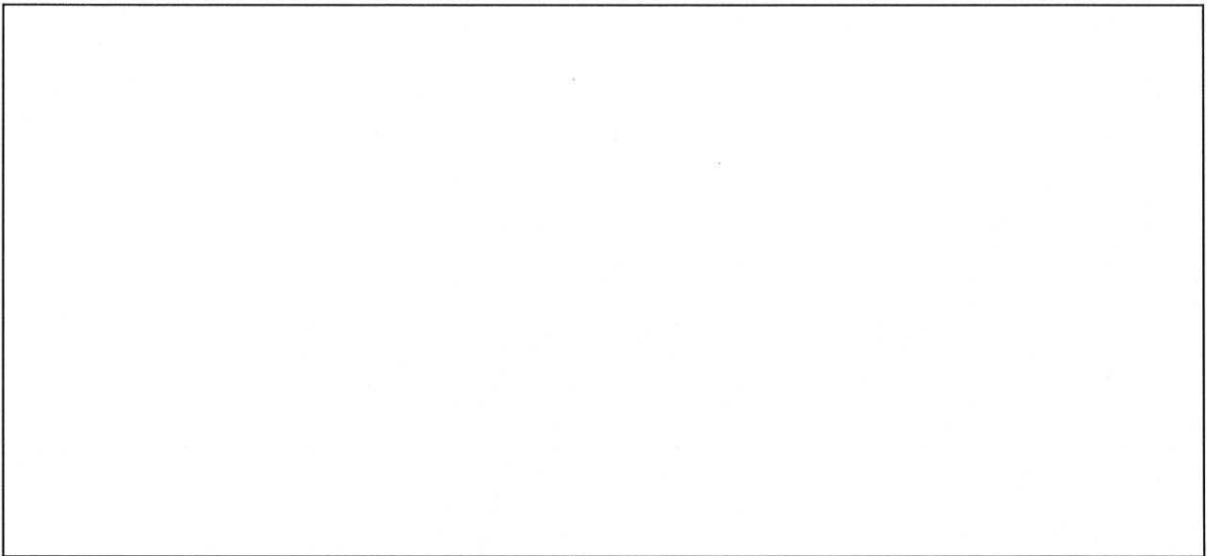
(2) Y方向地震時

1) 地震力方向直交壁（壁 B、壁 D）

コンクリート壁に発生する応力は、X方向地震時と同様に鉄筋コンクリート構造計算用資料集（日本建築学会）の「等変分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力算定図表」を用いる。（添付説明書一建2-IX付録2）

Y方向地震時における地震力方向直交壁の土圧荷重による応力概念図を添説建2-IX.4.4-3図に示す。

応力は全て単位幅（1.0m）に対して算定する。



添説建2-IX.4.4-3図 Y方向地震時における地震力方向直交壁の土圧荷重による応力概念図

地震力方向直交壁には、静止土圧と地震時土圧が作用する。

$$w = P_0 + W_0 = \boxed{} \text{ kN/m}^2$$

$$L_x / H = \boxed{}$$

$$M_{y1} = \beta \times w \times H^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

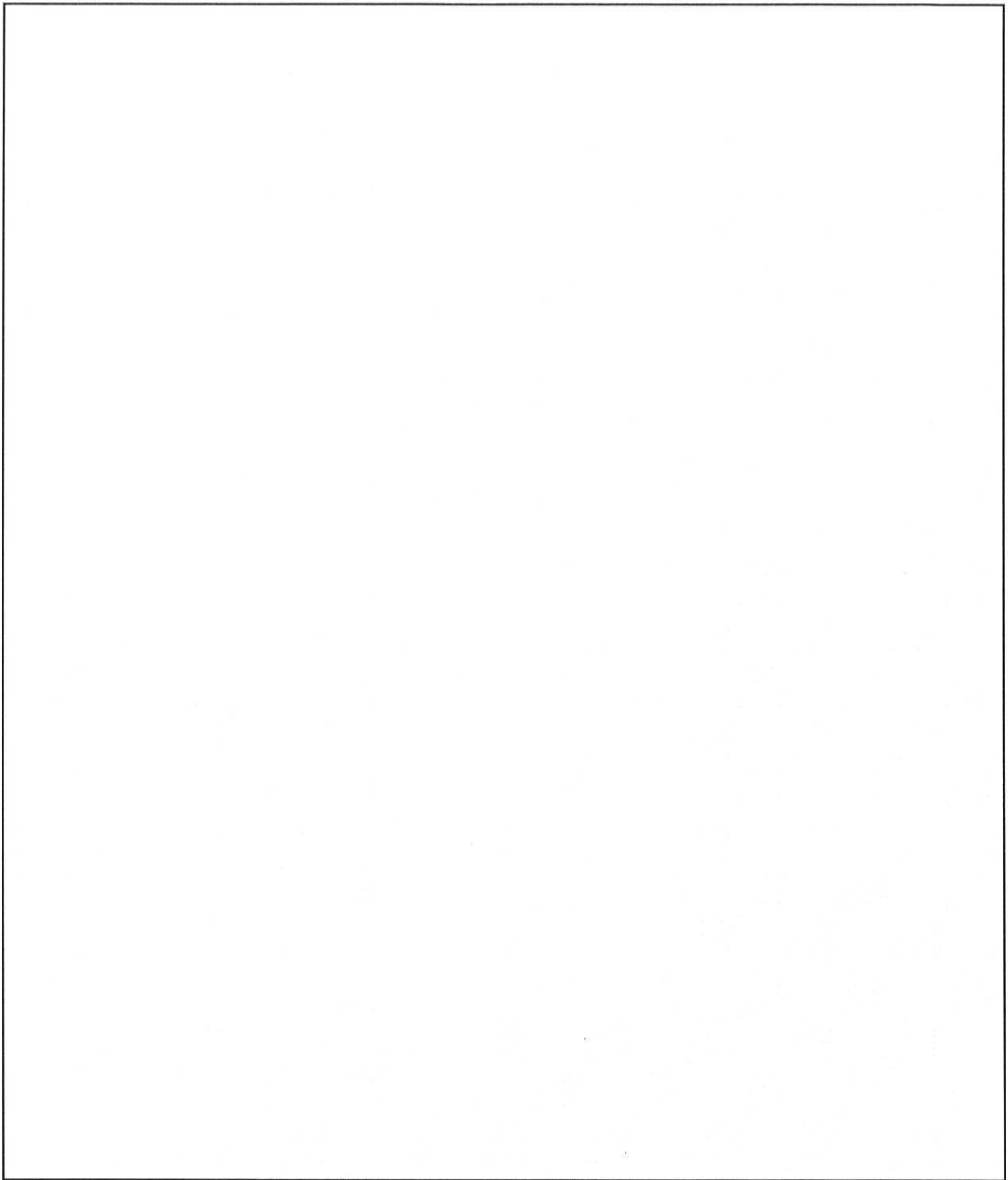
$$M_{y2\max} = \beta \times w \times H^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{x1} = \beta \times w \times H^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{x2\max} = \beta \times w \times H^2 = \boxed{} \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$M_{y1} > M_{y2\max}$ より $M_{y2\max}$ の評価は省略する。

上式の β の値は添説建2-IX.4.4-4図より求める。



添説建 2-IX. 4. 4-4 図 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力算定図表

2) 地震力方向平行壁 (壁 A、壁 C)

水平地震力 (慣性力) と地震時土圧は、2 対の平行壁が均等に全て負担するものとし、静止土圧によるせん断力も保守的に考えて単純加算して算定する。

水平地震力 (慣性力) + 地震時土圧 + 静止土圧 = S_2

$$S_2 = \frac{1}{2} \times Q + \frac{1}{2} \times P_{EA} \times L_X + \frac{1}{2} \times P_0 \times L_Y \times H$$

= kN

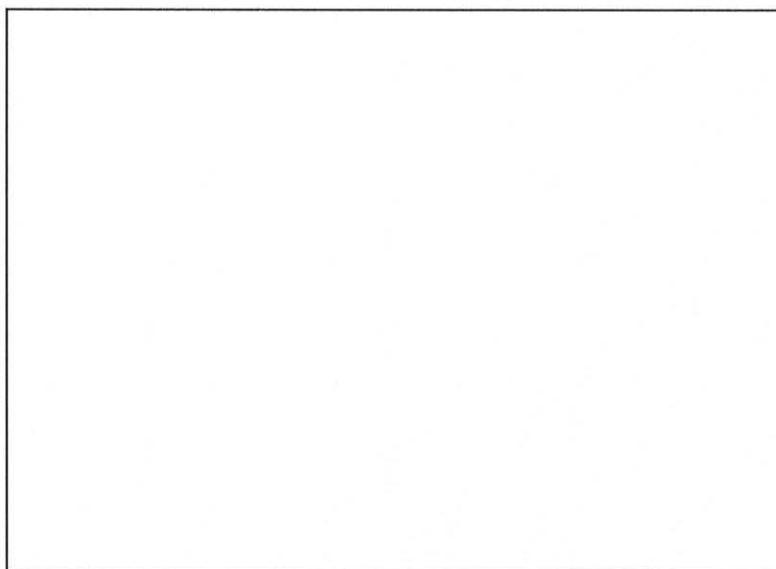
4.5. コンクリート壁検討条件

(1) コンクリート壁の配筋

ピットの各コンクリート壁の配筋は添説建 2-IX. 4.5-1 表の通り。

添説建 2-IX. 4.5-1 表 コンクリート壁の配筋位置による引張鉄筋断面積

地震力 方向	地震力 方向直交 壁位置	配筋位置		引張鉄筋 配筋 鉄筋径 ϕ (mm) - @ピッチ (mm)	単位幅当り 引張鉄筋断面積 (mm^2)
		縦筋	横筋		
X 方向	壁 A 壁 C	縦筋	一般部		
			底部		
	横筋	一般部			
		底部			
Y 方向	壁 B	縦筋	一般部		
			底部		
		横筋	一般部		
			底部		
	壁 D	縦筋	一般部		
			底部		
横筋	一般部				
	底部				



引張鉄筋 配筋位置名称

NS 方向地震力に直交するコンクリート壁については、鉄筋量の少ないコンクリート壁 B の配筋を対象に評価する。

(2) コンクリート壁厚

コンクリート壁厚さは、壁上部□mm～壁底部□mmと変化するが、壁一般部左右端の評価においては、保守的に考えて壁厚さ□mmとして評価する。ただし、壁上端部は壁厚□mmとする。コンクリート壁厚と位置名称を添説建 2-IX. 4.5-1 図に示す。

また、壁底部下端の評価においては、壁厚□mmとして評価する。



添説建 2-IX. 4.5-1 図 コンクリート壁厚と位置

4.6. 検討結果

地震時に各コンクリート壁に発生する単位幅当りの応力に対して、許容応力との検定比にて評価する。

(1) X方向地震時の検討

1) 地震力方向直交壁

「静止土圧 + 地震時土圧」による発生曲げモーメントに対して評価を行う。

コンクリート壁の短期許容曲げモーメントは、RC規準(13.1)式より算定する。

コンクリート壁断面と応力関係図を添説建2-IX.4.6-1図に、「静止土圧 + 地震時土圧」による曲げモーメント評価を添説建2-IX.4.6-1表に示す。

$$M_a = a_t \times f_t \times j$$

M_a : 短期許容曲げモーメント (kN・m)

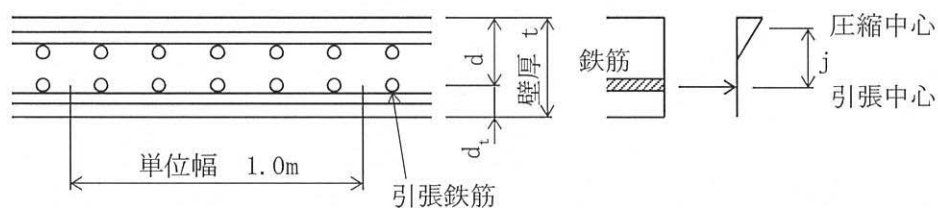
a_t : 引張鉄筋の断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容応力度 (=235 N/mm²)

j : 応力中心距離 (mm) (= (7/8) × d)

d : 有効せい (mm)

d_t : かぶり厚 (mm)



添説建2-IX.4.6-1図 コンクリート壁断面と応力関係図

添説建2-IX.4.6-1表

「静止土圧 + 地震時土圧」による曲げモーメント評価 (単位幅当り) (X方向地震力)

地震力方向 直交壁位置	発生曲げ モーメント M (kN・m/m)	引張鉄筋		コンク リート 壁厚 t (mm)	有効 せい d (mm)	応力 中心 距離 j (mm)	短期許容 曲げ モーメント M _a (kN・m/m)	検定比 M/M _a	判定
		断面積 a _t (mm ²)	短期許容 応力度 f _t (N/mm ²)						
壁 A 壁 C	一般部 左右端								OK
	一般部 中央								OK
	底部 下端								OK

2) 地震力方向平行壁

「水平地震力（慣性力）＋ 地震時土圧 ＋ 静止土圧」により、地震力方向平行壁に発生するせん断力に対して評価を行う。

コンクリート壁の短期許容せん断力は、以下にて算定する。

「水平地震力（慣性力）＋ 地震時土圧 ＋ 静止土圧」によるせん断評価を添説建 2-IX. 4. 6-2 表に示す。

$$S_a = f_s \times t \times L_x$$

S_a : 短期許容せん断力 (kN)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (=1.02 N/mm²)

t : コンクリート壁厚 (mm)

L_x : ピットの地震力方向長さ (mm)

添説建 2-IX. 4. 6-2 表

「水平地震力（慣性力）＋ 地震時土圧 ＋ 静止土圧」によるせん断評価 (X方向地震力)

地震力方向平行壁位置	発生せん断力	短期許容せん断応力度	コンクリート壁厚	ピットの地震力方向長さ	短期許容せん断力	検定比	判定
	S_1 (kN)	f_s (N/mm ²)	t (mm)	L_x (mm)	S_a (kN)	S_1/S_a	
壁 B 底部 壁 D 下端							OK

以上より、チェックタンク室地下ピットは、X方向地震力に対して安全である。

(2) Y方向地震時の検討

1) 地震力方向直交壁

(1)と同様の検討結果を添説建 2-IX. 4. 6-3 表に示す。

添説建 2-IX. 4. 6-3 表

「静止土圧 ＋ 地震時土圧」による曲げモーメント評価 (単位幅当り) (Y方向地震力)

地震力方向直交壁位置	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	引張鉄筋		コンクリート壁厚 t (mm)	有効せい d (mm)	応力中心距離 j (mm)	短期許容曲げモーメント M_a (kN・m/m)	検定比 M/M_a	判定
		断面積 a_t (mm ²)	短期許容応力度 f_t (N/mm ²)						
壁 B 一般部 壁 D 一般部 底部 下端	左右端								OK
	中央								OK
	下端								OK

2) 地震力方向平行壁

(1)と同様の検討結果を添説建 2-IX. 4. 6-4 表に示す。

添説建 2-IX. 4. 6-4 表

「水平地震力（慣性力）＋ 地震時土圧 ＋ 静止土圧」によるせん断評価（Y方向地震力）

地震力 方向平行 壁位置		発生 せん断力 S_2 (kN)	短期許容 せん断応力度 f_s (N/mm ²)	コンクリート 壁厚 t (mm)	ピットの 地震力方向長さ L_Y (mm)	短期許容 せん断力 S_a (kN)	検定比 S_2/S_a	判定
壁 A 壁 C	底部 下端							OK

以上より、チェックタンク室地下ピットは、Y方向地震力に対して安全である。

5. 地下ピット底版の強度検討

5. 1. 強度検討の対象設備機器

地下ピット底版の強度評価の対象となる設備機器及び底版コンクリートの諸元は以下の通り。

設備機器

設備機器名	:	地下集水槽 A
設計用水平震度 k_H	:	0.4 (耐震重要度分類第3類)
重量 W (kN)	:	<input type="text"/>
重心高さ h_G (mm)	:	
アンカーボルト間隔 D (mm)	:	
支圧プレート間隔 ℓ (mm)	:	
支圧プレート箇所数 n (本)	:	

地下ピット底版

底版コンクリート (捨てコン含) 厚さ t_c (mm)	:	<input type="text"/>
碎石層厚さ t_s (mm)	:	<input type="text"/>

5. 2. 長期荷重による評価

強度検討にあたっては、保守的に考えて、アンカープレート部の で固定された部分を地下集水槽 A による作用荷重が底版コンクリートへ伝達される支圧プレートとして設定する。

(1) 地下ピット底版の支持性能評価

地下集水槽 A の支圧プレート面に作用する長期荷重と底版コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

支圧プレート面積 A (mm²) :

底版コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) : 20.6

底版コンクリート長期許容圧縮応力度 f_{c1}

$$f_{c1} = F_c / 3 = \text{} \text{ N/mm}^2$$

支圧プレート 1 箇所当りの作用荷重 V_s

$$V_s = W / n = \text{} \text{ kN}$$

底版コンクリート許容圧縮荷重 Q_{s1}

$$Q_{s1} = f_{c1} \times A = \text{} \text{ kN}$$

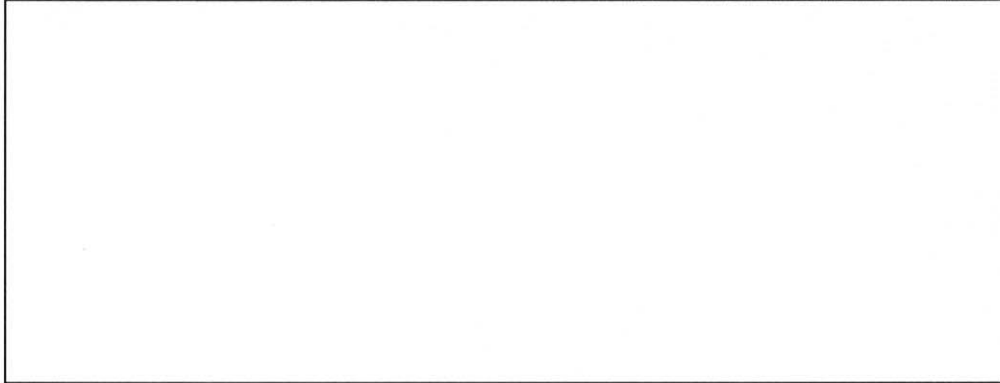
長期荷重と底版コンクリート許容圧縮荷重の比較

$$V_s / Q_{s1} = \text{}$$

以上より、底版コンクリートの長期許容圧縮荷重は、設備機器による作用荷重を上回っていることを確認した。

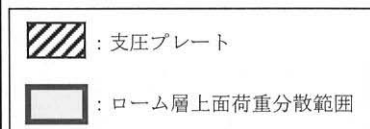
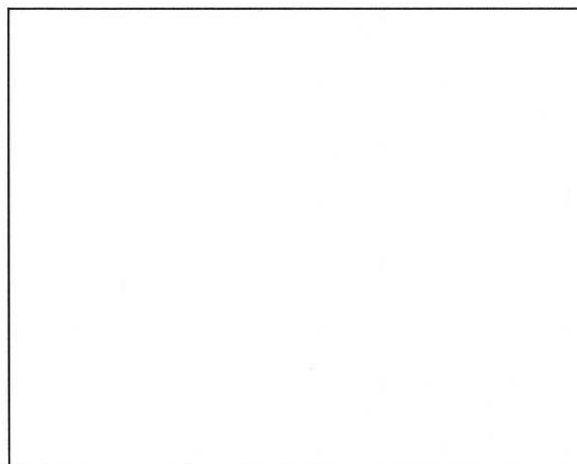
(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、底版コンクリートの支持性能評価で検討した支圧プレート 1 箇所当りの作用荷重が、底版コンクリート、砕石層を介して直下のローム層に伝達されるものとする。



- ※1 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会
- ※2 建築基礎のための地盤改良設計指針案 日本建築学会

底版コンクリート荷重分散図



ローム層上面荷重分散図

5.3. 短期荷重による評価

チェックタンク室地下ピットの底版コンクリートに対する短期荷重による評価を示す。

(1) 地下ピット底版の支持性能評価

地下集水槽 A の支圧プレート設置面に作用する短期荷重と底版コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

水平地震力 P

$$P = W \times k_H = \boxed{} \text{ kN}$$

転倒モーメント M

$$M = P \times h_G = \boxed{} \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

支圧プレート 1 箇所当りの作用荷重 V_E

$$V_E = M / \ell + V_S = \boxed{} \text{ kN}$$

底版コンクリート短期許容圧縮応力度 f_{c2}

$$f_{c2} = f_{c1} \times 2.0 = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

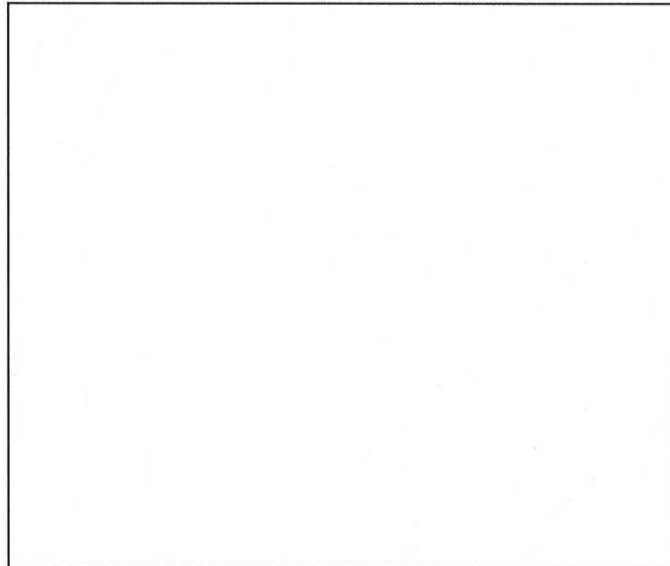
底版コンクリート許容圧縮荷重 Q_{E1}

$$Q_{E1} = f_{c2} \times A = \boxed{} \text{ kN}$$

短期荷重と底版コンクリート許容圧縮荷重の比較

$$V_E / Q_{E1} = \boxed{}$$

以上より、底版コンクリート短期許容圧縮荷重は、設備機器に耐震重要度分類第 3 類の地震力 (0.4G) が作用した場合の荷重を上回っていることを確認した。



(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、底版コンクリートの支持性能評価で検討した支圧プレート 1 箇所当りの作用荷重が、底版コンクリート、砕石層を介して直下のローム層に伝達されるものとする。作用荷重の伝達に対しては、長期荷重の検討時と同等の荷重分散効果を考慮する。

ローム層評価対象面積 S_0 (m²) :
底版コンクリート重量 W_C (kN) :
砕石重量 W_S (kN) :

支圧プレート直下のローム層に作用する短期荷重 V_{0E}

$$V_{0E} = V_E + W_C + W_S = \text{} \text{ kN}$$

ローム層の短期に生じる力に対する許容応力度 σ_{c2} (kN/m²)

: (建築基準法施行令第 93 条)

ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重 Q_{E2}

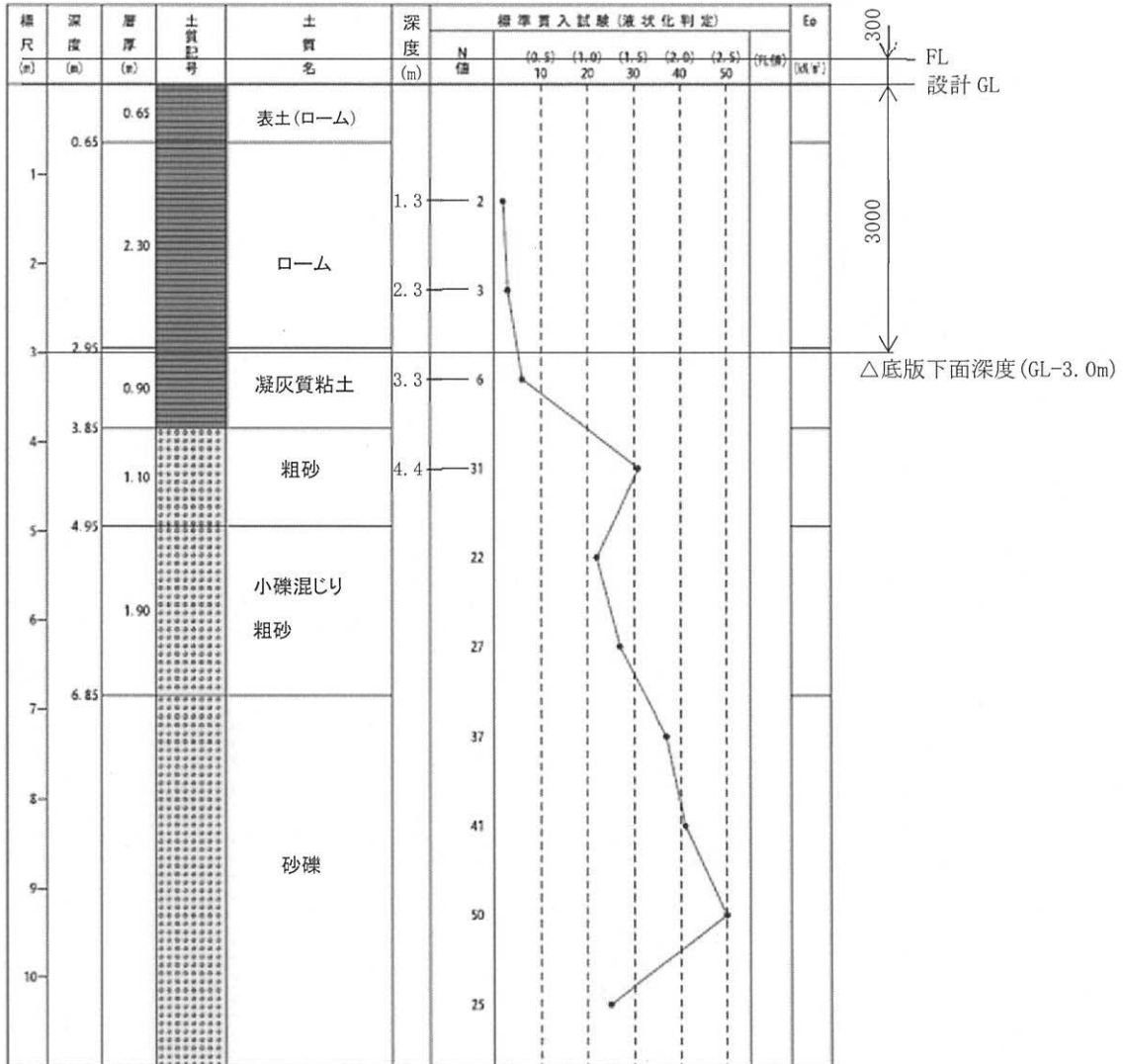
$$Q_{E2} = \sigma_{c2} \times S_0 = \text{} \text{ kN}$$

短期荷重とローム層の短期に生じる力に対する許容荷重の比較

$$V_{0E} / Q_{E2} = \text{}$$

以上より、ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重は、設備機器に耐震重要度分類第 3 類の地震力 (0.4G) が作用した場合の荷重を上回っていることを確認した。

ボーリング柱状図



鉄筋コンクリート構造計算用資料集（日本建築学会）
等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力算定図表

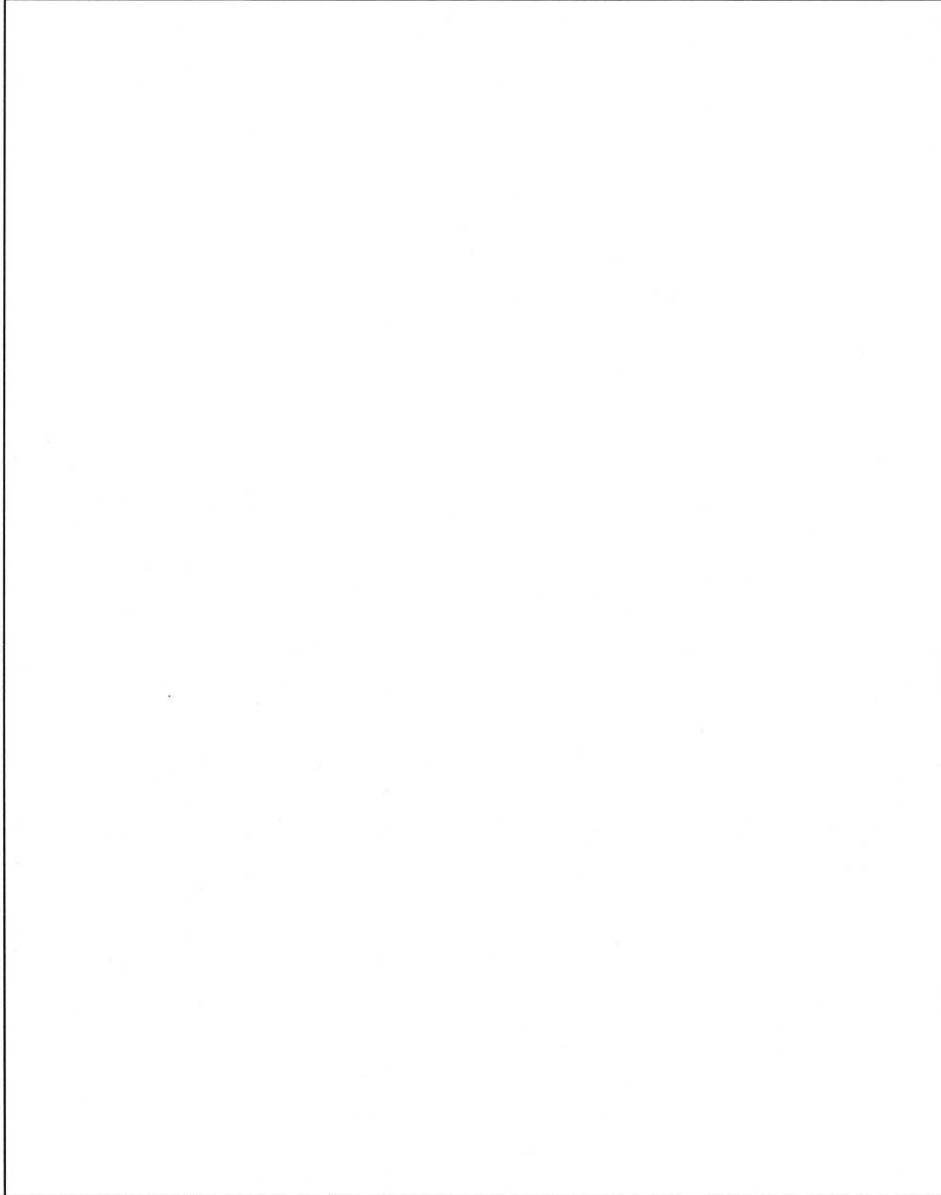


図 6.4 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図と自由辺中央のたわみ¹⁾ ($\nu=0$)

上算定図表は、鉄筋コンクリート構造計算用資料集（日本建築学会）からの出典であり、ポアソン比 $\nu=0$ として計算されたものである。上記資料集に記載されている本図表の参考文献では、鉄筋コンクリートのポアソン比とした場合、正方形板中心の曲げモーメントで危険側に 15%程度の誤差が生じるとの記載とともに、工学的に扱うときは一般的に鉄筋コンクリートのポアソン比を 0 と仮定しても差し支えない場合が多いとも記載されている。本書の検討においては、ポアソン比の影響を受ける一般部中央の発生曲げモーメントは小さく、危険側誤差を考慮したとしても鉄筋コンクリート壁の強度は十分な裕度を持っているため、ポアソン比 $\nu=0$ の算定図表をそのまま適用するものとした。

X. 建物の 1 階床の支持性能に関する説明書

1. はじめに

第 1 廃棄物処理所、第 2 廃棄物処理所、シリンダ洗浄棟及び原料貯蔵所の 1 階床の土間コンクリートについて、設備・機器の自重及び通常時の荷重等に加え、各設備の耐震重要度分類に応じた地震力が作用した場合においても、十分な支持性能を有する地盤に設置していることを以下の評価により確認する。なお、各建物の基礎及び支持地盤については、「添付説明書一建 2」の各建物の耐震計算書にて耐震重要度分類第 1 類又は第 2 類の地震力が作用した場合においても許容応力度を満足し健全であることを説明しており、本書では各建物の 1 階床の土間コンクリートについて説明する。

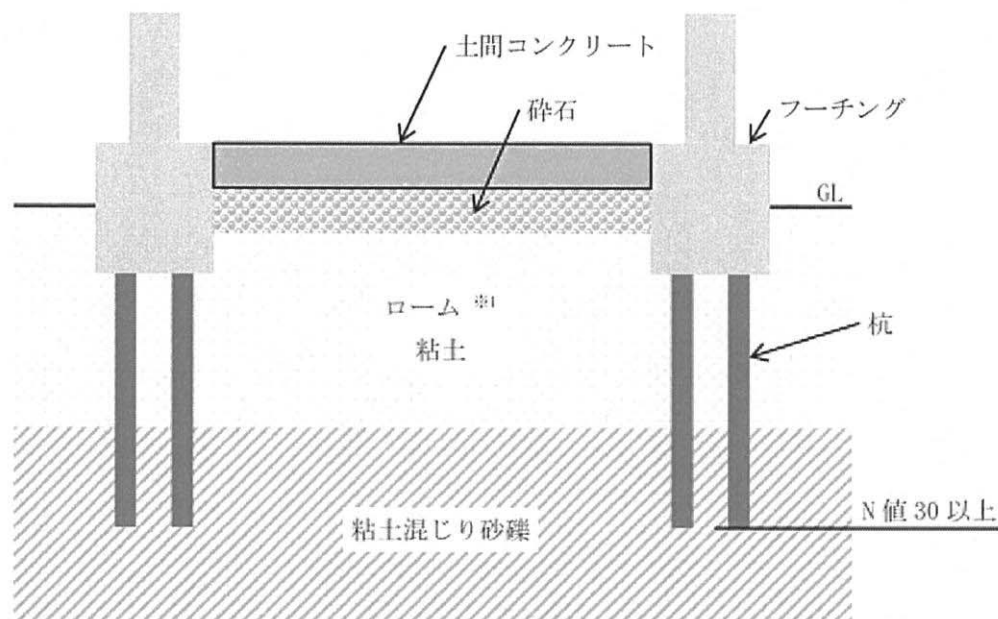
2. 加工施設地盤の概要

- ・ 加工施設敷地内の支持地盤は、200 万年から 1 万年前に堆積した年代的に古い地層で、堅固で安定した洪積層の台地地盤であることから、建築基礎地盤として安定した支持性能を持っている。
- ・ 加工施設敷地内の建物、構築物の支持層とする砂礫層は、深さ約 4m から約 14m にわたって殆ど水平に分布し、その上部の地層はローム層や凝灰質粘土層の地盤構成となっており、基礎荷重の小さい建物、構築物については、地表近くのローム層で支持することが可能な地盤である。
- ・ 加工施設の敷地内及び周辺には活断層はなく、一番近い陸域の活断層（高萩付近）までは、約 30km 以上離れている。
- ・ 加工施設の建物、構築物の支持地層である砂礫層から表土の間の地層は、ローム層や粘土層であり、液状化発生の可能性が低い細粒度含有率が高い地層で構成されている。洪積層は一般に N 値が高く、続成作用（堆積物から固結した堆積岩が形成される作用）により液状化に対する抵抗が高いことを踏まえ、液状化の判定は沖積層の土層が対象であり、洪積層の場合には原則として液状化の判定は不要とされているが、念のため実施した敷地内の廃棄物管理棟建設予定地の地質調査を実施した際の液状化危険度の調査において、いずれの土層についても液状化の危険度が低いと判定されており、液状化の問題がないことを確認している。

3. 建設地地盤の概要

建設の際に調査したボーリング柱状図を「添付説明書一建2」の各建物の耐震計算書に示す。各建物のボーリング柱状図より、深さ約6.5m付近にはN値30以上の砂礫層が分布しており、地表近くの地層は地表から深さ約1.8mから2.8m付近までがローム層である。

各建物の基礎及び1階床と地盤との構成概要図を添説建2-X.3-1図に示す。各建物の基礎は、十分な支持性能を有するN値30以上の砂礫層に達する杭による杭基礎とする。また、1階の床は土間コンクリートとし、床の自重及び通常時の荷重に加え地震荷重が作用した場合でも、転圧した碎石を介し十分な支持性能を有する地表近くのローム層により支持する設計とする。



※1：ローム層の許容応力度（出典：建築基準法施行令第93条）

- ・長期に生じる力に対する許容応力度 $\sigma_{c1} : 50 \text{ kN/m}^2$
- ・短期に生じる力に対する許容応力度 $\sigma_{c2} : 100 \text{ kN/m}^2$

添説建2-X.3-1図 6次申請対象施設の基礎及び1階床と地盤構成概要図

4. 評価方法

- ・土間コンクリートは、地面に支えられた鉄筋コンクリート（以下「RC」と略記）の床であり、床の自重及び通常時の荷重（固定荷重及び積載荷重）を支点となる地盤へ直接伝える構造である。
- ・土間コンクリートの支持性能の評価は、床上に設置する設備・機器の据付面（以下「ベースプレート」と略記）に作用する長期及び短期の鉛直荷重と土間コンクリートの許容圧縮荷重との比較により行う。
- ・ローム層の支持性能の評価は、ローム層上に作用する長期及び短期の鉛直荷重とローム層の許容荷重との比較により行う。

5. 各建物の対象設備機器

土間コンクリートの強度評価に用いる各建物の対象設備機器及び土間コンクリート、砕石に係る諸元を添説建 2-X.5-1 表に示す。なお、評価対象の設備機器は設置に用いるベースプレートの接触面から土間コンクリートに作用する圧縮荷力が最大となる設備機器とする。

添説建 2-X.5-1 表 設備機器の概要

項目	単位	第1廃棄物処理所	第2廃棄物処理所	シリンダ洗浄棟	原料貯蔵所												
設備機器名		CT-009 クレーン	粉碎機架台	シリンダ洗浄装置	シリンダ転倒装置架台												
設計用水平震度	K_H																
設備・機器支点反力	V_S, V_E																
土間コンクリート(捨コン含む)厚さ	t_C																
砕石厚さ	t_S																
土間コンクリート設計基準強度	F_C																
	N/mm^2																

6. 土間コンクリートの強度検討

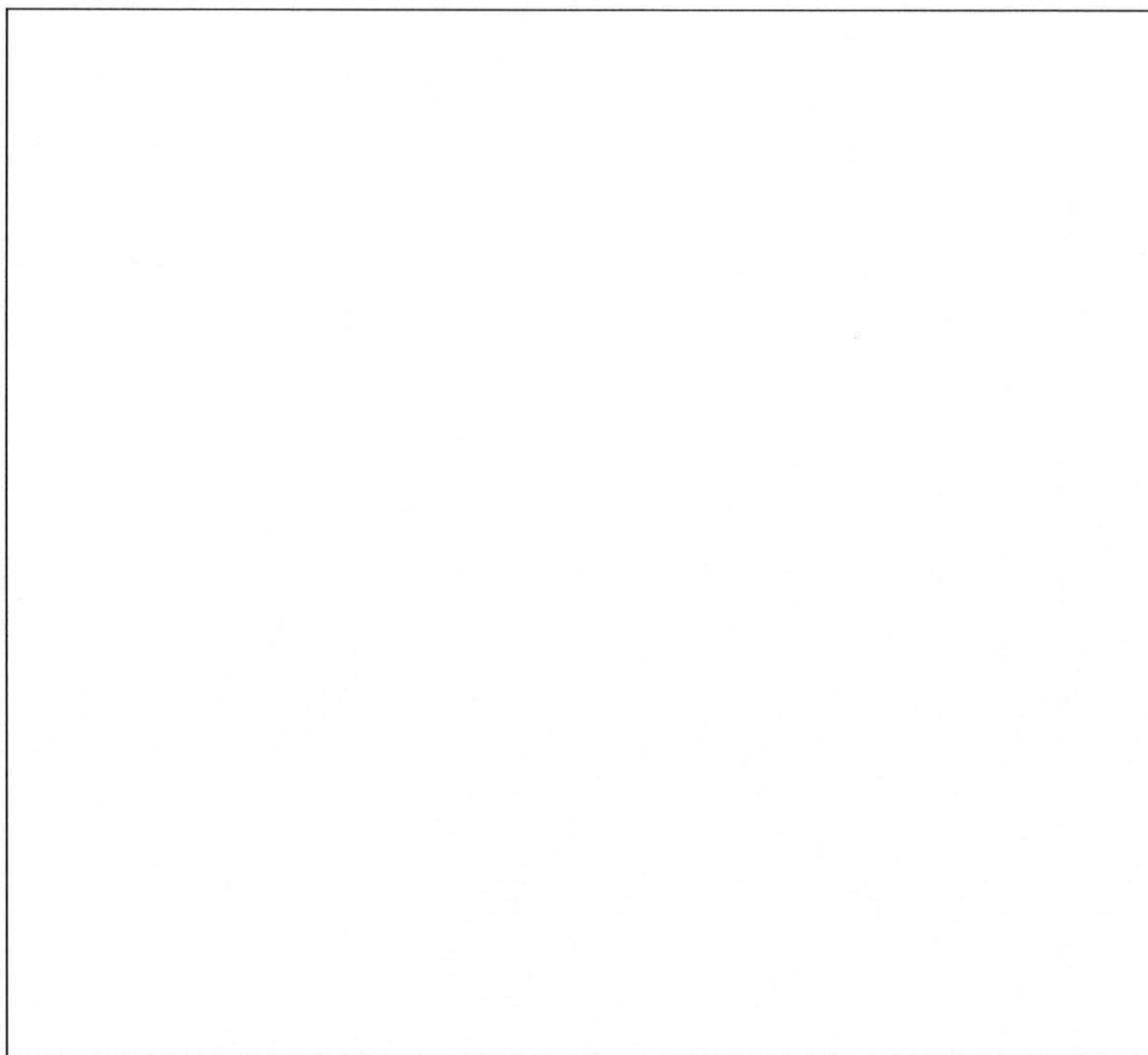
本検討では、第1廃棄物処理所の土間コンクリートに対する評価を評価方法の一例として示す。同様に評価を実施したその他の各建物の評価結果については添説建2-X.6.4-1表に示す。

6.1. 強度検討の対象設備機器

第1廃棄物処理所の土間コンクリートの強度評価対象となる設備機器及び耐震解析により底版に作用する設計反力は添説建2-X.6.1-1図の通り。

設備機器名 : CT-009 クレーン

設計用水平震度 K_H : 0.4 (耐震重要度分類第3類)



添説建2-X.6.1-1図 モデル図

6.2. 長期荷重による評価

(1) 土間コンクリートの支持性能評価

CT-009 クレーンのベースプレート設置面に作用する長期荷重と土間コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

長期支点反力 V_s (kN) : (添説建 2-X.6.1-1 図参照)

ベースプレート面積 A (mm²) : $a \times b =$

土間コンクリート設計基準強度 F_c (N/mm²) : 17.6

土間コンクリート上面作用荷重

$$V_s = \text{} \text{ kN}$$

土間コンクリートの長期許容圧縮応力度

$$f_{c1} = F_c / 3 = \text{} \text{ N/mm}^2$$

土間コンクリートの長期許容圧縮荷重

$$Q_{s1} = f_{c1} \times A = \text{} \text{ kN}$$

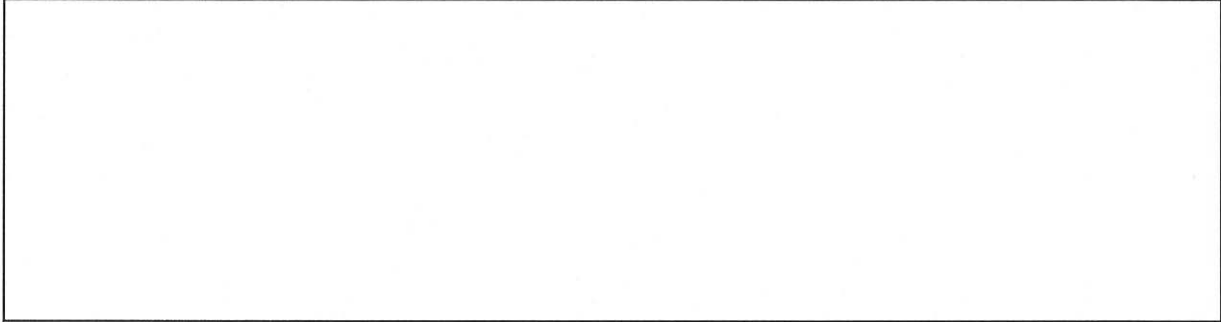
検定比

$$SR_1 = V_s / Q_{s1} = \text{}$$

以上より、土間コンクリートの長期許容圧縮荷重は、固定荷重と積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）を十分に上回っていることを確認した。

(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、土間コンクリートの支持性能評価で検討したベースプレート1箇所当りの作用荷重が、土間コンクリート、砕石層を介して直下に伝達されるものとする。



※1：鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 日本建築学会

※2：建築基礎のための地盤改良設計指針案 日本建築学会

土間コンクリート荷重分散図

コンクリート単位体積重量 γ_c : kN/m³
土間コンクリート厚さ t_c : mm
土間コンクリート単位面積重量 $\gamma_{ca} = \gamma_c \times t_c =$ kN/m²
砕石単位体積重量 γ_s : kN/m³ (建築物荷重指針・同解説 日本建築学会)
砕石厚さ t_s : mm
砕石単位面積重量 $\gamma_{sa} = \gamma_s \times t_s =$ kN/m²
ローム層評価対象面積 $S_\ell = \ell_x \times \ell_y =$ m²
土間コンクリート重量 $W_c = S_\ell \times \gamma_{ca} =$ kN
砕石重量 $W_s = S_\ell \times \gamma_{sa} =$ kN
ローム層の評価対象面積に作用する長期荷重
 $V_{\ell s} = V_s + W_c + W_s =$ kN
ローム層の長期に生じる力に対する許容応力度 σ_{c1} : kN/m²
ローム層の長期に生じる力に対する許容荷重
 $Q_{s2} = \sigma_{c1} \times S_\ell =$ kN

検定比

$$SR_2 = V_{\ell s} / Q_{s2} =$$

以上より、ローム層の長期に生じる力に対する許容荷重は、固定荷重と積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）を上回っていることを確認した。

6.3. 短期荷重による評価

(1) 土間コンクリートの支持性能評価

前項で用いた CT-009 クレーンのベースプレート設置面に作用する短期荷重と土間コンクリート許容圧縮荷重の比較を以下に示す。

短期支点反力 V_E (kN) : (添説建 2-X.6.1-1 図参照)

土間コンクリート短期許容圧縮応力度

$$f_{c2} = f_{c1} \times 2.0 = \text{} \text{ N/mm}^2$$

土間コンクリート短期許容圧縮荷重

$$Q_{E1} = f_{c2} \times A = \text{} \text{ kN}$$

検定比

$$SR_3 = V_E / Q_{E1} = \text{}$$

以上より、土間コンクリート短期許容圧縮荷重は、固定荷重及び積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による荷重）に加え、設備に耐震重要度分類第3類の地震力(0.4G)が作用した場合の圧縮荷重を十分に上回っていることを確認した。

(2) ローム層の支持性能評価

評価に用いる荷重は、土間コンクリートの支持性能評価で検討したベースプレート 1 箇所当りの作用荷重が、土間コンクリート、砕石層を介して直下に伝達されるものとする。

作用荷重の伝達に対しては、長期荷重の検討時と同等の荷重分散効果を考慮する。

ローム層の評価対象面積に作用する短期荷重

$$V_{eE} = V_E + W_C + W_S = \text{} \text{ kN}$$

ローム層の短期に生じる力に対する許容応力度

$$\sigma_{c2} = 100 \text{ kN/m}^2$$

ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重

$$Q_{E2} = \sigma_{c2} \times S_0 = \text{} \text{ kN}$$

検定比

$$SR_4 = V_{eE} / Q_{E2} = \text{}$$

以上より、ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重は、固定荷重及び積載荷重を合わせた荷重（設備機器重量による作用荷重）に加え、設備に耐震重要度分類第3類の地震力(0.4G)が作用した場合の圧縮荷重を上回っていることを確認した。

6.4.各建物の評価結果

添説建2-X.6.4-1表 評価結果一覧

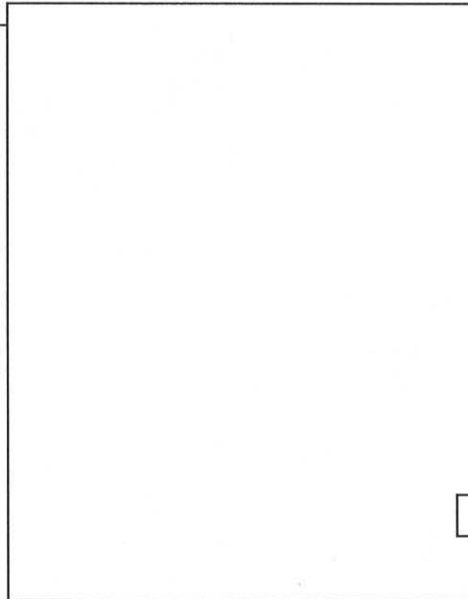
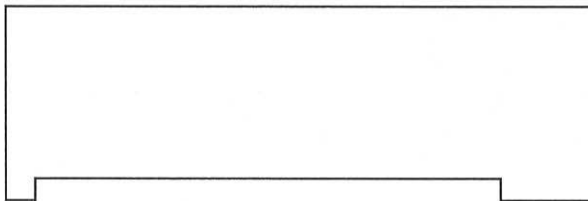
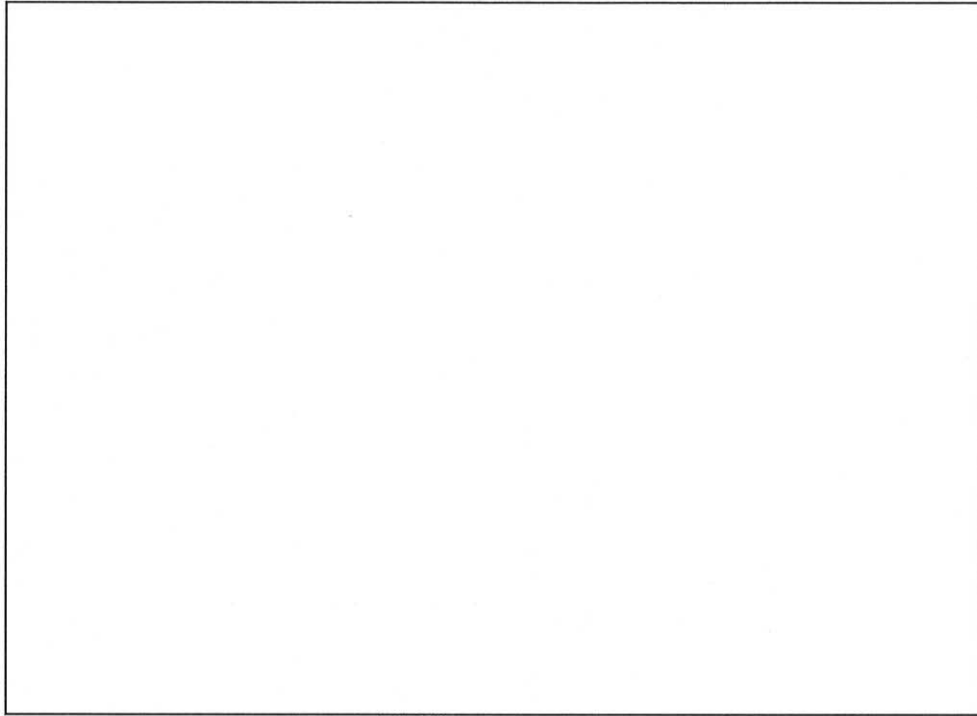
項目	単位	算出式	第1廃棄物処理所	CT-009クレーン	第2廃棄物処理所	粉砕機架台	シリンドラ洗浄装置	シリンドラ洗浄装置	原料貯蔵所	シリンドラ転倒装置架台
コンクリート単位体積重量	γ_c	kN/m^3								
砕石単位体積重量	γ_s	kN/m^3								
土間コンクリート設計基準強度	F_c	N/mm^2								
土間コンクリートの長期許容圧縮応力度	f_{c1}	N/mm^2	$F_c/3$							
土間コンクリート短期許容圧縮応力度	f_{c2}	N/mm^2	$f_{c1} \times 2.0$							
ローム層の長期に生じる力に対する許容応力度	σ_{c1}	kN/m^2								
ローム層の短期に生じる力に対する許容応力度	σ_{c2}	kN/m^2								
設計用水平震度	K_H									
長期設備機器支点反力 ^{※1}	V_s	kN								
短期設備機器支点反力 ^{※1}	V_E	mm								
ベースプレートX方向幅	a	mm								
ベースプレートY方向幅	b	mm								
ベースプレート面積	A	mm^2	$a \times b$							
土間コンクリート厚さ	t_c	mm								
砕石厚さ	t_s	mm								
ローム層評価対象X方向幅	l_x	mm	$a + 2 \times t_c + t_s$							
ローム層評価対象Y方向幅	l_y	mm	$b + 2 \times t_c + t_s$							
ローム層評価対象面積	S_0	m^2	$l_x \times l_y$							
土間コンクリート単位面積重量	γ_{ca}	kN/m^2	$\gamma_c \times t_c$							
土間コンクリート重量	W_c	kN	$S_0 \times \gamma_{ca}$							
砕石単位面積重量	γ_{sa}	kN/m^2	$\gamma_s \times t_s$							
砕石重量	W_s	kN	$S_0 \times \gamma_{sa}$							
土間コンクリート上面長期作用荷重	V_s	kN								
土間コンクリートの長期許容圧縮荷重	Q_{s1}	kN	$f_{c1} \times A$							
検定比	SR_1		V_s / Q_{s1}							
ローム層の評価対象面積に作用する長期荷重	V_{0s}	kN	$V_s + W_c + W_s$							
ローム層の長期に生じる力に対する許容荷重	Q_{s2}	kN	$\sigma_{c1} \times S_0$							
検定比	SR_2		V_{0s} / Q_{s2}							
土間コンクリート上面短期作用荷重	V_E	kN								
土間コンクリート短期許容圧縮荷重	Q_{E1}	kN	$f_{c2} \times A$							
検定比	SR_3		V_E / Q_{E1}							
ローム層の評価対象面積に作用する短期荷重	V_{0E}	kN	$V_E + W_c + W_s$							
ローム層の短期に生じる力に対する許容荷重	Q_{E2}	kN	$\sigma_{c2} \times S_0$							
検定比	SR_4		V_{0E} / Q_{E2}							




※1：梁モデル解析による

補足説明資料

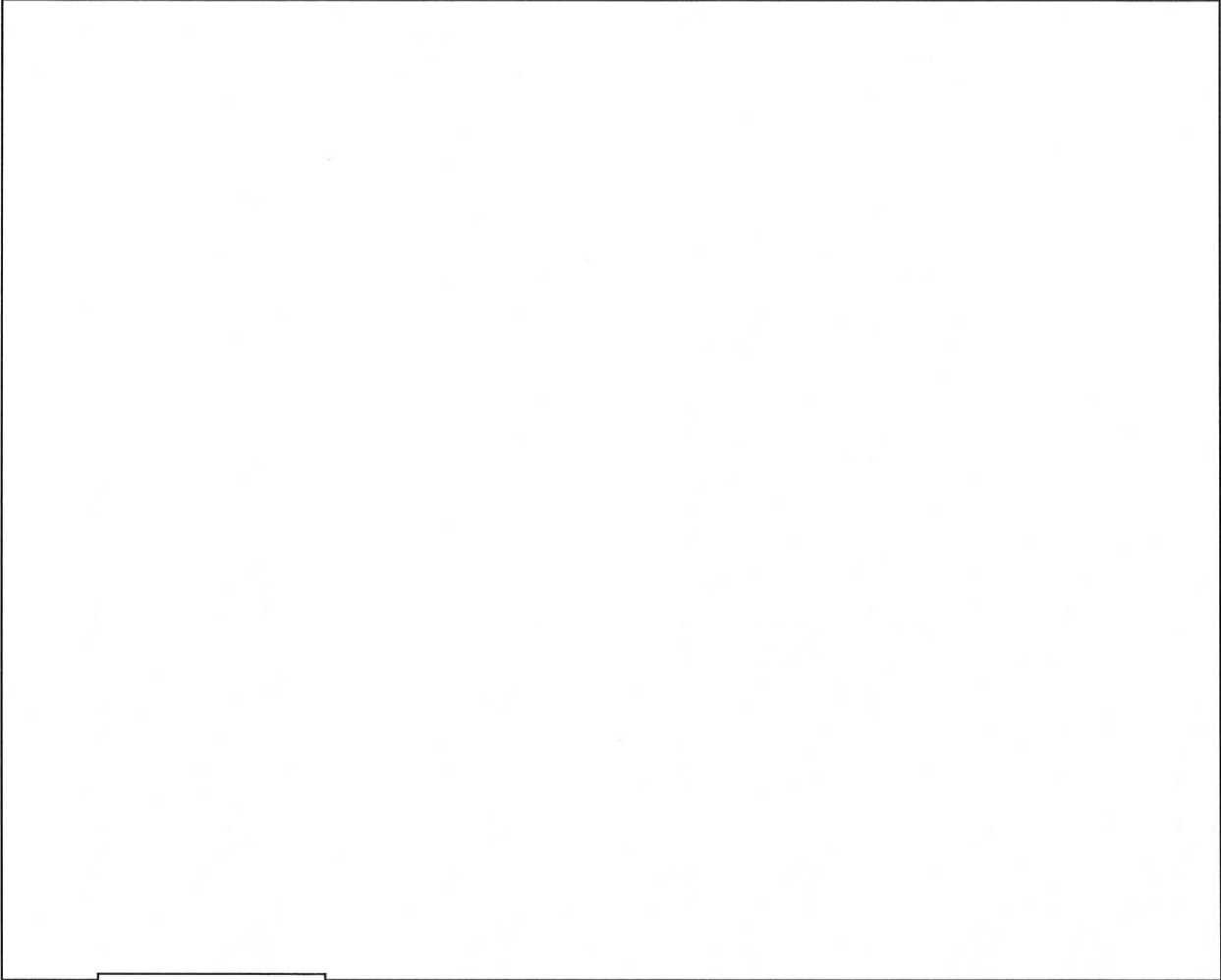
ローム層上面における荷重負担範囲




第1 廃棄物処理所：CT-009 クレーン



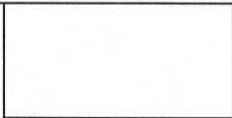
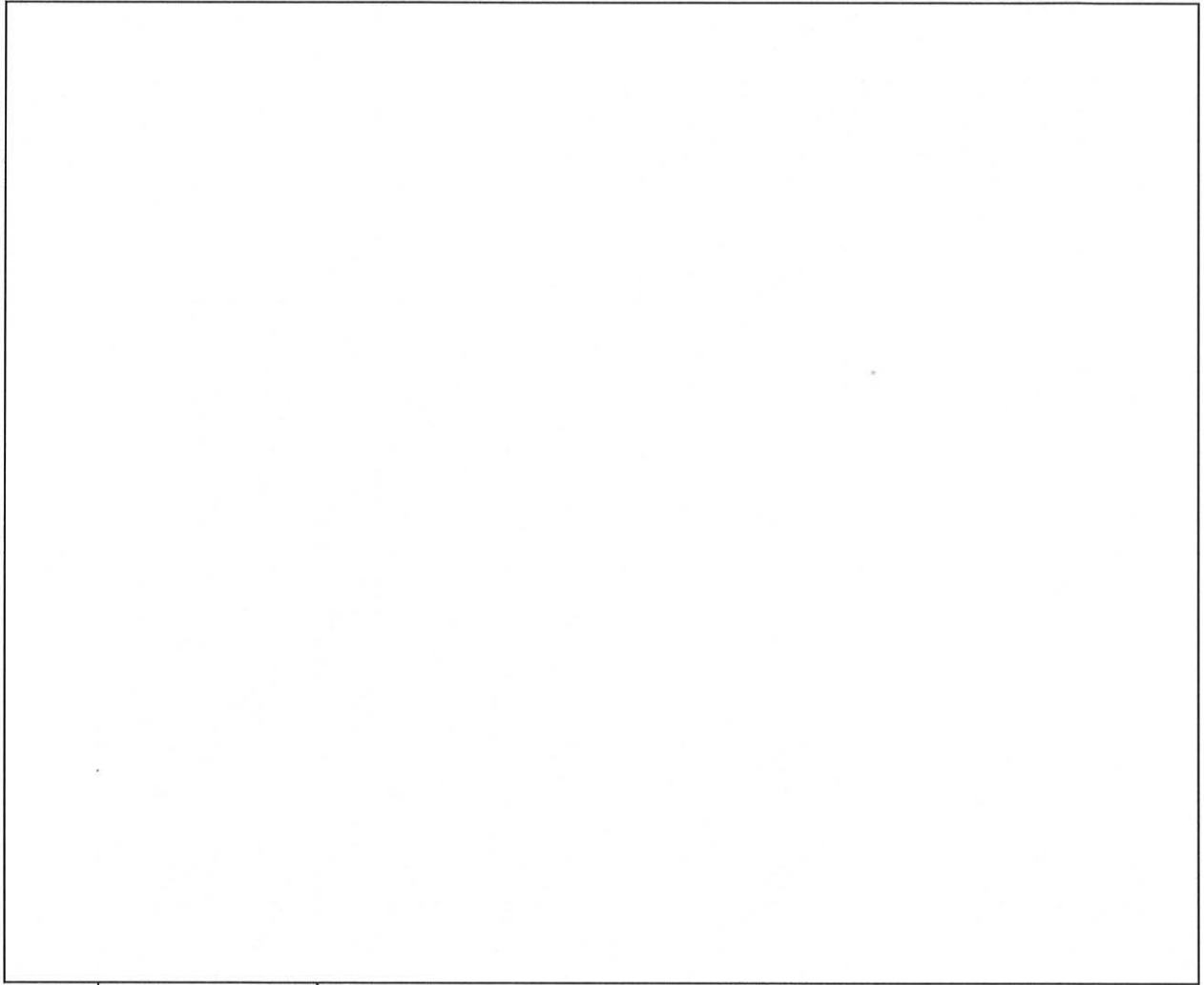
-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲




第2 廃棄物処理所：粉碎機架台



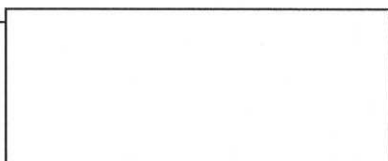
-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲




シリンダ洗浄棟：シリンダ洗浄装置



-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

原料貯蔵所：シリンダ転倒装置架台



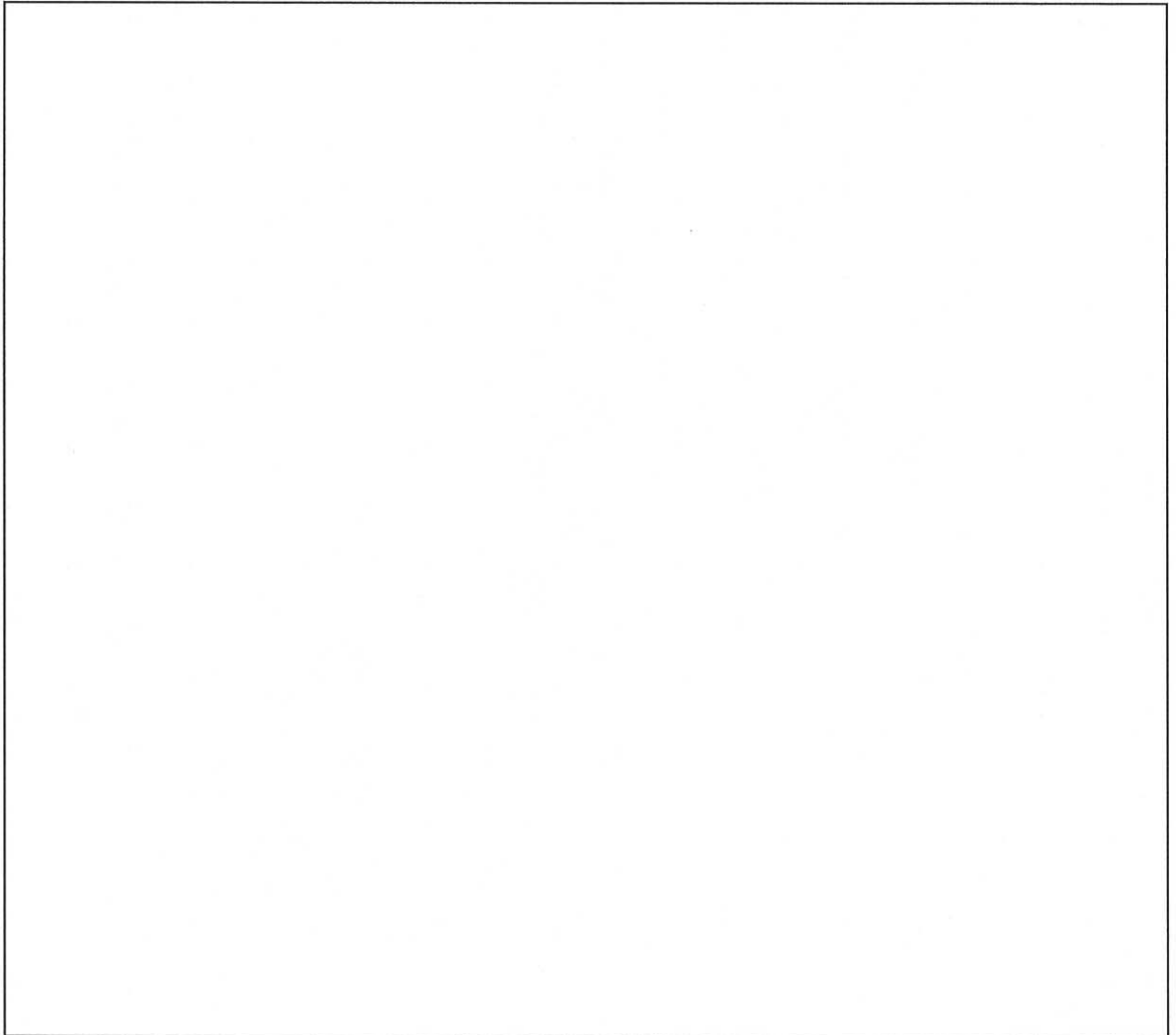
-  : ベースプレート
-  : ローム層評価における
長期荷重の負担範囲
-  : ローム層評価における
短期荷重の負担範囲

X I . エキスパンションジョイント 耐震計算書

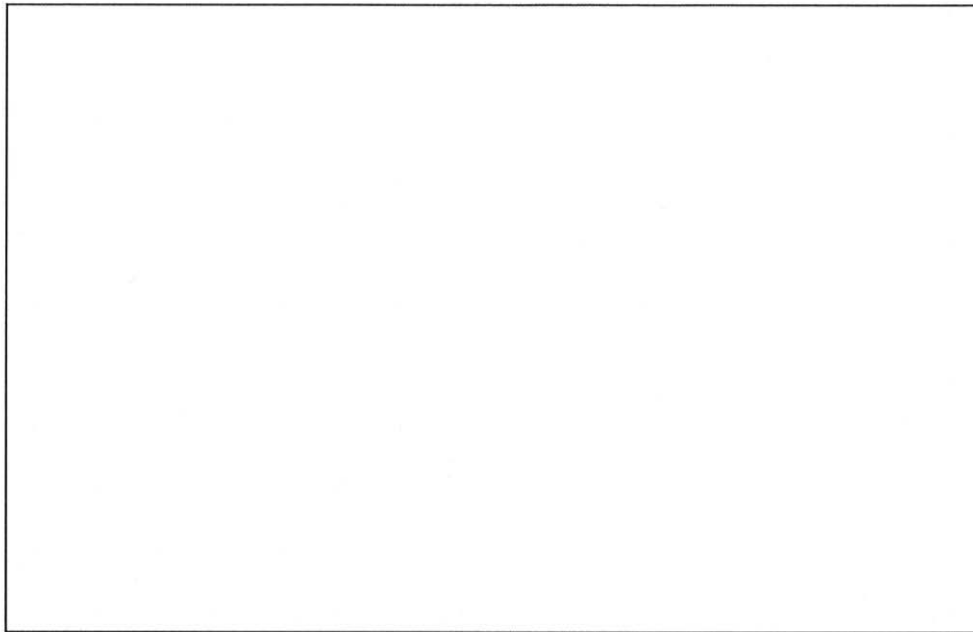
1. エキスパンションジョイントの概要

シリンダ洗浄棟、第 2 廃棄物処理所、第 1 廃棄物処理所及び第 1 廃棄物処理所前室は、耐震設計上それぞれ独立した建物であるが、エキスパンションジョイント（以下「Exp. J」と略記）を介して接続し一体化する。Exp. J の設置位置を添説建 2ーX I . 1ー1 図に示す。

Exp. J は、隣接する独立した建物を接続する伸縮継手であり、地震時の変位量を考慮した間隔を設定し、地震時に生じる変位に対応できる構造とする。添説建 2ーX I . 1ー2 図に Exp. J の構造例を示す。Exp. J は、追設カバー、止水シート、カバー（屋外）、カバー（屋内）で構成される。特に、第 1 種管理区域の建物の接合部に設ける Exp. J は、止水シートを設置し漏えいの少ない構造とする。



添説建 2ーX I . 1ー1 図 Exp. J 設置位置



添説建 2-X I. 1-2 図 Exp. J 構造例の概要

2. 地震時の損傷の防止に関する検討

Exp. J は、地震力により建物に変位が生じても、建物同士が干渉して影響を及ぼすことがないように、地震時の水平変位量を考慮して建物の接続部に間隔を設ける。

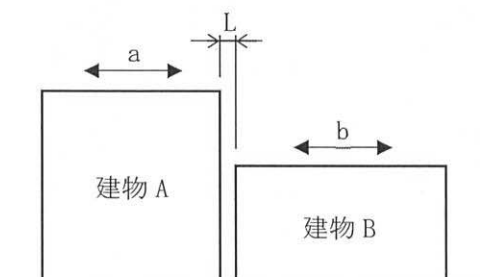
建物の接続部に設ける間隔は、本加工施設が立地する地域で想定される最大地震(水平震度 0.44)より大きい、S クラスに属する施設に求められる程度の地震力(水平震度 0.6)で生じる変位量でも建物同士が干渉しない間隔を確保し、大地震時による影響がない設計とする。

添説建 2-X I. 2-1 表に各 Exp. J の接続部に設ける間隔と接続する建物の合計変位量の評価結果を示す。

評価の結果、全ての Exp. J において、接続する建物の合計変位量 C は、Exp. J の接続部の間隔 L を上回ることはなく、S クラスに属する施設に求められる程度の地震時でも建物に影響がないことを確認した。

添説建 2-X I. 2-1 表 各 Exp. J の間隔と接続する建物の合計変位量の評価結果

位置 番号	接続する建物名称		接続する各建物の変位量 (mm)			Exp. J の間隔 (mm)	評価 結果
	建物 A	建物 B	a	b	C=a+b	L	
①	シリンダ洗浄棟	第 2 廃棄物処理所					○
②	第 2 廃棄物処理所	第 1 廃棄物処理所					○
③	第 1 廃棄物処理所	第 1 廃棄物処理所前室					○



- a : 建物 A の地震時の変位量
- b : 建物 B の地震時の変位量
- C : 建物 A と建物 B の合計変位量
- L : Exp. J の間隔

3. Exp. J の損傷防止

3. 1. 竜巻に対する損傷防止

Exp. J に設置する追設カバーの取付部について評価を行う。竜巻に対する Exp. J の防護は、既存建物へ追設するサイディング部分の Exp. J 及び既存建物と新設建物との Exp. J に F1 竜巻に耐える追設カバーを設置することで防護する。

(1) 評価対象

竜巻荷重によりカバーを剥がそうとする荷重と据付ネジの引抜許容荷重との比較及びネジ固定部で発生するカバーのせん断荷重とカバーの許容せん断荷重との比較により評価を行う。

(2) 評価条件

1) 竜巻荷重

壁面 : F1 竜巻の竜巻荷重 : N/m²
屋根面 : F1 竜巻の竜巻荷重 : N/m²

2) 追設カバー及び据付ネジの諸元

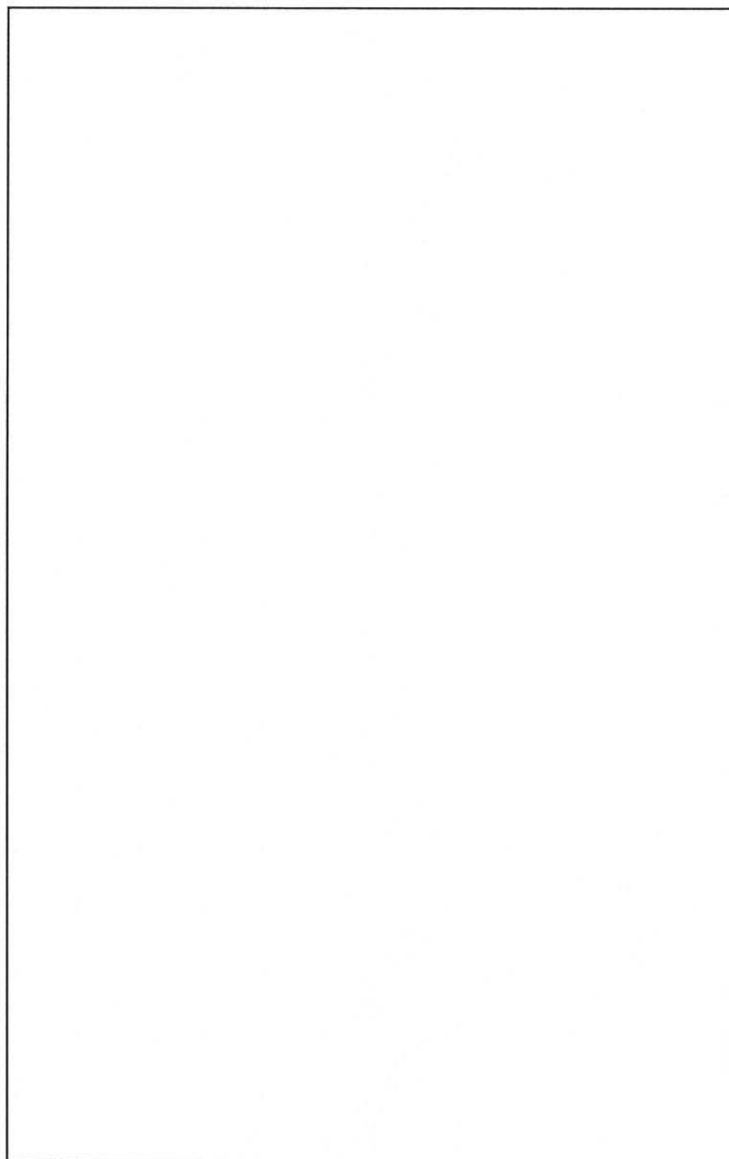
材質 : 厚さ mm、幅 mm (最大)

据付ネジ : ()

注) カバーの幅の最大寸法は mm とし、据付ネジのピッチは mm 以内とする。

3) 評価モデル

評価モデルは添説建 2-X I. 3. 1-1 図の通り。



A - A

添説建 2-X I. 3. 1-1 図 評価モデル

(3) 強度評価

1) 追設カバー

a) カバー [] を [] タッピングネジで固定した場合の許容せん断荷重

カバー幅 W_1 (m) : []
カバー板厚 t (mm) : []
据付ネジピッチ p (m) : []
ネジ頭の直径 d (mm) : []
ネジ頭で押えられる外周断面積 A (mm²) : $\pi \times d \times t =$ []
[] 基準強度 F (N/mm²) : []
短期許容せん断応力度 f_s (N/mm²) : []

ネジ固定部 1箇所当り許容せん断荷重

$$q_a = A \times f_s = [] \text{ N}$$

カバー単位長さ当りの据付ネジ本数

$$n = W_1 / p \times 2 = [] \text{ 本}$$

カバー単位長さ当り許容せん断荷重

$$Q_a = q_a \times n = [] \text{ N}$$

b) カバー単位長さ当りのF1 竜巻荷重

壁面

$$P_w = 2152 \times W_1 \times 1.0 = [] \text{ N}$$

屋根面

$$P_r = 2834 \times W_1 \times 1.0 = [] \text{ N}$$

c) 竜巻荷重によって生じるせん断荷重に対する許容せん断荷重の検定比

壁面

$$K_{w1} = P_w / Q_a = [] \text{ OK}$$

屋根面

$$K_{r1} = P_r / Q_a = [] \text{ OK}$$

以上より、追設カバーは竜巻荷重に対して抵抗できる。

2) 据付ネジ

a) 据付ネジの許容引張荷重

ネジ 軸断面積 A_s (mm²) :
ネジの短期許容引張応力度 f_t (kN/cm²) :

(建築設備耐震設計・施工指針 日本建築センター)

ネジ 1 本当りの許容引張荷重

$$T = A_s \times f_t \times 10 = \text{} = \text{} \text{ N/本}$$

b) 据付ネジ 1 本当りの竜巻荷重によって生じる引張荷重

壁面

$$W_w = P_w / n = \text{} \text{ N/本}$$

屋根面

$$W_r = P_r / n = \text{} \text{ N/本}$$

c) 竜巻荷重によって生じる引張荷重に対する許容引張荷重の検定比

壁面

$$K_{w2} = W_w / T = \text{} \quad \text{OK}$$

屋壁面

$$K_{r2} = W_r / T = \text{} \quad \text{OK}$$

以上より、据付ネジは竜巻荷重に対して抵抗できる。

3. 2. 地震に対する損傷防止

Exp. J のカバー（屋内）の取付部据付ネジについて評価を行う。Exp. J は、建物の非耐震構造部材として、建物の 1 次設計の水平震度 0.25G (0.2G×1.25) にて評価を行うものとする。

(1) 評価対象

カバー（屋内）の面内方向及び面外方向に地震荷重が作用した時に、カバー取付部の据付ネジが荷重に対して十分な強度を持ち、カバーが脱落しないことを確認する。

(2) 評価条件

1) 地震荷重

地震時水平震度 K_H : 0.25 (耐震重要度分類第 2 類)

2) カバー（屋内）及び据付ネジの諸元

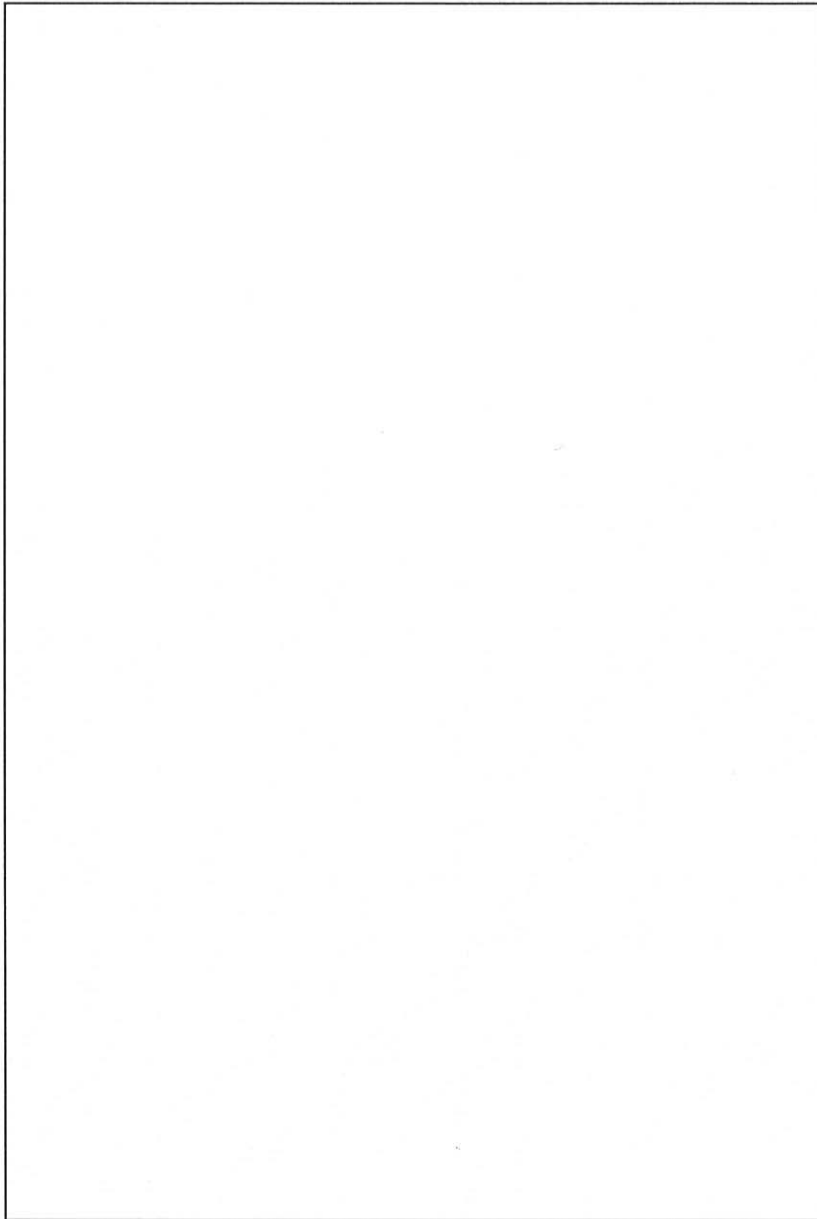
材質 : 、厚さ mm、幅 mm (最大)

据付ネジ :

注) カバーの幅の最大寸法は mm とし、据付ネジのピッチは mm 以内とする。

3) 評価モデル

評価モデルは添説建 2-X I.3.2-1 図の通り。



添説建 2-X I.3.2-1 図 評価モデル

(3) 強度評価

1) カバー（屋内）の単位長さ当りの地震荷重

カバー幅 W_2 (m) :
カバー板厚 t (mm) :
SUS 材の単位体積重量 ρ (kN/m³) :

カバー単位長さ当りの地震荷重

$$P_E = W_2 \times t \times 10^{-3} \times 1.0 \times \rho \times K_H = \text{} \text{ N}$$

2) 地震荷重によって据付ネジに生じる応力

据付ネジピッチ p (m) :

カバー単位長さ当りの据付ネジ本数

$$n = 1.0 / p = \text{} \text{ 本}$$

カバー面外方向の地震荷重作用時

据付ネジ 1 本当りに生じる引張応力

$$T = P_E / n = \text{} \text{ N/本}$$

カバー面内方向の地震荷重作用時

据付ネジ 1 本当りに生じるせん断応力

$$S = P_E / n = \text{} \text{ N/本}$$

3) 据付ネジの許容応力

ネジ 軸断面積 A_s (mm²/本) :

ネジの短期許容引張応力度 f_t (kN/cm²) :

ネジの短期許容せん断応力度 f_s (kN/cm²) :

(建築設備耐震設計・施工指針 日本建築センター)

ネジ 1 本当りの許容引張応力

$$T_a = A_s \times f_t = \text{} \text{ N/本}$$

ネジ 1 本当りの許容せん断応力

$$S_a = A_s \times f_s = \text{} \text{ N/本}$$

4) 地震荷重によって生じる応力に対する許容応力の検定比

カバー面内方向地震荷重作用時

$$K_{E1} = T / T_a = \text{}$$

カバー面外方向地震荷重作用時

$$K_{E2} = S / S_a = \text{}$$

以上より、据付ネジは地震荷重に対して抵抗し、カバー（屋内）は脱落しない。

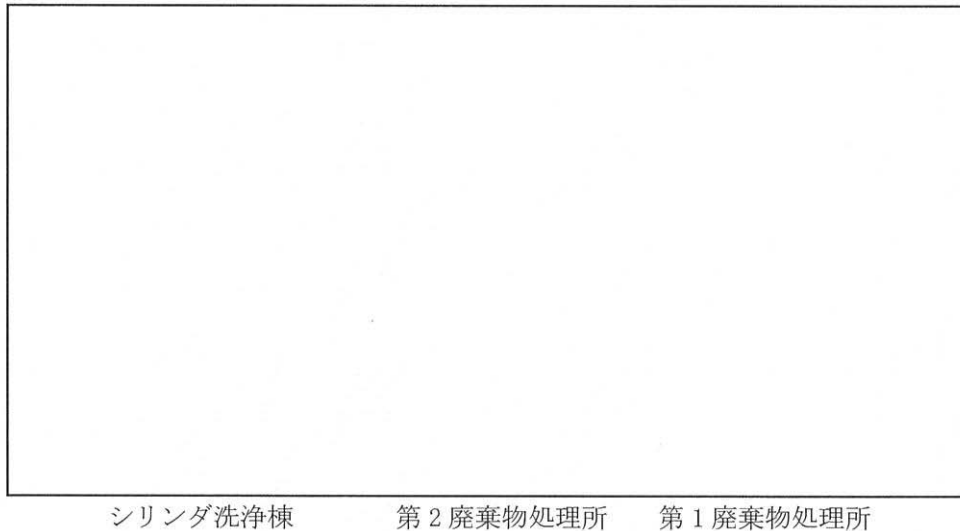
X II. 付属建物の内部溢水漏えい防止用堰に関する説明書

1. 概要

第1廃棄物処理所、第2廃棄物処理所、シリンダ洗浄棟の第1種管理区域から屋外への溢水の流出を防止するため、第1種管理区域を境界とする区画を設定する。その境界の開口に対し、溢水高さにスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さ以上の堰を設置する。

2. 堰の設置箇所

堰の設置箇所を添説建2ーX II. 2ー1図に示す。第1廃棄物処理所1階に2箇所、第2廃棄物処理所1階に3箇所、シリンダ洗浄棟1階に2箇所、合計7箇所の堰を設置する。なお、添説建2ーX II. 2ー1図に示す堰番号③及び⑥の堰は、物資運搬時に物資と干渉するため、運搬に必要な幅の部分を脱着式とした堰とする。



添説建2ーX II. 2ー1図 第1廃棄物処理所、第2廃棄物処理所及びシリンダ洗浄棟の堰の設置箇所

3. 溢水の水位高さ

溢水高さにスロッシングによる水位変位を考慮した水位高さとして、添説建2-X II. 3-1表に示す溢水による水位を建物内に閉じ込めることが可能な堰とする。

添説建 2-X II. 3-1 表 溢水による水位と堰の高さ

建物名称	部屋名称	堰番号	溢水による水位 (mm)	堰の高さ (mm) ※1	取付け方式
第1 廃棄物処理所 1階	前室	①			固定式
	廃棄物処理室	②			固定式
第2 廃棄物処理所 1階	廃棄物プレス室	③			脱着式
		④			固定式
	更衣室	⑤			固定式
シリンダ洗浄棟 1階	洗浄室	⑥			脱着式
		⑦			固定式

※1：部屋にまたがる堰の高さは、溢水による水位の高い方に合わせる。

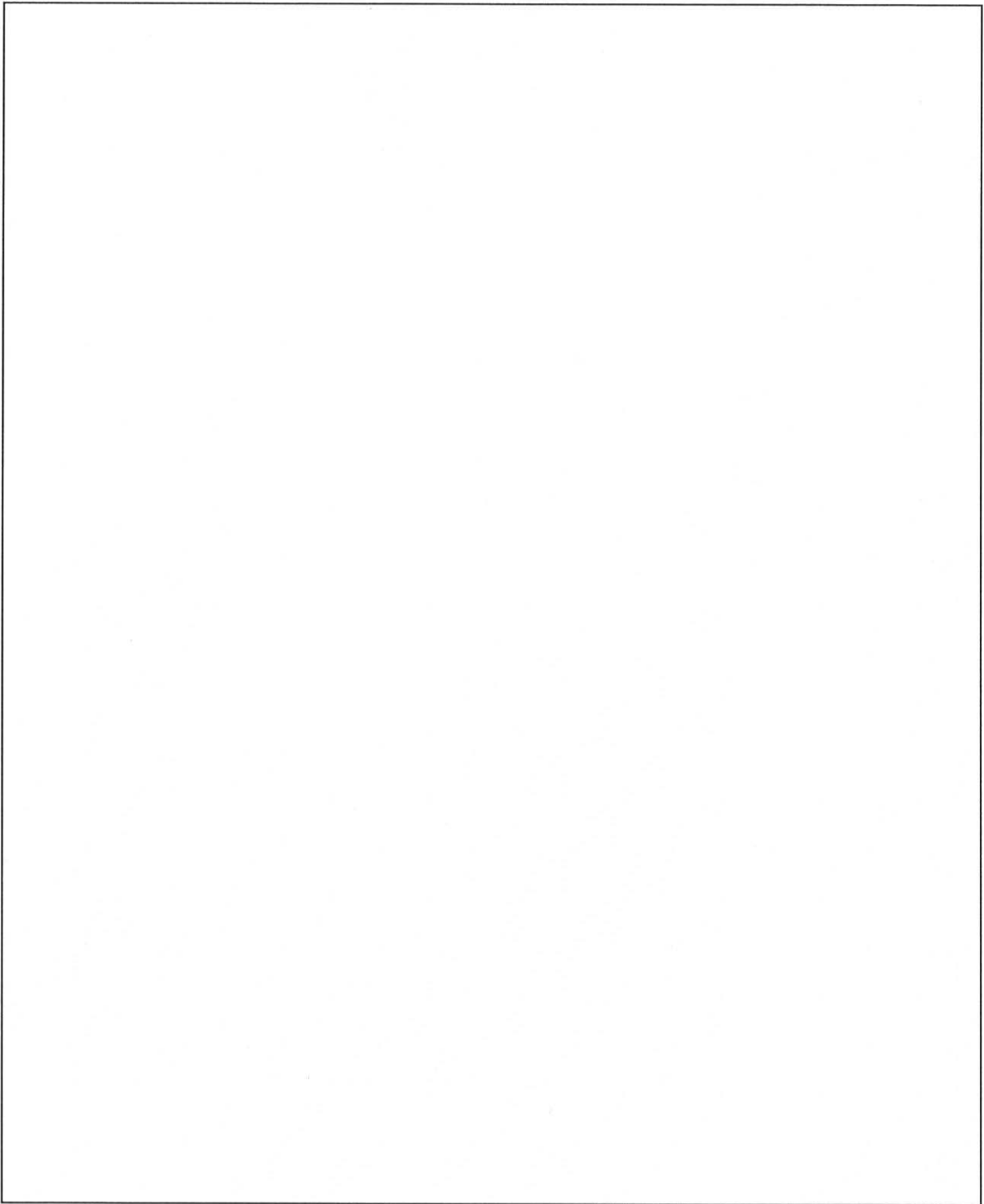
4. 固定式堰の構造と仕様

固定式堰の概要図を添説建 2-X II. 4-1 図に示す。堰の材料は とし、金属系拡張アンカーボルトで床に固定し、鋼材と床や壁等との隅間は、 コーキング材でコーキングする。現場の状況に合わせて加工した鋼材は千鳥溶接で接合し、隙間は同コーキング材でコーキングする。

- 堰の材料 : 添説建 2-X II. 4-1 表に示す。
 アンカー : 埋込長さ mm、
 アンカー固定のピッチ : mm 以内
 コーキング材 : コーキング材

添説建 2-X II. 4-1 表 固定式堰の材料

堰の高さ (mm)	材質	鋼材の構成



添説建 2-X II. 4-1 図 固定式堰の概要図

5. 脱着式堰の構造と仕様

一部を脱着する方式の堰の概略構造を添説建 2-X II. 4-1 図に示す。運搬で必要な開口幅を確保するため堰の一部を開口する堰は、その部分が脱着可能な構造とする。脱着構造の脱着する部分は、強度と軽量化を考慮し、厚さ□mmの□にシール材を付けた板（以下「止水板」と略記）と、その止水板を支えるとともに垂直及び水平方向からシール材を介して締付ける機構を備えた柱（以下「側柱」と略記）で構成する。

シール材は、厚さ□mmの□を床及び側柱と接触する部分に被せて□に固定する。なお、脱着構造部分以外の固定式堰の部分は、固定式の堰と同じ仕様とする。

ただし、堰番号⑥の堰は止水板を 2 分割とし、開口部中央に設けた取外し型側柱にて連結させる構造とする。取外し型側柱は、運搬時には止水板と共に取外し出来る構造とする。概要図を添説建 2-X II. 5-1 図に示す。

側柱は、□の板材から成るパーツを溶接で組立て製作する。

床への据え付けは、□で固定し、固定式堰との接続部は千鳥溶接とし、隙間はコーキングする。また、固定後、床との接触部は、固定式堰と同様にコーキングする。

取外し型側柱は、□で固定し、また、取外しができる構造とする。2 枚の止水板と床との間に隙間なきよう、□を介して垂直及び水平方向から締付ける。

側柱の材料 : □の板材（主な構成パーツの板厚□mm）

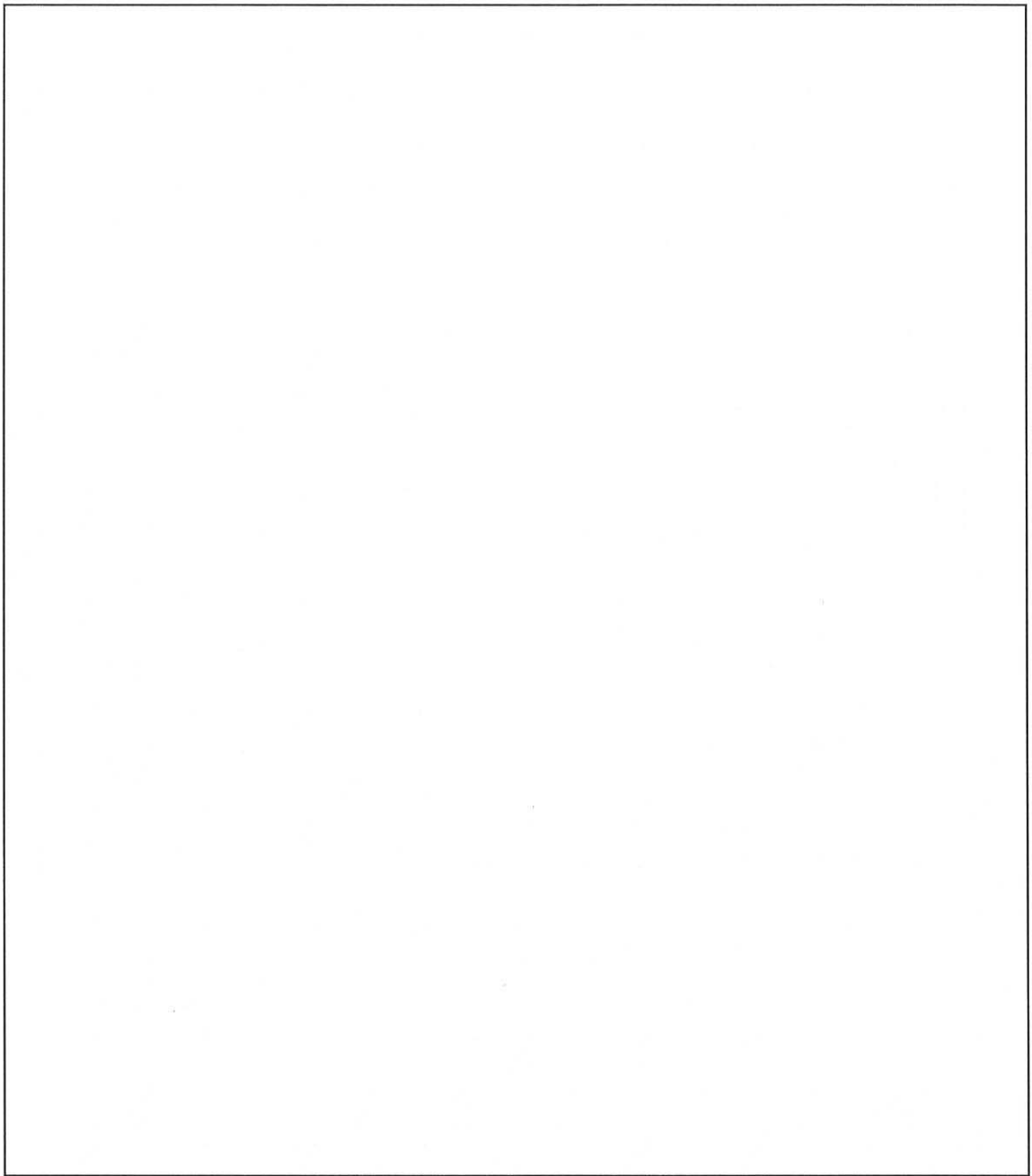
アンカー : □ □ 埋込長さ□mm、□

止水板の材料 : 添説建 2-X II. 5-1 表に示す。

止水板シール材 : □（難燃性材料）

添説建 2-X II. 5-1 表 脱着式堰の仕様

建物名称	部屋名称	堰番号	堰の高さ (mm)	開口部幅 (mm)	止水板の材料 □
第 2 廃棄物処理所 1 階	廃棄物プレス室	③			
シリンダ洗浄棟 1 階	洗浄室	⑥			

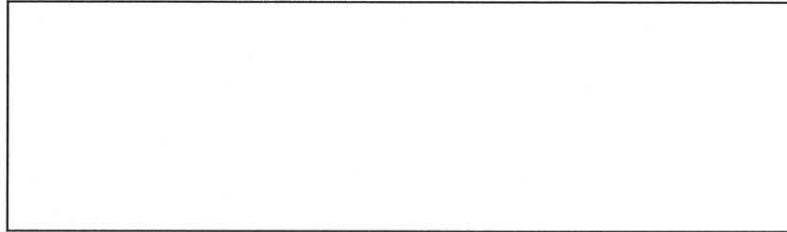


添説建 2-X II.5-1 図 脱着式堰（取外し型側柱）の概要図

6. 堰の据付け強度の検討

堰の据付けに対する耐震評価として、固定式堰を固定するアンカーボルト、止水板の強度評価を行う。

6.1. 固定式堰のアンカーボルトの検討



アンカーボルトの評価はボルトのせん断力の評価とし、以下の計算式にて行う。

$$Q = q \times p \times F_h$$

$$P = f_s \times A_b$$

$$\text{検定比} = Q / P$$

ここで

Q : 地震荷重 (N)

q : 鋼材の単位荷重 (N/m)

p : アンカーボルト固定ピッチ (最大) (m)

F_h : 水平震度 (耐震重要度分類第1類及び第2類)

P : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

f_s : アンカーボルトの短期せん断応力度 (kN/cm²)

A_b : アンカーボルトの断面積 (cm²)

ここで、f_sは「建築設備耐震設計・施工指針 2014年版 (日本建築センター)」のステンレスボルトの許容応力表より9.12 kN/cm²となる。

アンカーボルトの仕様を添説建2-X II. 6.1-1表、アンカーボルトの強度評価結果を添説建2-X II. 6.1-2表に示す。

添説建2-X II. 6.1-1表 アンカーボルト の仕様

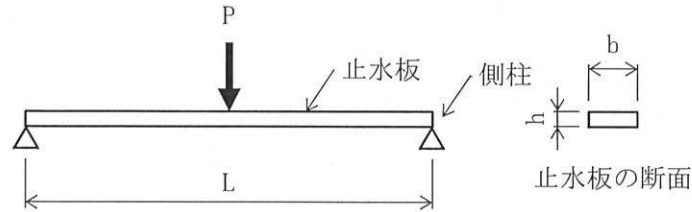
断面積 A _b (cm ²)	短期許容せん断応力度 f _s (kN/cm ²)	短期許容せん断荷重 P (kN)	固定ピッチ p (m)

添説建2-X II. 6.1-2表 堰の高さ別アンカーボルトの強度評価結果

堰 番号	堰の高さ (mm)	堰の鋼材の単位荷重 q (N/m)	水平震度 F _h	地震荷重 Q (N)	検定比
① ②					
④ ⑤					
⑦					

6. 2. 止水板の曲げ応力の検討

地震で止水板に水平荷重が作用した場合の評価を行う。なお、止水板は、床に押しつけられた状態で保持されているが、床との摩擦力は無いものとして行う。



止水板の評価は以下の計算式によって行う。

$$\sigma = M / Z$$

$$M = P \times L / 4$$

$$P = W \times F_h$$

$$W = W_A + W_B + W_C$$

$$W_A = b \times h \times L \times \rho$$

$$Z = b \times h^2 / 6$$

$$\text{検定比} = \sigma / \sigma_f$$

ここで、

σ : 止水板の最大曲げ応力 (N/mm²)

M : 止水板の最大モーメント (N・mm)

Z : 止水板の断面係数 (mm³)

P : 地震荷重 (N)

W : 止水板の総重量 (N)

W_A : 止水板の重量 (kg)

W_B : の重量 (kg)

W_C : ゴムスポンジ押え板の重量 (kg)

b : 止水板の幅 (mm)

h : 止水板の厚さ (mm)

L : 止水板の長さ (mm)

ρ : 止水板の密度 (g/cm³)

F_h : 水平震度 (耐震重要度分類第1類及び第2類)

σ_f : 止水板の短期許容応力度 (N/mm²)

堰番号③及び⑥の堰の止水板の曲げ応力の検討結果を添説建2-XII.6.2-1表に示す。

添説建 2-X II. 6. 2-1 表 止水板の曲げ応力の検討結果

		堰番号	
		③	⑥
堰の高さ (mm)			
止水板	幅 b (mm)		
	厚さ h (mm)		
	長さ L (mm)		
	密度 ρ (g/cm ³) ※1		
	重量 W_A (kg)		
[] の重量 W_B (kg)			
ゴムスポンジ押え板の重量 W_C (kg)			
止水版の総重量 W	(kg)		
	(N)		
水平震度 F_h			
地震荷重 P (N)			
止水板の断面係数 Z (mm ³)			
止水板の短期許容応力度 σ_f (N/mm ²) ※2			
止水板最大曲げモーメント M (N・mm)			
止水板の最大曲げ応力度 σ (N/mm ²)			
検定比			

※1：アルミニウム合金の密度 []

※2：JIS H4000 による。