

第 14 章 吸込水槽及び吐出し水槽の構造設計

関連条項〔基準 10、運用 10-3〕

14.1 一般

14.1.1 構造の基本

- (1) 吸込水槽及び吐出し水槽の吸込及び吐出し性能を満足する形状については、「第 12 章 吸込水槽及び吐出し水槽の水理設計」の項による。
- (2) 吸込及び吐出し水槽は、管・弁等の取付け、取替えあるいは点検に便利な構造とする。

14.1.2 荷重条件

(1) 荷重

吸込及び吐出し水槽の設計で考慮する鉛直荷重は、①自重、②建屋荷重、③主ポンプ荷重、④原動機荷重、⑤管及び弁類荷重、⑥載荷重、⑦内水重、⑧浮力・揚圧力等である。

水平荷重は、土圧、水压荷重並びに地震荷重である。これらの荷重については、本項によるほか「13.4 荷重の算定」による。

主ポンプ基礎荷重には、自重と揚水压に基づく軸スラスト荷重が含まれる。横軸ポンプ及び一床式立軸ポンプのスラスト荷重は、内部で支持相殺される構造のため、基礎には作用しない。

また、二床式立軸ポンプのスラスト荷重は、上床機器（電動機・歯車減速機）で支持する構造の場合は上床の基礎に作用するが、スラスト荷重をポンプ支持（ポンプ内部で支持相殺される構造）とする場合は基礎には作用しない。

(2) 自重

吸込及び吐出し水槽の荷重計算に用いるための単位重量は、実重量が明らかな場合を除いて、次の値を使用してよい。

① コンクリート

表-14.1 コンクリートの単位重量

種 類	単位重量 (kN/m ³)
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト	24.5
無 筋 コ ン ク リ ー ト	23.0
鉄筋軽量骨材コンクリート 1 種	20.0～22.0
鉄筋軽量骨材コンクリート 2 種	18.0
軽量骨材コンクリート	16.5

注) 建屋についても上記の値を採用してよい。

② 土砂

表-14.2 土砂の単位重量

状 態	単位重量 (kN/m ³)
乾 燥 土	16.0
湿 潤 土	18.0
飽 和 土	20.0
水 中 土	10.0

注) 飽和土の実重量が明らかな場合は、水重を 9.8kN/m³ として水中土の単位重量を算定する。

③ 水 ; 9.8 kN/m³

(3) 土圧係数

この場合の土圧は、壁の構造計算に使用する値であり、壁面に直角に作用する土圧とする。なお、安定計算の場合の土圧は、「13.3.1 安定計算における荷重の組合せ」を参照のこと。

① ラーメン構造等の壁で移動変形の少ない剛性構造物の場合

常時は、静止土圧係数を考慮するものとし、0.5 とする。ただし、内部摩擦角が小さなもので主働土圧係数が 0.5 以上となる場合は主働土圧係数を採用する。

地震時は、地震時主働土圧係数（0.5 を下回らないものとする）を採用する。なお、杭基礎の場合は、「13.3.1(2) 地震時」に示される、根入れ効果による土圧の増分を地震力に抵抗する側の壁に作用させる。

② フルーム等の壁で変形を考慮する構造物の場合

常時・地震時とも、土の内部摩擦角から求められる主働土圧係数を採用とする。ただし、杭基礎の場合の地震時土圧は①と同様とする。

主働土圧、受働土圧の算定は、「13.4.2 土圧」及び「13.5.1(5) 地震時土圧」を参照する。

(4) ポンプ場内の吸込水槽床面に作用する群集荷重

ポンプ場内の吸込水槽床面に載荷する荷重で、主要機器以外については、荷重が明らかな場合を除いて次の値を採用してよい。

常 時 用 $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

地震時用 $q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

14.1.3 部材設計

(1) 部材設計の照査方法

部材設計の照査方法には、許容応力度法と限界状態設計法がある。これらは、構造物に作用する荷重に対して、所要の性能を満足するか否かを照査する手法である。

適用区分は表-13.27 に示すとおり、常時・レベル 1 地震動の検討においては許容応力度法を適用し、レベル 2 地震動の検討においては限界状態設計法を適用する。

(2) 許容応力度法

許容応力度法は、材料を弾性体とみなし、材料強度に安全率を適用して許容応力を定め、荷重による作用応力が許容応力以下であることを検証して、安全性を確認する設計法である。この設計法は、部材設計に関する照査手法の一つであり、吸込水槽及び吐出し水槽における十分な実績を有している。

具体的方法は、「14.1.4 許容応力度法による部材設計」に示すほか、設計基準「水路工」によるものとする。

(3) 限界状態設計法

限界状態設計法は、要求性能に応じて設定する限界状態に対して、安全係数、設計応答値及び設計限界値を用いて安全であることを照査する手法である。また、コンクリート標準示方書がこの方法の規範としてあり、部材の塑性化を考慮した断面破壊に対する照査手法、ひび割れに対する照査手法等の部材設計に関する照査手法のほか、転倒、滑動等の構造物の安定に関する照査手法などが示されている。

具体的方法は、「14.1.5 限界状態設計法による部材設計」に示す。

14.1.4 許容応力度法による部材設計

以下に、許容応力度法を適用する場合に必要な設計諸元を示す。

① コンクリートの許容応力度

表-14.3 鉄筋コンクリートの許容応力 (N/mm²)

28 日設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)			18	21	24	備 考
許容応力(N/mm ²)						
曲 げ 圧 縮 (σ_{ca})			7	8	9	
せん断	斜め引張り鉄筋の計算をしない場合 (τ_{a1})	梁の場合	0.4	0.42	0.45	
		スラブの場合 ¹⁾	0.8	0.85	0.9	
	斜め引張り鉄筋の計算をする場合 (τ_{a2})	せん断力のみの場合 ²⁾	1.8	1.9	2.0	
付着	丸 鋼 (τ_{oa1})		0.7	0.75	0.8	
	異 形 棒 鋼 (τ_{oa2})		1.4	1.5	1.6	
支 圧 ³⁾ (σ'_{ca})			5.4	6.3	7.2	$\sigma'_{ca} \leq 0.3 \sigma_{ck}$

注1) 押抜きせん断に対する値である。

2) ねじりの影響を考慮する場合には、この値を割増ししてよい。

3) 全面載荷の場合を示す。局部載荷の場合は、コンクリートの全面積を A 、支圧を受ける面積を Aa とした場合、 $\sigma'_{ca} \leq (0.25 + 0.05A/Aa) \cdot \sigma_{ck}$ ただし、 $\sigma'_{ca} \leq 0.5\sigma_{ck}$ となる。

表-14.4 無筋コンクリートの許容応力 (N/mm²)

28日設計基準強度 σ_{ck}	18	21	24	備考
圧縮応力 σ_{ca}	4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck}/4$
曲げ引張応力 σ_{ta}	0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leq \sigma_{tk}/7$
支圧応力 σ'_{ca}	5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leq 0.3\sigma_{ck}$

注1) σ_{tk} は、コンクリートの設計基準引張強度 (JIS A 1113 によって定める)

なお、部材設計のうち、せん断応力の照査は以下のとおりとしてよい。

(i) ボックスカルバートの場合

ボックスカルバート構造のせん断応力照査は、図-14.1 に示すラーメン軸線からの距離に応じて、式 (14.1) より許容せん断力度の割り増しを行ってよい。

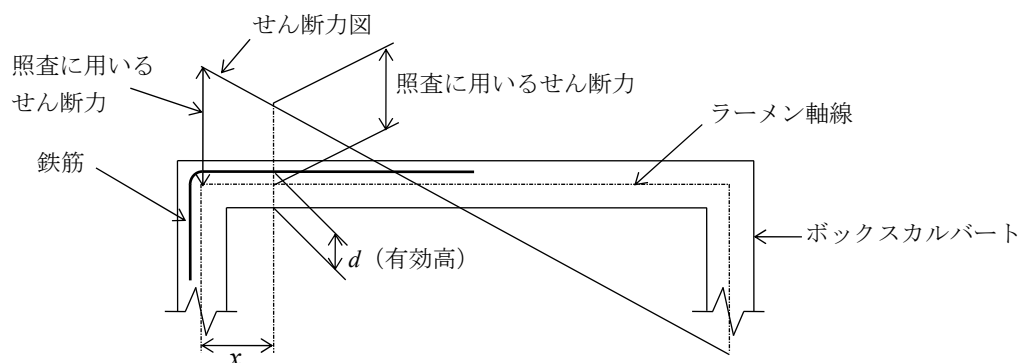


図-14.1 せん断力に対する照査位置

許容応力度の割増係数

$$\alpha = 2 - x/2d \quad (1 \leq \alpha \leq 2) \quad \dots\dots\dots (14.1)$$

ここに、 α : 割増し係数

x : 軸線から照査断面位置までの距離 (mm)

d : 照査断面の有効高 (mm)

ただし、荷重が分布荷重の場合には、 $x=0$ 、 $x=2d$ の 2 点だけで照査を行ってよいものとする。この場合の $x=0$ における有効高は、 $x=2d$ の位置の有効高を用いる。

(ii) 擁壁及びフルーム水路

擁壁底版においては、柱あるいは壁前から $h_1/2$ 離れた部材断面 A-A を検討断面とする。また、たて壁においては、つけ根部材断面 B-B で検討する (図-14.2 参照)。フルーム水路の場合には、それぞれつけ根部材断面 A-A、B-B で検討する。なお、一般にハンチは無視する。

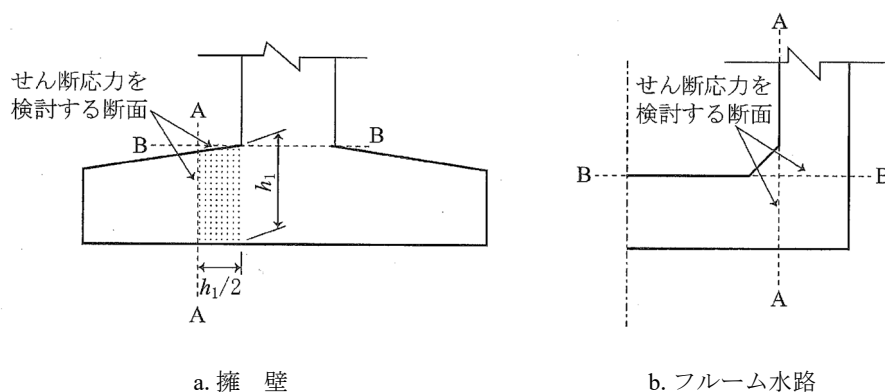


図-14.2 底版におけるせん断力を検討する断面

② 鉄筋の許容応力

表-14.5 鉄筋の許容応力 σ_{sa} (N/mm²)

鉄筋の種類		SR235	SD295A SD295B	SD345 注1)	備 考
応力、部材の種類					
引 張 り 応 力	荷重の組合せに一般の部材	137	176	196 注2)	
	衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合				
	水中あるいは地下水位以下に設ける部材	137	157	176	
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力の基本値	137	176	196	割増し係数は表-16.6 参照
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合	137	176	196	
	床版など自動車の輪荷重の影響を強く受ける場合	137	137	137	
圧 縮 応 力		137	176	196	

注1) SD345 が適用できる構造物は、次のような場合とする。

- ① 特に大規模で地震時が支配的となり、経済性で有利な場合
- ② 市場性により SD295A、B の入手が困難な場合
- ③ ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
- ④ 道路協議 (河川協議) などによる場合

2) 次の場合、常時の SD345 の許容引張応力は SD295A、B と同一とする。

- ① 道路協議 (河川協議) 等による場合
- ② たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

表-14.6 許容応力の割増し係数

種 別	荷重、外力等の組合せ	割増し係数
鉄筋コンクリート	温度変化及び乾燥収縮を考えた場合	1.15
	地震の影響を考えた場合	1.50
	温度変化、乾燥収縮及び地震の影響を考えた場合	1.65

③ 鉄筋の継手及び定着長

(i) 基本定着長

- a. 引張鉄筋の基本定着長 ℓ_d は、式 (14.2) により求める。ただし、この値 ℓ_d は 20ϕ 以上とする。

$$\ell_d = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \phi \dots\dots\dots (14.2)$$

ここに、 ℓ_d : 引張鉄筋の基本定着長 (mm)

ϕ : 主鉄筋の直径 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の基本定着長を算出する場合の許容引張応力 (N/mm²)
(SD295A の場合、176 N/mm²、SD345 の場合、196 N/mm²)

τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力 (N/mm²)

- b. 圧縮鉄筋の基本定着長は、aにより求まる ℓ_d の 0.8 倍としてよい。

(ii) 鉄筋の継手

- a. 鉄筋の継手位置は相互にずらして、同一断面に集めてはならない。このため、継手位置を軸方向に相互にずらす距離は、継手の長さに鉄筋直径の 25 倍を加えた長さ以上を標準とする。また、応力の大きい部分では鉄筋の継手はできるだけ避けなければならない。
- b. 軸方向鉄筋に重ね継手を用いる場合には、次の (a)～(e) の規定に従わなければならない。
- (a) 配置する鉄筋量が、計算上必要な鉄筋量の 2 倍以上、かつ同一断面での継手の割合が 1/2 以下の場合には、重ね継手の重ね合わせ長さは基本定着長 ℓ_d 以上としなければならない。
- (b) (a) の条件のうち一方が満足されない場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 ℓ_d の 1.3 倍以上とし、継手部を横方向鉄筋等で補強しなければならない。
- (c) (a) の条件の両方が満足されない場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 ℓ_d の 1.7 倍以上とし、継手部を横方向鉄筋等で補強しなければならない。
- (d) 重ね継手は、交番応力を受ける塑性ヒンジ領域で用いてはならない。
- (e) 重ね継手の重ね合わせ長さは、鉄筋直径の 20 倍以上とする。

(iii) 鉄筋の定着

- a. 鉄筋端部は、コンクリート中に十分埋込んで、鉄筋とコンクリートとの付着力によって定着するか、フックをつけて定着するか、又は機械的に定着するかしなければならない。

引張鉄筋に普通丸鋼を用いる場合には、その端部に必ず半円形フックをつけて定着しなければならない。圧縮鉄筋の定着にはフックの効果を検討しない。

- b. 鉄筋の定着長 ℓ_0 は、基本定着長 ℓ_d 以上でなければならない。

この場合に、配置される鉄筋量 A_s が計算上必要な鉄筋量 A_{sc} よりも大きい場合、式 (14.3)

によって定着長 ℓ_0 を低減してよい。

$$\ell_0 \geq \ell_d (A_{sc}/A_s) \cdots \cdots \cdots (14.3)$$

ただし、 $\ell_0 \geq \ell_d/3$ 、 $\ell_0 \geq 10\phi$

ϕ : 鉄筋直径

ℓ_0 : 鉄筋定着長

引張鉄筋は、引張応力を受けないコンクリート内に定着長 ℓ_0 以上延ばすのを原則とする（図-14.3）。やむを得ずコンクリートの引張部に引張筋を定着する場合には、鉄筋が計算上不要となる位置から、部材の有効高さ（ d ）＋定着長（ ℓ_0 ）以上延ばす。

- c. 引張鉄筋の端部は、原則として引張応力を受けないコンクリートに定着しなければならない。やむを得ずコンクリートの引張部に引張鉄筋を定着する場合には、図-14.3に示すように、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要がなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長（ ℓ_0 ）以上延ばす。

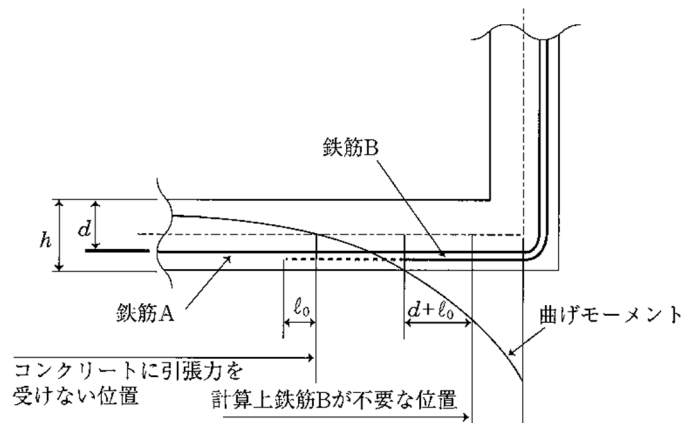


図-14.3 鉄筋の定着位置

- d. スラブ又は梁の正鉄筋の少なくとも1/3は、これを曲げ上げないで支点を越えて定着しなければならない。
- e. 固定梁、連続梁、又は片持梁の負鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ曲げ下げるか、そのまま延ばすかして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。また、固定梁、又は連続梁の負鉄筋の少なくとも1/3は反曲点を越えてスパンの1/16以上で部材の有効高さ（ d ）以上延ばさなければならない。
- f. スターラップは、正鉄筋又は負鉄筋を取囲み、その端部を圧縮部のコンクリートに定着する。圧縮鉄筋がある場合には、スターラップは圧縮鉄筋及び引張鉄筋を取囲まなければならない。
- g. 固定梁又は片持ち梁の支承部の負鉄筋の端は、鉄筋の全強を受けるのに十分な長さを支承中に延ばさなければならない。
- h. 折曲げ鉄筋は、その延長を正鉄筋又は負鉄筋として用いるか、又は折曲げ鉄筋端部を梁の上面又は下面に所要のかぶりを残してできるだけ接近させ、梁の上面又は下面に平行に折曲げて水平に延ばし、圧縮部のコンクリートに定着することが望ましい。

④ 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは構造物の重要度、現場の状況等によって決めなければならないが、一般には、「コンクリート標準示方書」に示す数値以上でなければならない。

特に規定のない場合の「かぶり」は、鉄筋表面からコンクリート表面までの最短距離とする。かぶりは鉄筋の直径以上とするが、一般には表-14.7の値以上とする。

表-14.7 鉄筋コンクリートの最少かぶり

(単位：mm)

環境条件 \ 部材	スラブ	梁	柱
一般の環境	25	30	35
腐食性環境	40	50	60
特に厳しい腐食性環境	50	60	70

地中に直接打設されるフーチング、フルーム、暗きょ、サイホン等の底版の外側のかぶりは、75mm 以上必要である。

⑤ 主鉄筋の中心からコンクリート表面までの距離

かぶりを考慮した、主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は、特に厳しい腐食性環境以外における柱の場合を除き表-14.8を標準とする。

ただし、小規模の構造物で主鉄筋が 13mm 以下の場合、主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は 50mm とすることができる。

表-14.8 主鉄筋の中心からコンクリート表面までの距離の標準値(mm)

主鉄筋の径 \ 施工状態	19mm 以下	22mm 以上	備 考
型枠や均しコンクリート施工面	60	70	部材厚 $T < 300\text{mm}$
	70	70	部材厚 $T \geq 300\text{mm}$
地中に直接打設する場合の底版下面	90	100	フーチング、フルーム、暗渠、サイホン等
杭頭上	50	50	底版内に杭頭が 50mm 以上貫入する場合

【参 考】建築構造物の許容応力等

1. コンクリートの許容応力

表-14.9 建築構造物の鉄筋コンクリートの許容応力 (N/mm²)

区 分			長 期			短 期		
設計基準強度 許容応力 (N/mm^2) σ_{ck} (N/mm^2)			18	21	24	18	21	24
圧縮応力 (σ_{ca})			6	7	8	12	14	16
せん断応力 (τ_a)			0.60	0.70	0.73	0.90	1.05	1.09
付 着	異形鉄筋 (τ_{oa})	上端鉄筋	1.20	1.40	1.54	1.80	2.10	2.31
		その他	1.80	2.10	2.31	2.70	3.15	3.47

2. 鉄筋の許容応力

表-14.10 建築構造物の鉄筋の許容応力 σ_{sa} (N/mm²)

応力種別 材料種別		長期		短期	
		引張及び 圧縮	せん断 補強	引張及び 圧縮	せん断 補強
SD295A、SD295B		195	195	295	295
SD345	D25 以下	215	195	345	345
	D29 以上	195			
SD390	D25 以下	215	195	390	390
	D29 以上	195			

3. 鉄筋の継手及び定着長

鉄筋の継手及び定着の長さは、表-14.11 による。

なお、径が異なる鉄筋の重ね継手の長さは、細い鉄筋の径による。

表-14.11 建築構造物の鉄筋の継手及び定着の長さ

鉄筋の 種 類	設計基準 強 度 (N/mm ²)	フ ッ ク な し				フ ッ ク あ り			
		L_1	L_2	L_3		L_{1h}	L_{2h}	L_{3h}	
				小 梁	床 版			小 梁	床 版
SD295A SD295B	18	45d	40d	20d	10d かつ 150mm 以 上	35d	30d	10d	—
	21	40d	35d			30d	25d		
	24、27	35d	30d			25d	20d		
	30、33、36	35d	30d			25d	20d		
SD345	18	50d	40d			35d	30d		
	21	45d	35d			30d	25d		
	24、27	40d	35d			30d	25d		
	30、33、36	35d	30d			25d	20d		
SD390	21	50d	40d			35d	30d		
	24、27	45d	40d			35d	30d		
	30、33、36	40d	35d			30d	25d		

注 1) L_1 , L_{1h} : 2) 以外の直線定着の長さ及びフックあり定着の長さ。重ね継手の長さ及びフックあり重ね継手の長さ。

2) L_2 , L_{2h} : 割裂破壊のおそれのない箇所への直線定着の長さ及びフックあり定着の長さ。

3) L_3 : 小梁及びスラブの下端筋の直線定着の長さ (基礎耐圧スラブ及びこれを受ける小梁は除く。)

なお、片持小梁及び片持スラブの場合は、20d 及び 10d を 25d 以上とする。

4) L_{3h} : 小梁の下端筋のフックあり定着の長さ

5) フックありの場合は、フック部分 l を含まない。また、中間部での折曲げは行わない。

6) 軽量コンクリートの場合は、表の値に 5d を加えたものとする。

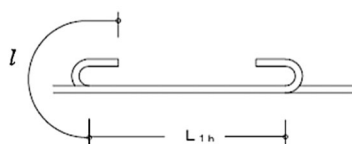


図-14.4 フックありの場合の重ね継手の長さ

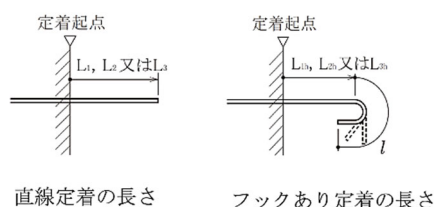


図-14.5 直線定着の長さ及びフックあり定着の長さ

14.1.5 限界状態設計法による部材設計

(1) 吸込水槽及び吐出し水槽における構造性能照査の原則

吸込水槽及び吐出し水槽の構造性能照査は、要求性能に応じた限界状態を施工中及び設計耐用期間中の構造物あるいは構成部材ごとに設定し、設計で仮定した形状・寸法・配筋等の構造詳細を有する構造物あるいは構成部材が限界状態に至らないことを確認することで行うことを原則とする。

吸込水槽及び吐出し水槽の要求性能に応じた限界状態の考え方及び限界状態を例示すると表-14.12 及び以下のとおりである。

表-14.12 吸込水槽及び吐出し水槽の要求性能に対する限界状態と照査項目（例）

検討ケース	要求性能の水準	要求性能	限界状態	照査項目
レベル2地震動	致命的な損傷を防止する。	耐震性	主要部材が破壊する手前の状態	応力

吸込水槽及び吐出し水槽における限界状態設計法の適用における基本事項を示す。なお、計算式等の詳細は、「コンクリート標準示方書[設計編]」等を参考されたい。

(2) 断面破壊に対する安全性の照査

a. 照査の流れ

断面破壊に対する安全性の照査は、吸込水槽及び吐出し水槽に作用する曲げモーメント、軸方向力、せん断力などの断面力に対して鉄筋コンクリート部材が断面破壊しないこと、すなわち、設計断面耐力が設計断面力よりも大きくなることを確認する。

設計断面耐力は、材料強度の特性値 f_k を材料係数 γ_m で除して設計強度 f_d を定め、断面耐力 $R(f_d)$ を計算する。さらに、その断面耐力を部材係数 γ_b で除して設計断面耐力 R_d とする。

設計断面力は、各種荷重の特性値 F_k に荷重係数 γ_f を乗じて設計荷重 F_d を定め、断面力 $S(F_d)$ を計算する。さらに、これに構造解析係数係数 γ_a を乗じた値を合計し、設計断面力 S_d とする。

安全性の照査は、設計断面力 S_d を設計断面耐力 R_d で除し、その値に構造物係数 γ_i を乗じた値が

1.0 以下になることを確認する。

断面破壊に対する安全性の照査の流れと各種安全係数との関係は図-14.6 のようになる。

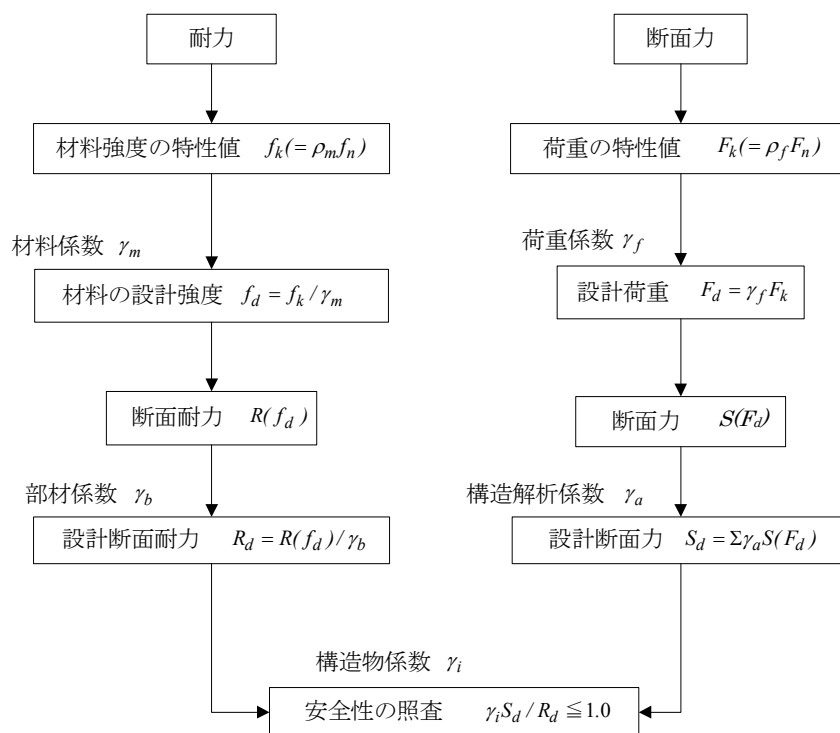


図-14.6 断面破壊に対する安全性の照査の流れと各種安全係数との関係

一般に鉄筋コンクリート部材では、設計曲げモーメント及び設計軸方向力が同時に作用したときに断面が曲げ破壊を起こさない性能、及び設計せん断力に対して断面がせん断破壊を起こさない性能が要求される。断面破壊による安全性の照査においては、鉄筋コンクリート断面がこれらの性能を満足していることを確認する。

b. 曲げモーメント及び軸方向力に対する安全性の照査

(a) 部材断面が曲げモーメントと軸方向圧縮力を同時に受ける場合、設計軸方向耐力 N'_{ud} と設計曲げ耐力 M_{ud} の関係は図-14.7 に示すような $M_{ud} - N'_{ud}$ 曲線で表される。ここで、 N'_{oud} は軸方向圧縮耐力の上限値を表す。断面破壊に対する安全性の照査は、算定した設計曲げモーメント M_d 、設計軸方向圧縮力 N'_d に関する点 $(\gamma_i M_d, \gamma_i N'_d)$ が曲線内部にあることを確認する。安全性の照査は次式で表される。

$$\gamma_i \frac{N'_d}{N'_{ud}} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (14.4)$$

$$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (14.5)$$

(b) 偏心量 e $(= M_d / N'_d)$ と断面高さ h との比が $e/h \geq 10$ の場合、断面耐力に及ぼす軸方向力の影響は、曲げモーメントに比べて小さく、曲げ部材として断面耐力を算定してよい。この場合、安全性の照査は次式で表される。

$$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (14.6)$$

(c) 部材断面が曲げモーメントと軸方向力を同時に受ける場合、断面破壊時の状態は、 $e=0$ （中心軸圧縮の状態）、 $e=e_c$ （全断面圧縮の状態）、 $e=e_b$ （釣合偏心状態：圧縮縁ひずみがコンクリートの終局圧縮ひずみに達すると同時に、引張鉄筋が降伏する状態）、 $e=\infty$ （純曲げの状態）などのように、偏心量 e の増加に伴って変化する。

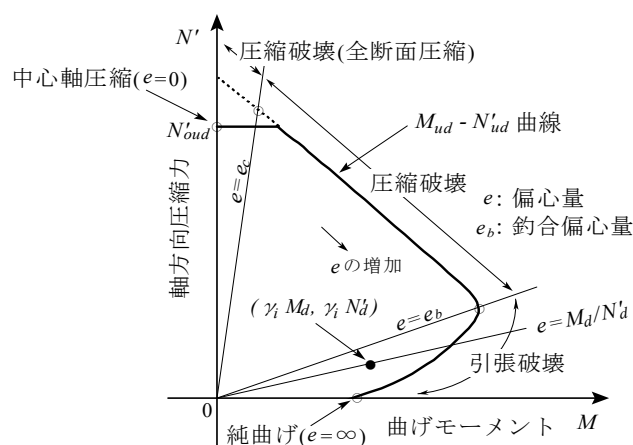


図-14.7 設計軸方向耐力と設計曲げ耐力の関係

c. セン断力に対する安全性の照査

(a) はりのような棒部材のせん断耐力は、せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力とスタールアップあるいは折曲鉄筋により受け持たれるせん断耐力の和として次式で表される。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad \dots\dots\dots (14.7)$$

ここに、 V_{yd} : 設計せん断耐力

V_{cd} : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋により受け持たれる設計せん断耐力

せん断力に対する安全性の照査は、次式のように設計せん断力 V_d を設計せん断耐力 V_{yd} で除し、その値に構造物係数 γ_i を乗じた値が 1.0 以下であることを確認する。

$$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (14.8)$$

(b) 鉄筋コンクリートはりの腹部幅が薄い場合や、せん断補強鉄筋が多量に配置されている場合などには、せん断補強鉄筋が降伏する前に、斜め圧縮力によってコンクリートが圧壊することがある。この種の破壊に対しては、設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} を算定して斜め圧縮破壊に対する安全性を照査する。

(3) 荷重の組み合わせ

荷重は持続性、変動の程度及び発生頻度によって、一般に永久荷重、変動荷重、偶発荷重に分類される。

永久荷重は、その変動がきわめてまれか、平均値に比して無視できるほどに小さく、持続的に生じる荷重であり、死荷重、土圧、水圧、プレストレス力、コンクリートの収縮及びクリープの影響等がある。

変動荷重は、連続あるいは頻繁に生じ、平均値に比してその変動が無視できない荷重であり、活荷重、温度変化の影響、風荷重、雪荷重等がある。

偶発荷重は、設計耐用期間中に生じる頻度がきわめて小さいが、生じるとその影響が非常に大きい荷重であり、地震の影響、衝突荷重、強風の影響等がある。

構造物の性能照査には、施工中及び設計耐用期間中に想定される荷重を、要求性能に対する限界状態に応じて、適切な組み合わせの下に考慮しなければならない。また、設計荷重は、荷重の特性値に荷重係数を乗じて定めるものとする。

設計荷重は、各限界状態に対し、一般に表-14.13 に示すように組み合わせるものとする。

表-14.13 設計荷重の組み合わせ

要求性能	限界状態	考慮すべき組み合わせ
耐震性	すべての限界状態	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重

注) 変動荷重には、「主たる変動荷重」と「従たる変動荷重」があり、荷重を組み合わせる場合は、ある1組の変動荷重を主たる変動荷重とし、その他の変動荷重は従たる変動荷重とする。

(4) 安全係数

a. 標準値

鉄筋コンクリート部材の構造設計に用いる安全係数は、材料係数 γ_m 、荷重係数 γ_f 、構造解析係数 γ_a 、部材係数 γ_b 及び構造物係数 γ_i とする。標準的な値は、表-14.14 に示すとおりである。なお、吸込水槽及び吐出し水槽のレベル 2 地震動に対する照査に用いる安全係数の例は、検討事例の表-14.21 に示すとおりである。

表-14.14 鉄筋コンクリート部材の設計に用いる標準的な安全係数の値

安全係数 要求性能 (限界状態)	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物 係数 γ_i
	コンクリート γ_c	鋼材 (鉄筋) γ_s				
安全性 (断面破壊) 注)	1.3	1.0	1.1~1.3	1.0	1.0~1.2	1.0~1.2

注) 線形解析の場合

b. その他

構造物の剛体安定に対する安全性の照査における安全係数は、現時点では明確になっていない。一方、「道路土工擁壁工指針」によれば、近年の大規模地震において従来の常時・レベル1地震動に対して設計された構造物は、安定性を確保していることが示されている。よって、常時・レベル1地震動に対する検討において安定性を満たせば、レベル2地震動に対する安定性の照査を省略してもよいものとする。

14.1.6 構造解析の方法

構造計算において部材に作用する断面力 (M 、 S 、 N) を算定する解析法として、ラーメン解法、版・擁壁解法がある。これらの解法は、構造フレームの構成具合によって選択し、外力及び構造物の挙動に合致する断面方向での解析に適用する。

ポンプ場における実際の構造物は、スラブ、梁、柱、壁等の組合せで構成され、複雑な三次元の形状を呈する場合が多い。

このように複雑な構造物を一括直接的に解析することは不可能に近いことから、解析に当たっては実際の構造物の特性を十分把握し、近似化したモデルを使用することとする。

ポンプ場でよく用いられる基本的な構造解析法について、図-14.8～図-14.13に示す。

(1) 吸込水槽本体（ボックスラーメン構造の場合）

吸込水槽本体がボックスラーメン構造の場合は、図-14.8に示すようなラーメンモデルを適用して解析すればよい。吸込水槽と建屋が上下に直結している場合、一体のラーメンとして計算すべきであるが、実用上、建屋荷重の柱からの軸力、水平力等を荷重として吸込水槽のみのラーメンモデルで解析して差し支えない。

なお、吸込水槽流入口付近の導水路（フルーム水路）部や最奥部たて壁等のようにボックスラーメンモデルが適用できない部分は、別途、構造特性に応じた断面モデル及び解法を用いて解析する必要がある。

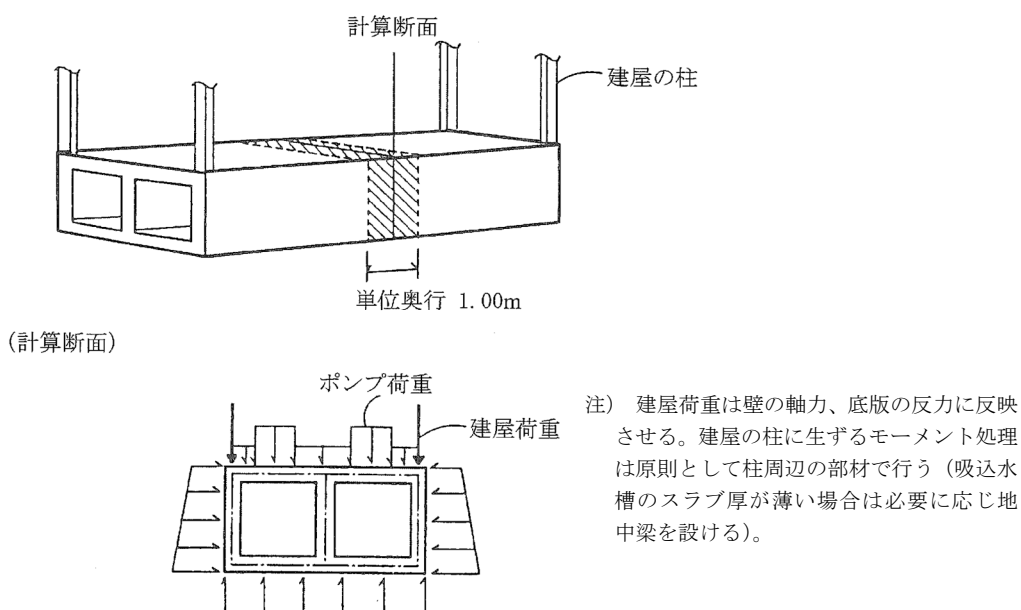


図-14.8 吸込水槽本体の構造解析（ボックスラーメン構造の場合）

(2) 導水路（フルーム構造の場合）

導水路等のフルーム構造の場合は、壁は底版に固定された片持梁、底版は壁の断面力が伝達する単純梁として解析する。

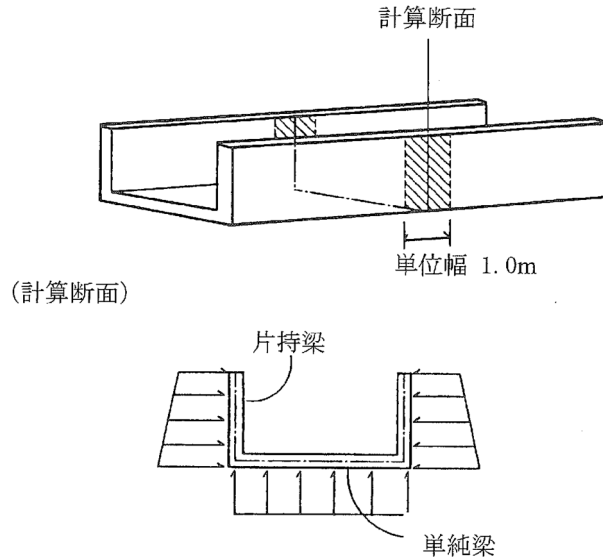


図-14.9 導水路の構造解析（フルーム構造の場合）

(3) 吐出し水槽（深いピットの場合）

壁高(H)が壁の長辺長(L)のおおむね2倍以上となる深いピット形式の吐出し水槽の場合、壁は水平断面を平面ボックスラーメンとして、底版は壁に固定された四辺固定版として、それぞれ断面力を算出する（ただし、壁が地表より露出する場合は、壁の埋設深を H として考える）。

$2 > H/L \geq 1$ では、平面ボックスラーメンとして解析する方法と、四辺の壁及び底版を1枚1枚の版として解析する方法があり、構造物の規模が大きい場合には1枚1枚を版として解析した方が有利となる。これは、版の解析では断面力を二方向に分散させるため、一方向の解析よりも断面力が小さくできるためである。

なお、深いピット形式の吐出し水槽で、壁を平面ラーメンとして解析する場合、地震力の作用によって、ピット（壁全体）に水平方向せん断力と鉛直方向曲げモーメントが発生するため、規模によってはこれらの断面力の算定が必要になる。

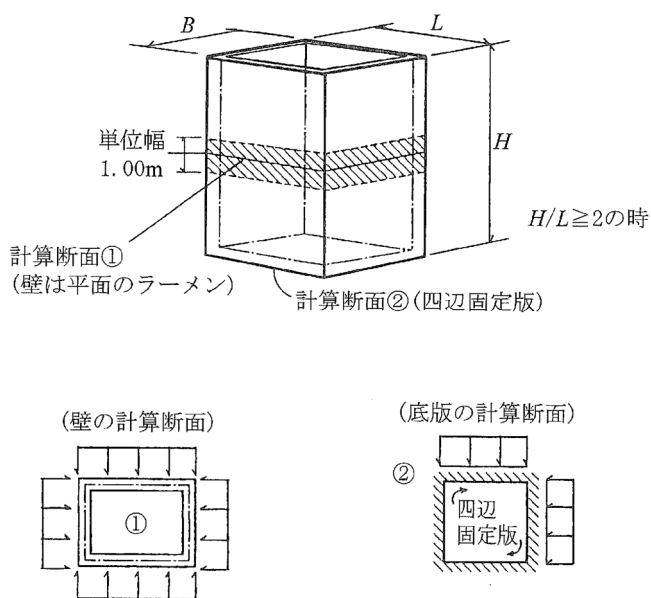


図-14.10 吐出し水槽（深いピットの場合）

(4) 吐出し水槽（浅いピットの場合）

壁の長辺長(L)が壁高(H)のおおむね2倍以上となる浅いピット形式の吐出し水槽の場合は、長辺方向の壁と底版をフルーム構造とし、短辺方向の壁を二方向版として解析する（ただし、壁が地表より露出する場合は、壁の埋設深を H として考える）。

$2 > L/H \geq 1$ では、フルーム構造として解析する方法と、1枚1枚の版として解析する方法があり、構造物の規模が大きい場合には1枚1枚を版として解析した方が有利となる。

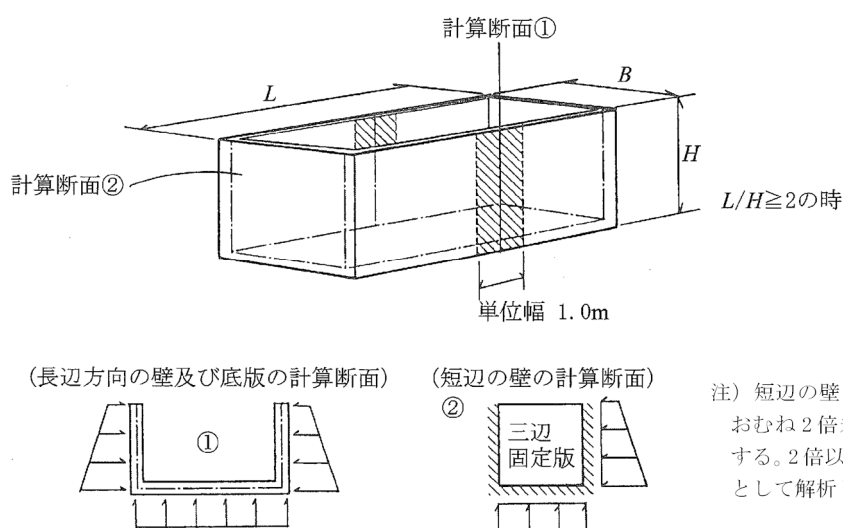


図-14.11 吐出し水槽（浅いピットの場合）

(5) 押込み式（一床式）のポンプ場

図-14.12 に示すような押込み式のポンプ場では地上部と地下部を一体的に応力解析する必要がある。基本構造が、梁、柱、壁、スラブで構成されていることから、梁、柱、壁は、スラブ及び壁に作用する荷重を支持する骨組モデルとしてラーメン解析を行う。スラブは梁あるいは壁に固定された二方向版として、また、土圧地中壁は、柱（又は壁）と底版に固定された二方向版として解析するとよい。

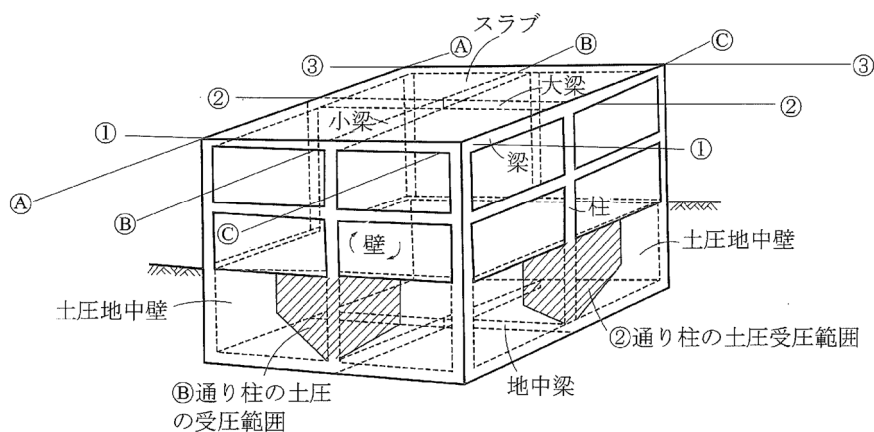


図-14.12 押込み式のポンプ場

地下室の柱脚部の底版内には、原則として地中梁を設けるものとするが、地中梁の解析は柱脚に生ずる曲げモーメントを処理するのみの場合と、地中梁によって底版を支持させる場合とがある。いずれによるかは、地中梁の高さ、底版の厚さを考慮し合理的な方法を選択する必要がある。

底版の解析は、地中梁の解析を前者による場合は壁に固定された両端固定梁とし、後者による場合は地中梁（又は壁）に固定された四辺固定版として行うとよい。

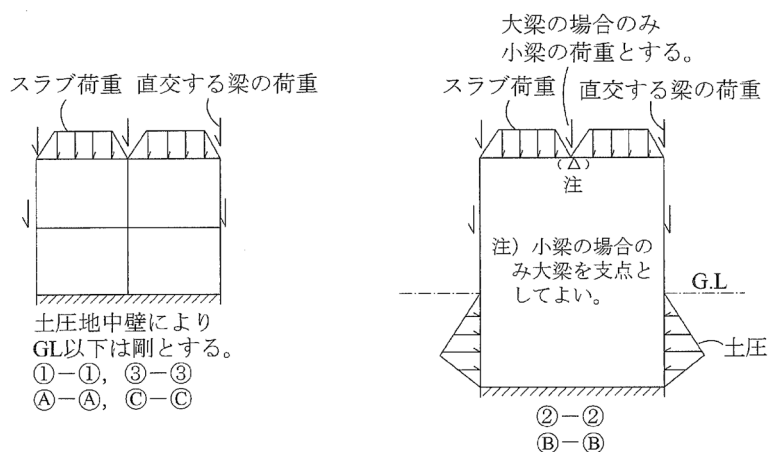


図-14.13 押込み式のポンプ場の構造フレームと荷重状態

14.1.7 ジョイントの構造

地下構造物のジョイント部、管との取付部、あるいはクラックによる漏水防止対策については、「コンクリート標準示方書」（土木学会）の諸規定に従うほか、次の点に留意する。

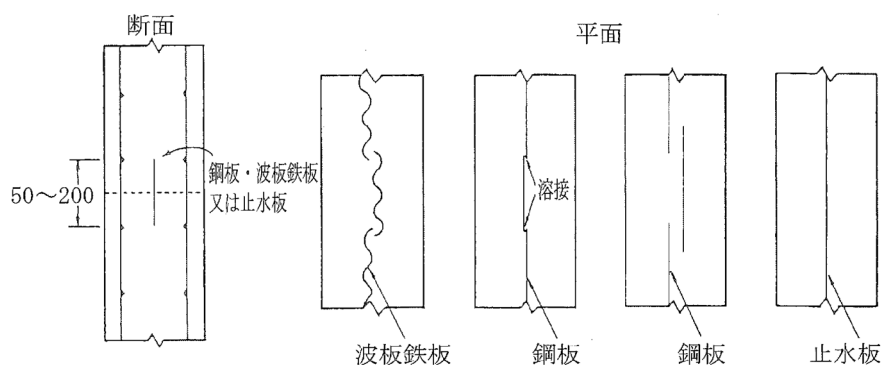


図-14.14 打継目の例（単位：mm）

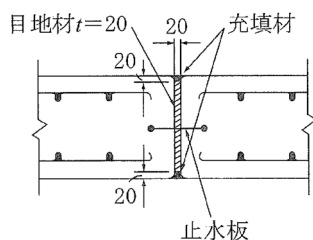


図-14.15 伸縮継手の例（単位：mm）

打継目は漏水の原因となりやすく、なるべく避けた方がよいが、やむを得ず設けるときは、漏水防止のための止水板、鋼板等を挿入する（図-14.14 参照）。主配管の壁貫通部等で水密を要するものは、一次開口部に鋼板等を挿入するか、管に 100mm 程度のつばをつける等配慮する。また、水密を要する伸縮継手には、ゴム製か塩化ビニル樹脂製の止水板を設ける（図-14.15 参照）。

14.2 吸込水槽の構造設計

(1) 吸込水槽の形状

吸込水槽の形状は、「12.2 吸込水槽の水理設計」の水理的条件と主ポンプの形式及び台数から決定される。

オープン水槽型、ボックス型等の形式があり、また、主ポンプの設置台数によって2連・3連あるいは数連の構造となる。また異口径ポンプを設置すると、非対称型の構造となる。これらを含めたポンプ場の設計例を第16章の末尾（〔参考〕ポンプ場設計例）に示す。

(2) 保守管理上の配慮

- ① 吸込水槽入り口には、除じん機の点検・修繕あるいは取替え、吸込管の点検・取替えと吸込水槽内の点検・清掃等に必要な水替えを行えるように、角落し又はゲートを設ける。
- ② 導水路・吸込水槽部は点検路と水路底の落差（レベル差）が大きく、ポンプ運転時の水路内流速が速いため、管理者等の転落防止策から、手すり・転落防止用ネットを設ける。
- ③ 保守管理用のマンホール・タラップを連ごとに設ける。
- ④ 吸込水槽内の清掃が容易になるよう、水替え用の小規模な可搬式ポンプ用に溜ますを連ごとに設けることがある。溜ますは、吸込水槽内の最低標高となる部分の一隅に $0.6\text{m} \times 0.6\text{m} \times 0.6\text{m}$ 程度の大きさを与える。

(3) 構造計算

- ① 吸込水槽の構造計算は、「14.1.6 構造解析の方法」に準じて構造各部の断面力を算出し、安全性の照査を行う。また、「13.5 耐震設計」についても、その適用を考慮する。
- ② 常時荷重の場合、吸込水槽内部の水圧は最低水位（一般に0として考えてよい）と最高水位の2ケースを考える。この場合の外圧との組合せは最も安全となる組合せとする。地震時は、内部水圧0の確率は小さく平常水位を考えて差支えない。
- ③ ポンプ床面の荷重は群集荷重と搬出入の自動車荷重のいずれか大きい方を見込む。
- ④ 基礎形式が杭基礎となる場合は、杭の影響を考慮する。（「15.3.1 (2) 構造計算における杭反力」参照。）
- ⑤ 床面がスラブ構造で、ポンプ孔が開いている場合は開口の影響を考慮する必要がある。このため、ポンプ荷重を四方向に分解し、片持梁として解く場合が多い。
- ⑥ 部材の厚さは、計算上薄い場合でも、主ポンプの振動、アンカーボルトあるいはダクト等も考慮し決定する。参考として、建屋と吸込水槽が上下に直結する場合の吸込水槽各部概略寸法（底版、床版、側壁の厚さ）を図-14.16に示す。

なお、ダクトは、軽量コンクリートを打設し、設置する場合がある。

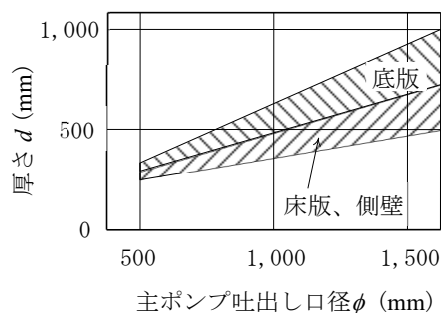


図-14.16 吸込水槽各部概略寸法 (参考)

- ⑦ ポンプ場のように、建築構造物（建屋）と土木構造物（吸込水槽）が一体構造物となる場合には、土木構造物についても建築基準の適用を受けることがある。この場合は、土木構造物についても建築の各種関連法規、構造計算基準値等を満足するように設計を行う必要がある。ポンプ場における建築構造物と土木構造物の区分は表-13.1に示す。
- ⑧ 吸込水槽などの土木構造物の上に建屋を設ける場合、建屋の柱脚に生ずる曲げモーメントを処理するため、吸込水槽スラブに地中梁を設けることがある。この地中梁は吸込水槽と一体に土木工事で施工されるが、建築部材の補剛材であるため建築基準の適用を受ける。この場合、地中梁鉄筋の定着長及び方法は建築基準に準ずることになる。

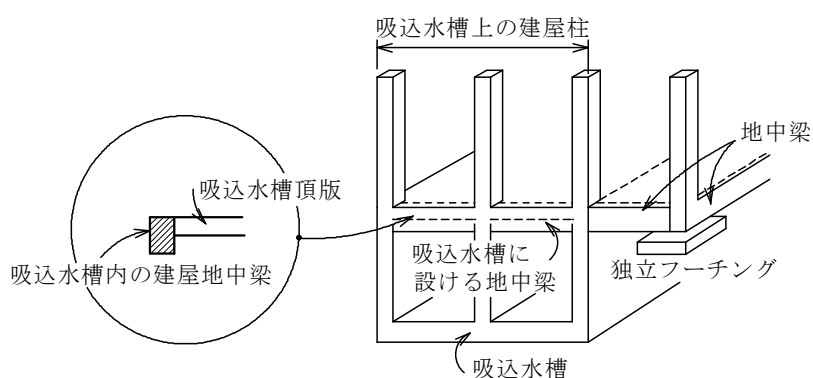


図-14.17 吸込水槽の上に建屋が設けられた例

14.3 吐出し水槽の構造設計

(1) 吐出し水槽の形状

吐出し水槽の形状は、「12.3 吐出し水槽の水理設計」の水理的条件と、主ポンプの配置、台数及び吐出し側水路、あるいは河川堤防高等から決定される。

直接河川に吐出される場合の吐出し水槽の上端の高さは、吐出し水槽内に生じる可能性のある最高水位に対して安全な高さであり、かつ、河川管理施設等構造令に基づいて次に示す高さ以上とする必要がある。(参考資料 1.2.2 参照)

- ① 計画があるものは計画堤防高以上
- ② 計画堤防高が現堤防高より低い場合
 - (i) 支障がないと認められるものは計画堤防高
 - (ii) 支障があると認められるものは現況堤防高

また、吐出し水槽の基礎底面は、堤防規定断面に食込んではいない。

なお、河川堤防に設置される樋門については構造令に従い設計する。(参考資料 1.1 参照)

(2) 保守管理上の配慮

吐出し水槽内に設置されるフラップ弁の搬入据付け作業の容易性、必要性により各フラップ弁に対する角落しや、点検用梯子を設置する必要がある。

(3) 構造計算

- ① 吐出し水槽の構造計算は、「14.1.6 構造解析の方法」に準じて構造各部の断面力を算出し、安全性の照査を行う。また、「13.5 耐震設計」についてもその適用を考慮する。
- ② 常時荷重の内水圧は最低水位（一般に 0 としてよい）と最高水位の 2 ケースを考える。この場合の外圧との組合せは構造上最も安全となる組合せとする。地震荷重を考慮する必要がある場合は、水槽内水位は平常水位を考えて差し支えない。
- ③ 基礎形式が杭基礎の場合は吸込水槽と同様、杭の影響を考慮する。

14.4 吸込水槽の構造計算例

標準的な吸込水槽の構造計算事例として、排水ポンプ場における吸込水槽（横軸斜流ポンプ）の例を許容応力度法により示す。

14.4.1 設計条件

(1) 主ポンプ及び主原動機

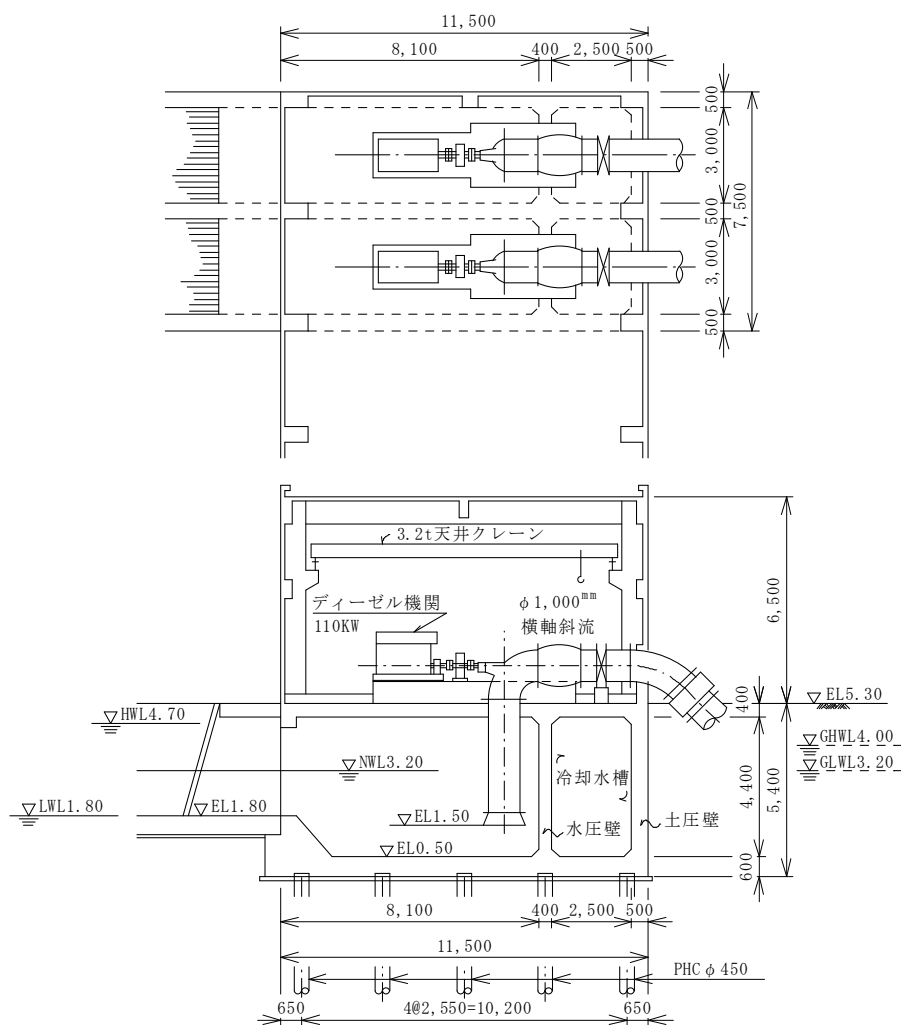


図-14.18 排水ポンプ場（横軸斜流ポンプ）の平面・縦断面図（例）

機 種：I型横軸斜流ポンプ

吐出し量：130m³/min×3.4m×2台（吸込口径：φ1,000mm）

主原動機：ディーゼル機関 110kW (1,200min⁻¹)

(2) ポンプ場の重要度区分と耐震性能

ポンプ場の重要度区分は B 種とする。したがって、表-13.27 よりポンプ場の耐震性能の適用区分は、レベル 1 地震動とする。

(3) 内水位及び地下水位

内 水 位：最低水位 L.W.L 1.80 (管理を考慮し、吸込水槽内を空水とし、内水位は流入部の水路底高とする)

平常水位 N.W.L 3.20 (一般に、用水ポンプ場では常時吸込水位、ポンプ排水専用の排水ポンプ場では常時初期吸込水位、自然排水兼用の排水ポンプ場では排水先河川の平水位を目安とする)

最高水位 H.W.L 4.70 (最高吸込水位)

地下水位：最低水位 G.L.W.L 3.20

平常水位 G.N.W.L 4.00 (地下水の平常水位は不明であるため、最高地下水位とした)

最高水位 G.H.W.L 4.00

注) 地下水位はボーリング孔内水位や現場状況を参考に定める。内水位との組合せでは構造物にとって最も不利となる組合せとする。一般的には、常時は内水位の最低と地下水位の最高、内水位の最高と地下水位の最低の組合せ、地震時は内水位、地下水位とも平常水位の組合せとする。

(4) 単位重量

土 湿潤土 $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$

水中土 $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

飽和土 $\gamma_{ws} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

水 $w_0 = 9.8 \text{ kN/m}^3$

鉄筋コンクリート $\gamma_{RC} = 24.5 \text{ kN/m}^3$

シンダーコンクリート $\gamma_{SC} = 23.0 \text{ kN/m}^3$

(無筋コンクリート使用の場合。

軽量骨材コンクリート使用の場合は、 16.5 kN/m^3)

(5) 土の内部摩擦角

$\phi = 25^\circ$ とする。

(6) 群集載荷重

ポンプ場外 自動車荷重考慮 $q = 10.0 \text{ kN/m}^2$ (常時のみ)

〃 なし $q = 3.0 \text{ kN/m}^2$ (〃)

ポンプ場内 床面荷重 (常時用) $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$

〃 (地震時用) $q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

なお、ポンプ場内床面に輪荷重が直接載荷される場合は別途考慮する。

(7) 設計水平震度

レベル 1 地震動とし、 $k_h = 0.2$ とする。

(8) 鉄筋コンクリート材料の許容応力

コンクリート	28日設計許容基準強度	$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$
許容曲げ圧縮応力	(常時)	$\sigma_{ca} = 8.0\text{N/mm}^2$
	(地震時)	$\sigma_{ca}' = 8.0 \times 1.5 = 12.0\text{N/mm}^2$
許容せん断応力	(常時)	$\tau_a = 0.42\text{N/mm}^2$
	(地震時)	$\tau_a' = 0.42 \times 1.5 = 0.63\text{N/mm}^2$
許容付着応力	(常時)	$\tau_{oa} = 1.5\text{N/mm}^2$
	(地震時)	$\tau_{oa}' = 1.5 \times 1.5 = 2.25\text{N/mm}^2$
鉄筋	鉄筋にはSD295A、Bを用いると想定するとその許容応力は $\sigma_{sa} = 157\text{ N/mm}^2$	
許容引張応力	(常時)	$\sigma_{sa} = 176\text{N/mm}^2$ (頂版のみ一般部材とする)
	(地震時)	$\sigma_{sa}' = 176 \times 1.5 = 264\text{N/mm}^2$ (上記以外は水中部材とする)

14.4.2 設計方針

(1) 吸込水槽本体の設計

吸込水槽本体の設計方針は、以下のとおりする。

① 構造フレーム

吸込水槽本体の構造フレームは、横断方向（流水直角方向）のボックスラーメンとする。

② 基礎形式

基礎形式は、杭基礎（ $\phi 450\text{PHC}$ 杭）である。したがって、底版には安定計算結果から得られた杭反力を集中荷重として作用させる。

③ 上載荷重

吸込水槽本体の上載荷重は、建屋荷重、機械荷重及び群集荷重であり、構造フレームへの作用荷重算定は、以下のとおり算定する。

- (i) 建屋荷重（柱の軸力）は、吸込水槽の奥行全長に均等に分布する集中荷重とする。
- (ii) 機械荷重は主ポンプの荷重を対象とし、ベース面積で除した等分布荷重とする。
- (iii) 群集荷重は、主ポンプ荷重の載荷範囲外の部分に作用させる。

- (i) 建屋荷重や主ポンプ等の機械荷重は、壁や床版の一部分に作用する荷重であるが底版付近ではかなり分散される。したがって、吸込水槽本体の部材設計に当たっては、吸込水槽上に作用する建屋荷重、主ポンプ等機械荷重及びこれらに起因する地震時慣性力は、原則として吸込水槽の全体、又は下記⑤のとおり一定の断面区間でこれらの荷重を分担するものと考えてよい。なお、ポンプ本体等を直接支持する床版の開口部は、吸込水槽本体の部材設計とは別に実際の荷重強度及び支承状態を考慮して設計する必要がある。

また、地震時等に建屋の柱脚に生じる曲げモーメントについては、吸込水槽の床版や側壁などの剛性が大きく柱脚を剛結合と見なせる場合にはこれを無視して差し支えないが、剛性が小さく建屋の柱脚が剛結合と見なせない場合は、地中梁による補剛を行うか、又は曲げモーメントを吸込水槽に荷重として適切に伝える必要がある。

ここで、計算に使用する建屋荷重（柱の軸力）は、常時は長期軸力を鉛直荷重とし、地震時は転倒モーメントによる鉛直力を長期軸力に増減した軸力を鉛直荷重とする。なお、吸込

水槽の設計に用いる建屋の地震時慣性力は、長期軸力 $\times k_h$ （「13.5.1 吸込・吐出し水槽」に示す土木基準による設計水平震度）とする。

- (ii) 主ポンプ等機械荷重の取扱いは、前述のとおり、主ポンプ、原動機及び管・弁類等の主荷重を吸込水槽の全体、又は一定の断面区間に分散させることを原則とするが、低揚程横軸ポンプのように主要機械の配置が平面的で吸込水槽の奥行き方向にほぼ一様に配置される場合は、ポンプ基礎ベース部分の荷重強度を機械荷重の平均荷重としても過大設計とならないため、計算の簡略化のため本計算例のように取り扱っても差し支えない。

一方、立軸ポンプのように床版の一部に荷重が集中する場合、吸込水槽本体の設計に当たっては、主要機器の荷重についても建屋荷重と同様、奥行方向の分散を考慮して荷重強度を求めないと下部構造が過大設計となるおそれがある。

なお、いずれの場合も主ポンプを直接支持する部材は、吸込水槽本体の構造フレームとは別の支持状態となるため、これを考慮した二次設計が必要である。

- (iii) 群集荷重は、「14.1.2 荷重条件」に示す値を使用するが、これは主要機器以外の荷重であり、主ポンプ荷重の載荷範囲外の部分に作用させる。

④ 水槽内水圧

吸込水槽内の水位は、常時は空水と最高水位の2ケース、地震時は平常水位とする。

⑤ 検討位置

計算例での断面検討位置は、機械床版荷重最大位置としているが、吸込水槽本体を構成するボックスラーメン全体を対象とする

半二床式や流入部と一体となる吸込水槽では、吸込水槽の縦断方向に荷重状態や部材構成が異なるので、区間ごとに検討をする必要がある。

⑥ 検討ケース

検討ケースは、常時（空水時及び満水時）、地震時（レベル1）の3ケースとする。

(2) ポンプ開口部の床版の設計（計算例は省略）

構造フレーム……………ポンプ荷重を4方向に分解し、壁を固定端とする片持梁とする。

検討ケース……………常時

(3) 吸込水槽本体の中間部隔壁の設計（計算例は省略）

構造フレーム……………吸込水槽本体の頂版及び底版に固定された両端固定梁とする。

水槽内水圧……………保守管理を考慮し、片側平常時水圧として検討を行う。

検討ケース……………常時

(4) 土圧壁及び水圧壁の設計（計算例は省略）

構造フレーム……………吸込水槽本体の頂版、底版及び壁に固定された四辺固定版とする。

水槽内水圧……………土圧壁は水槽内空水とし、水圧壁は冷却水槽内満水として検討を行う。

検討ケース……………常時

14.4.3 吸込水槽本体の設計

(1) 仮定断面及び検討ケース

吸込水槽本体の仮定断面は、図-14.19 に示すとおりである。また、吸込水槽本体の検討ケースと内水位及び地下水位の組合せを表-14.15 に示す。

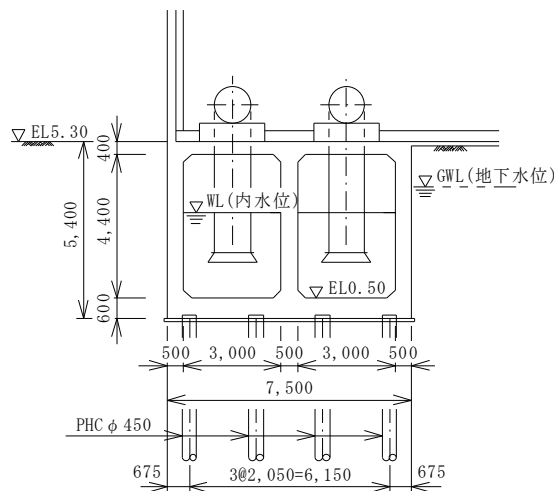


図-14.19 吸込水槽の計算断面

表-14.15 検討ケースと内外水位条件

検討ケース	区 分	内水位	地下水位	備 考
ケース 1	常時・空水時	空水 (L.W.L 1.80) 注)	G.H.W.L 4.00	
ケース 2	常時・満水時	H.W.L 4.70	G.L.W.L 3.20	
ケース 3	地震時	N.W.L 3.20	G.N.W.L 4.00	

注) 空水時の内水位は、上流側流入部の水路底高とする。

(2) 安定計算結果

各検討ケースにおける安定計算の結果及び杭反力の算定結果を、表-14.16 に示す。

(3) 部材設計荷重の算定

① 頂版に作用する荷重

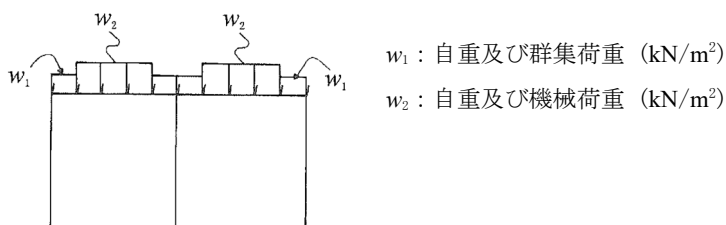


図-14.20 頂版の作用荷重

$$\begin{aligned}
 w_1 &= \text{頂版自重} + \text{シンダーコンクリート重量} + \text{群集荷重 (床面上載荷重)} \\
 &= 0.40 \times 24.5 \text{ kN/m}^3 + 0.30 \times 23.0 \text{ kN/m}^3 + 5.0 \text{ kN/m}^2 = 21.70 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)} \\
 &= 0.40 \times 24.5 \text{ kN/m}^3 + 0.30 \times 23.0 \text{ kN/m}^3 + 1.5 \text{ kN/m}^2 = 18.20 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}
 \end{aligned}$$

表-14.16(a) 安定計算ケース 1 (常時・空水時、流水直角方向)

内水位; 空水(L.W.L 1.80)

地下水位; G.H.W.L 4.00

項 目	鉛 直 力			水 平 力		
	荷 重	アーム長	モーメント	荷 重	アーム長	モーメント
	N (kN)	y (m)	$N \cdot y$ (kN・m)	H (kN)	z (m)	$H \cdot z$ (kN・m)
躯体コンクリート自重	4,874.0	3.755	18,301.9	0.0	0.000	0.0
内水重	0.0	0.000	0.0	0.0	0.000	0.0
主ポンプ等機械荷重	519.7	3.750	1,948.9	0.0	0.000	0.0
シンダー、機械ベース自重	791.2	3.750	2,967.0	0.0	0.000	0.0
群集荷重等	316.1	3.750	1,185.4	0.0	0.000	0.0
建屋荷重	2,719.6	4.103	11,158.5	0.0	0.000	0.0
土圧、静水圧	0.0	0.000	0.0	0.0	0.000	0.0
揚圧力	-2,930.9	3.750	-10,990.9	0.0	0.000	0.0
合 計	6,289.7	3.907	24,570.8	0.0	0.000	0.0
鉛直力、水平力、モーメント	$(B=7.50\text{m})$			杭反力(kN/本)		
偏心距離	$e=(N \cdot y + H \cdot z) / \Sigma N - B/2 = 0.157\text{(m)}$			$N_1=285.58$	$H_1=0.00$	
鉛直力の合計	$\Sigma N=6,289.7\text{(kN)}$			$N_2=304.85$	$H_2=0.00$	
水平力の合計	$\Sigma H=0.0\text{(kN)}$			$N_3=324.12$	$H_3=0.00$	
モーメント (図心位置)	$M_0=987.5\text{(kN・m)}$			$N_4=343.39$	$H_4=0.00$	

表-14.16(b) 安定計算ケース 2 (常時・満水時、流水直角方向)

内水位 ; H.W.L 4.70

地下水位 ; G.L.W.L 3.20

項 目	鉛 直 力			水 平 力		
	荷 重	アーム長	モーメント	荷 重	アーム長	モーメント
	N (kN)	y (m)	$N \cdot y$ (kN・m)	H (kN)	z (m)	$H \cdot z$ (kN・m)
躯体コンクリート自重	4,874.0	3.755	18,301.9	0.0	0.000	0.0
内水重	2,449.4	3.750	9,185.3	0.0	0.000	0.0
主ポンプ等機械荷重	519.7	3.750	1,949.0	0.0	0.000	0.0
シンダー、機械ベース自重	791.2	3.750	2,967.0	0.0	0.000	0.0
群集荷重等	316.1	3.750	1,185.4	0.0	0.000	0.0
建屋荷重	2,719.6	4.103	11,158.5	0.0	0.000	0.0
土圧、静水圧	0.0	0.000	0.0	0.0	0.000	0.0
揚圧力	-2,789.3	3.750	-10,460.0	0.0	0.000	0.0
合 計	8,880.7	3.861	34,287.1	0.0	0.000	0.0
鉛直力、水平力、モーメント	$(B=7.50\text{m})$			杭反力(kN/本)		
偏心距離	$e=(N \cdot y + H \cdot z) / \Sigma N - B/2 = 0.111\text{(m)}$			$N_1=415.18$	$H_1=0.00$	
鉛直力の合計	$\Sigma N=8,880.7\text{(kN)}$			$N_2=434.42$	$H_2=0.00$	
水平力の合計	$\Sigma H=0.0\text{(kN)}$			$N_3=453.65$	$H_3=0.00$	
モーメント (図心位置)	$M_0=985.8\text{(kN・m)}$			$N_4=472.89$	$H_4=0.00$	

表-14.16(c) 安定計算ケース 3 (地震時→、流水直角方向)

内水位 ; N.W.L 3.20

地下水位 ; G.N.W.L 4.00

項 目	鉛 直 力			水 平 力		
	荷 重	アーム長	モーメント	荷 重	アーム長	モーメント
	N (kN)	y (m)	$N \cdot y$ (kN・m)	H (kN)	z (m)	$H \cdot z$ (kN・m)
躯体コンクリート自重	4,874.0	3.755	18,301.9	974.8	2.445	2,383.4
内水重	1,740.6	3.750	6,527.3	0.0	0.000	0.0
主ポンプ等機械荷重	519.7	3.750	1,948.9	103.9	5.400	561.1
シンダー、機械ベース自重	791.2	3.750	2,967.0	158.2	5.400	854.3
群集荷重等	94.8	3.750	355.5	19.0	5.400	102.6
建屋荷重	2,719.6	4.103	11,158.5	543.9	5.400	2,937.1
地震時建屋軸力増減	-105.5	-2.689	283.7	0.0	0.000	0.0
土圧、静水圧	0.0	0.000	0.0	-1,198.7	2.700	-3,236.5
地震時動水圧	0.0	0.000	0.0	413.4	1.914	791.3
揚圧力	-3,271.1	3.750	-12,266.6	0.0	0.000	0.0
合 計	7,363.3	3.976	29,276.2	1,014.5	4.331	4,393.3
鉛直力、水平力、モーメント	$(B=7.50\text{m})$			杭反力(kN/本)		
偏心距離	$e=(N \cdot y + H \cdot z) / \Sigma N - B/2 = 0.823\text{(m)}$			$N_1=190.80$	$H_1=50.73$	
鉛直力の合計	$\Sigma N=7,363.3\text{(kN)}$			$N_2=309.05$	$H_2=50.73$	
水平力の合計	$\Sigma H=1,014.5\text{(kN)}$			$N_3=427.29$	$H_3=50.73$	
モーメント (図心位置)	$M_0=6,060.1\text{(kN・m)}$			$N_4=545.54$	$H_4=50.73$	

w_2 は、「13.4 荷重の算定」に示される床版荷重及びコンクリートベース重量から算定する。

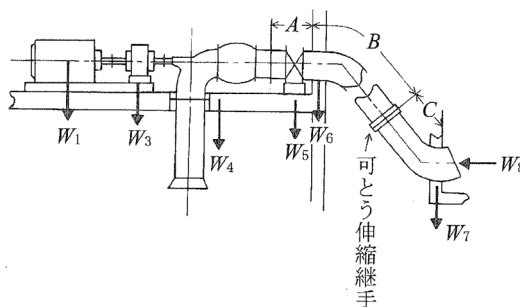


図-14.21 横軸ポンプ床版荷重

W_1 ：ディーゼル機関の基礎荷重

機関出力 110kW、回転速度 $1,200\text{min}^{-1}$

表-13.19 より

機関重量 $F_1 = 1,950\text{kg}$ (質量) $\times (9.8/1,000)\text{kN/kg} = 19.111\text{kN}$

$$\therefore W_1 = 1.3 \times F_1 = 1.3 \times 19.111 = 24.84\text{kN}$$

W_3 ：歯車減速機の基礎荷重

$$\text{伝達容量} = \frac{\text{原動機出力} \times \text{荷重係数 (表-7.2)}}{\text{寿命係数 (表-7.3)}}$$

$$= 110\text{kW} \times \frac{1.25}{1.00} = 137.5\text{kW}$$

原動機回転速度： $1,200\text{min}^{-1}$

ポンプ回転速度：約 220min^{-1}

減速比：約 1 : 5.5

空冷横軸遊星歯車減速機選定図 (図-7.9-参 13 $1,200\text{min}^{-1}$) から形番B-3、C-6、D-1を選定。表-7.11 より、減速機の質量は 680kg (D-1) とする。

$$\therefore W_3 = 1.2 \times 680\text{kg} \times (9.8/1,000)\text{kN/kg} = 8.00\text{kN}$$

W_4 ：主ポンプの基礎荷重

I型横軸斜流ポンプ吐出し量 $130\text{m}^3/\text{min}$ 、吸込管長 4.10m (吸込口径； $\phi 1,000\text{mm}$)

表-13.9 より

$$W_4 = 143\text{kN} + (4.10 - 4.00) \times 16.2\text{kN/m} = 144.62\text{kN}$$

W_5 ：弁荷重

表-13.16、表-13.18 より

$$W_5 = 26.7\text{kN} + (1.50 - 0.30) \times 15\text{kN/m} = 44.70\text{kN}$$

W_6 ：吐出し管荷重 (可とう継手中心まで)

表-13.18 より

$$W_6 = 2.00 \times 15\text{kN/m} = 30\text{kN}$$

横軸ポンプであるため、便宜的に床版荷重が最大となるポンプ基礎荷重を用いて計算する。

$$\begin{aligned} \therefore w_2 &= W_4 / \text{ベース面積} + \text{ベース自重} + \text{スラブ自重} \\ &= 144.62\text{kN} / (2.00 \times 3.30) + 0.70 \times 24.5\text{kN/m}^3 + 0.40 \times 24.5\text{kN/m}^3 \\ &= 48.86\text{kN/m}^2 \text{ (常時、地震時共)} \end{aligned}$$

② 側壁に作用する土圧、水圧

(i) 静止土圧係数

$$K_c = 0.5$$

(ii) 主働土圧係数

a. 常時主働土圧係数 (K_a)

13.4.2 土圧 より

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \cos\theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

ϕ : 土の内部摩擦角 25°

i : 地表面と水平面のなす角度 0°

θ : 壁背面と水平面のなす角度 90°

δ : 壁面と土との間の壁面摩擦角 0°

$\therefore K_a = 0.406 \leq 0.5$ (=静止土圧係数) より常時の土圧係数は $K_c = 0.5$ を採用する。

b. 地震時主働土圧係数 (K_{ea})

式(13.16)より

$$K_{ea} = 0.24 + 1.08 k_h \quad (\text{背面が土とコンクリートの場合、砂質土})$$

k_h : 設計水平震度 0.2

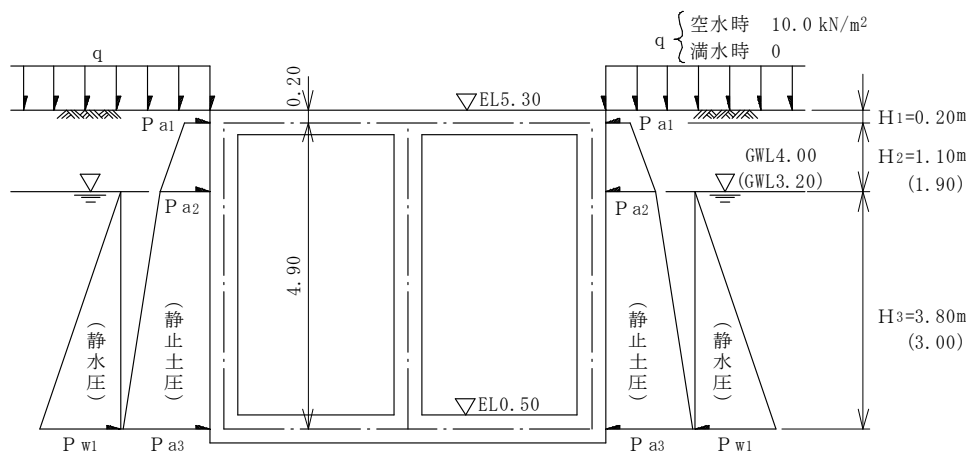
$K_{ea} = 0.456 \leq 0.5$ (静止土圧係数) より、地震時の部材設計における主働土圧係数は

$K_{ea} = 0.5$ を採用する。

(iii) 土圧及び地下水压強度

盛土面上の上載荷重は室内と室外で異なるが、ここでは便宜的に同一とし、室外の上載荷重により計算する。

a. 常時



注) () 内は満水時の値を示す。

図-14.22 常時の土圧及び地下水压

(ア) 空水時の土圧、地下水圧

$$K_c = 0.5, q=10.0\text{kN/m}^2, H_1=0.20\text{m}, H_2=1.10\text{m}, H_3=3.80\text{m} \text{ として}$$

$$P_{a1} = K_c \cdot (q + \gamma_t \cdot H_1) = 0.5 \times (10.0 + 18 \times 0.20) = 6.80\text{kN/m}^2$$

$$P_{a2} = K_c \cdot \{q + \gamma_t \cdot (H_1 + H_2)\} \\ = 0.5 \times \{10.0 + 18 \times (0.20 + 1.10)\} = 16.70\text{kN/m}^2$$

$$P_{a3} = K_c \cdot \{q + \gamma_t \cdot (H_1 + H_2) + \gamma_w \cdot H_3\} \\ = 0.5 \times \{10.0 + 18 \times (0.20 + 1.10) + 10 \times 3.80\} = 35.70\text{kN/m}^2$$

$$P_{w1} = w_0 \cdot H_3 = 9.8 \times 3.80 = 37.24\text{kN/m}^2$$

(イ) 満水時の土圧、地下水圧

$$K_c = 0.5, q=0\text{ kN/m}^2, H_1=0.20\text{m}, H_2=1.90\text{m}, H_3=3.00\text{m} \text{ として}$$

$$P_{a1} = 0.5 \times (0 + 18 \times 0.20) = 1.80\text{kN/m}^2$$

$$P_{a2} = 0.5 \times \{0 + 18 \times (0.20 + 1.90)\} = 18.90\text{kN/m}^2$$

$$P_{a3} = 0.5 \times \{0 + 18 \times (0.20 + 1.90) + 10.0 \times 3.00\} = 33.90\text{kN/m}^2$$

$$P_{w1} = 9.8 \times 3.00 = 29.40\text{kN/m}^2$$

b. 地震時

吸込水槽の基礎形式は杭基礎であるため、地震力作用側の土圧は地震時主働土圧とし、地震力に抵抗する側の土圧は地震時主働土圧に根入れによる土圧の増分を加えたものとする。

(ア) 地震時の主働土圧、地下水圧

$$K_{ea} = 0.5, q=0\text{kN/m}^2, H_1=0.20\text{m}, H_2=1.10\text{m}, H_3=3.80\text{m} \text{ として}$$

$$P_{a1}' = 0.5 \times (0 + 18 \times 0.20) = 1.80\text{kN/m}^2$$

$$P_{a2}' = 0.5 \times \{0 + 18 \times (0.20 + 1.10)\} = 11.70\text{kN/m}^2$$

$$P_{a3}' = 0.5 \times \{0 + 18 \times (0.20 + 1.10) + 10 \times 3.80\} = 30.70\text{kN/m}^2$$

$$P_{w1} = 9.8 \times 3.80 = 37.24\text{kN/m}^2$$

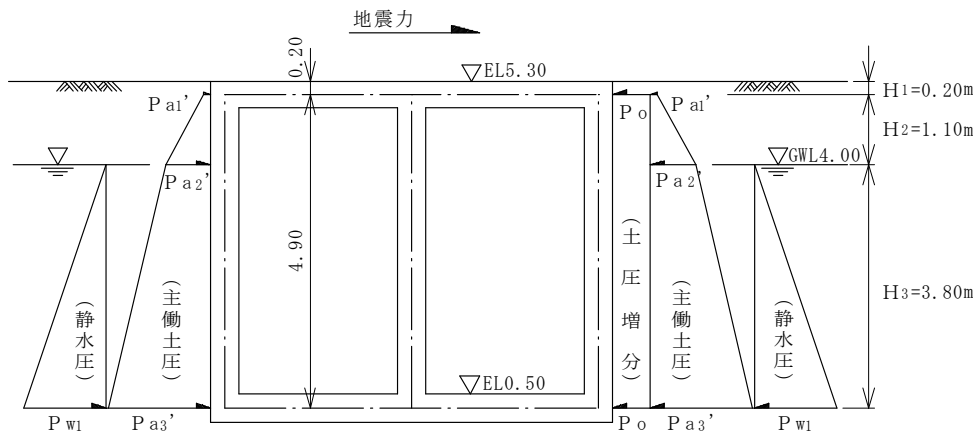


図-14.23 地震時の土圧及び地下水圧

根入れ効果による土圧の増分は、地震時主働土圧及び慣性力をもとに、次のとおり算定する。(図-13.5 及び表-14.16(c)) を参照。

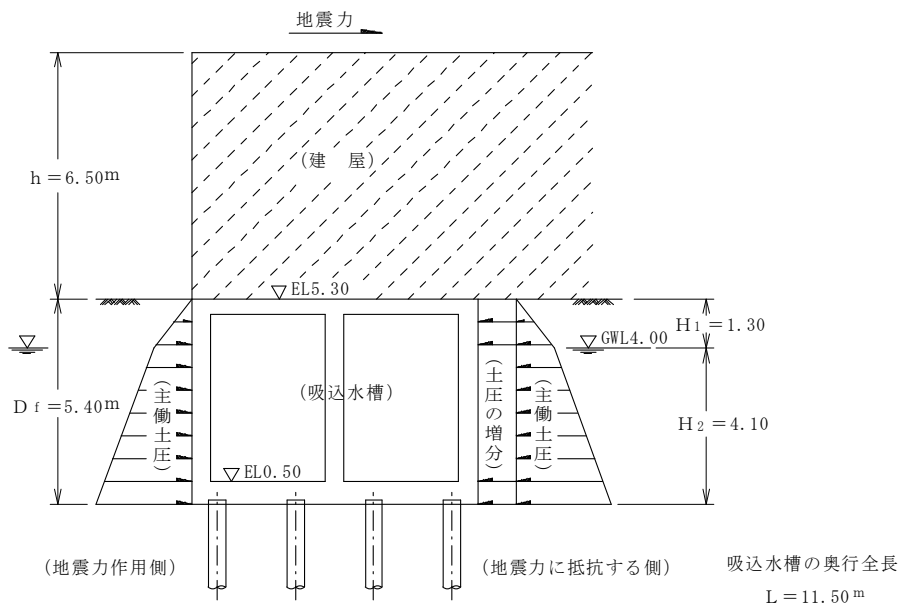


図-14.24 杭基礎における地震時土圧

- (a) 地震時主働土圧係数 $K_{ea} = 0.456$ (安定計算に用いる主働土圧係数とする)
 (b) 地震時受働土圧係数 $K_{ep} = 2.120$

$$K_{ep} = \frac{\sin^2(\theta + \theta_0 - \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta + \theta_0 + \delta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + \theta_0 + \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$= 2.120 \quad (\because \phi = 25^\circ, \theta = 90^\circ, \delta = 0^\circ, \theta_0 = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} 0.2 = 11.3^\circ)$$

- (c) 根入れ部の水平力分担率 α

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{h}}{\sqrt[4]{D_f}} = 1 - 0.2 \times \frac{\sqrt{6.50}}{\sqrt[4]{5.40}} = 0.666 \leq 0.7$$

- (d) 地震時慣性力 ΣH_K (表-14.16(c) 参照)

(吸込水槽自重) (主ポンプ等) (シンダー等) (群集荷重等) (建屋荷重)

$$\Sigma H_K = 974.8 + 103.9 + 158.2 + 19.0 + 543.9 = 1,799.8 \text{ kN}$$

- (e) 慣性力と根入れ深さから求まる土圧の増分 H_o

$$H_o = \alpha \cdot \Sigma H_K = 0.666 \times 1,799.8 = 1,198.7 \text{ kN}$$

- (f) 土圧増分の上限值 $H_{o \max}$

地震時主働土圧 + 土圧の増分 $\leq$ 地震時受働土圧より、土圧の増分の上限值

$H_{o \max}$ は

$$\begin{aligned} H_{o \max} &= \text{地震時受働土圧} - \text{地震時主働土圧} \\ &= (K_{ep} - K_{ea}) \cdot (1/2 \cdot \gamma_1 \cdot H_1^2 + \gamma_1 \cdot H_1 \cdot H_2 + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H_2^2) \cdot L \\ &= (2.120 - 0.456) \times (1/2 \times 18 \times 1.30^2 + 18 \times 1.30 \times 4.10 + 1/2 \times 10 \times 4.10^2) \\ &\quad \times 11.50 \text{ m} = 3,7353 \text{ kN} \end{aligned}$$

(i) 常時の建屋鉛直荷重

	P_1	P_2	P_3	
ΣL	886.9kN	671.3kN	1,078.1kN	(長期軸力の計)
クレーン荷重			83.3kN	(自重及び吊荷重量)
合 計	886.9kN	671.3kN	1,161.4kN	
設計荷重(P_n)	77.12kN/m	58.37 kN/m	100.99 kN/m	(吸込水槽の全長 $L=11.50\text{m}$ で平均)

(ii) 地震時の建屋鉛直荷重

	P_1	P_2	P_3	
$\Sigma (L \cdot E)$	781.4kN	583.0kN	1,166.5kN	(長期軸力及び鉛直力増減値の計)
クレーン荷重			83.3kN	(自重及び吊荷重量)
合 計	781.4kN	583.0kN	1,249.8kN	
設計荷重(P_n)	67.95kN/m	50.70kN/m	108.68kN/m	(吸込水槽の全長 $L=11.50\text{m}$ で平均)

④ 側壁の軸力

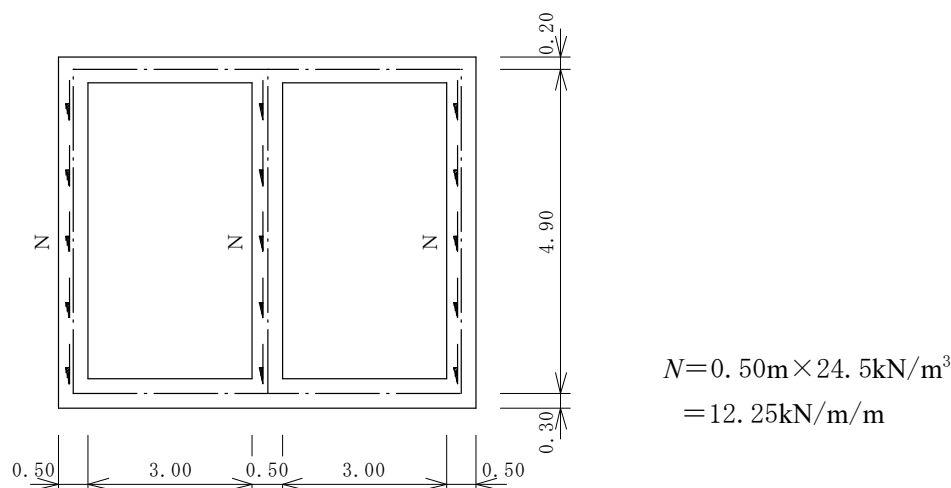


図-14.27 側壁の軸力

⑤ 地震時慣性力

地震時慣性力は、厳密には個々の部材や上載諸荷重の重量分布に応じた強度分布で作用することとなるが、一般的な規模の吸込水槽では次のように取扱ってよいものとする。

鉛直部材に作用する慣性力は、それぞれの重量強度に応じた分布荷重とする。水平部材に作用する慣性力は、原則として重量分布に応じた作用力とするが、計算が煩雑なこと及び部材に生じる曲げモーメントやせん断力への影響が小さいことから、便宜的に図-14.28に示すとおり、地震力作用側の端部節点に一括して集中荷重としてラーメン軸線に作用させてよいものとする^{注)}。

なお、底版に作用する地震時慣性力の取扱いは、「⑦ 底版に作用する荷重」に詳述する。

注) 一括作用させる側の頂版端部曲げモーメントは、反対側の頂版端部曲げモーメントよりも小さく、部材計算に与える影響は小さい。しかしながら、大規模な吸込水槽の場合ではその影響も大となるため、重量分布に応じた地震時慣性力を作用させるのが望ましい。

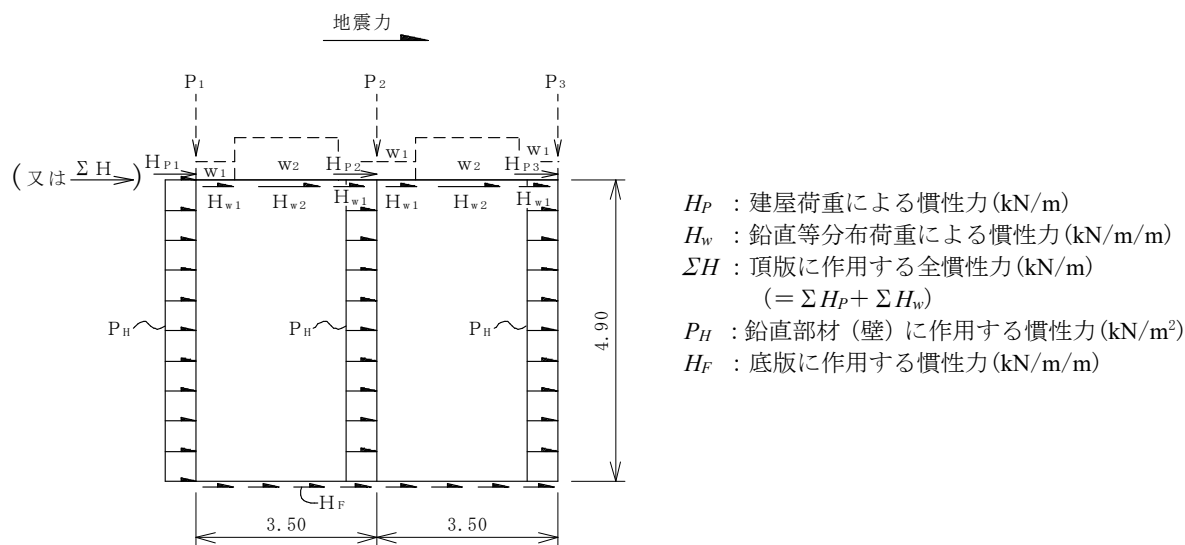


図-14.28 地震時慣性力

(i) 頂版に作用する慣性力 ΣH

頂版に作用する慣性力は、吸込水槽頂版自重及び吸込水槽上載荷重による慣性力である。

「14.4.2 設計方針」で述べられているとおり、吸込水槽上の建屋荷重及び機械荷重等の慣性力は吸込水槽全体で荷重を分担させることから、上載荷重による慣性力は「表-14.16(c) 安定計算ケース3」に示される水平力を吸込水槽の全長で平均する。

$$\begin{aligned}
 \Sigma H^{\text{注)}} &= k_h \times \text{吸込水槽自重} + (\text{主ポンプ等機械荷重の慣性力} + \text{シンダー、機械ベースの} \\
 &\quad \text{慣性力} + \text{群集荷重等の慣性力} + \text{建屋荷重の慣性力}) / \text{吸込水槽全長} \\
 &= 0.2 \times 0.4\text{m} \times 24.5\text{kN/m}^3 \times 7.00\text{m} + \{(103.9 + 158.2 + 19.0 + 543.9)\text{kN} / 11.5\text{m}\} \\
 &= 85.46\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

注) 鉛直重量強度に応じた慣性力とする場合は、上記 ΣH を荷重図に示される鉛直荷重の重量比で按分するとよい。

(ii) 壁に作用する慣性力 P_H

$$P_H = k_h \cdot \gamma_{RC} \cdot h = 0.2 \times 24.5\text{kN/m}^3 \times 0.5\text{m} = 2.45\text{kN/m}^2 \quad (h \text{ は部材厚})$$

⑥ 地震時動水圧

地震時動水圧は、式 (13. 37)、(13. 38) により、次のとおりとなる。

$$P_{ew} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot w_0 \cdot b \cdot h^2$$

$$h_g = \frac{2}{5} \cdot h$$

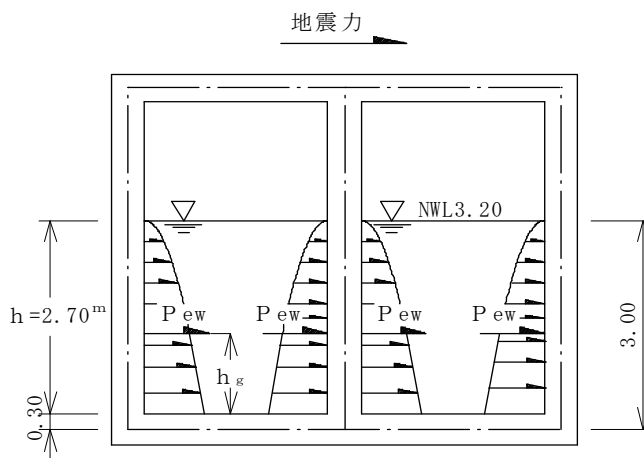


図-14. 29 地震時動水圧

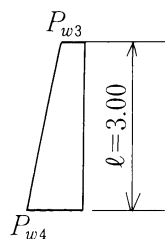
$$P_{ew} = 7/12 \times 0.2 \times 9.8 \text{ kN/m}^3 \times 1.00 \times 2.70^2 = 8.33 \text{ kN}$$

$$h_g = 2/5 \times 2.70 = 1.08 \text{ m}$$

ここで、動水圧強度の分布は放物線状であるため、便宜上台形等分布荷重に換算する。換算方法は動水圧による底版側節点でのモーメント及びせん断力が等しくなるようにする。

$$S = P_{ew} = 8.33 \text{ kN}$$

$$M = P_{ew} \times (h_g + 0.30) = 8.33 \times (1.08 + 0.30) = 11.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$S = \frac{l}{2} \cdot (P_{w3} + P_{w4}) = 8.33 \text{ kN}$$

$$M = \frac{l^2}{6} \cdot (2P_{w3} + P_{w4}) = 11.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore P_{w3} = 2.11 \text{ kN/m}^2, P_{w4} = 3.44 \text{ kN/m}^2$$

図-14. 30 部材設計用地震時動水圧

⑦ 底版に作用する荷重

部材設計における一般的な底版作用荷重は、図-14.31、図-14.32 に示すとおりである。

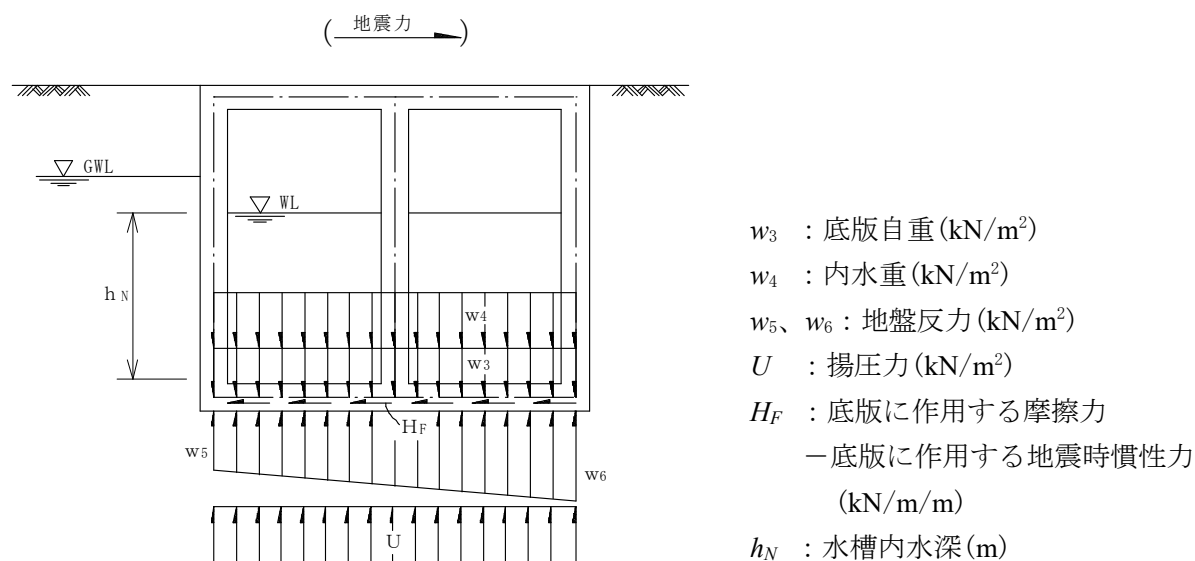


図-14.31 底版作用荷重(直接基礎の場合)

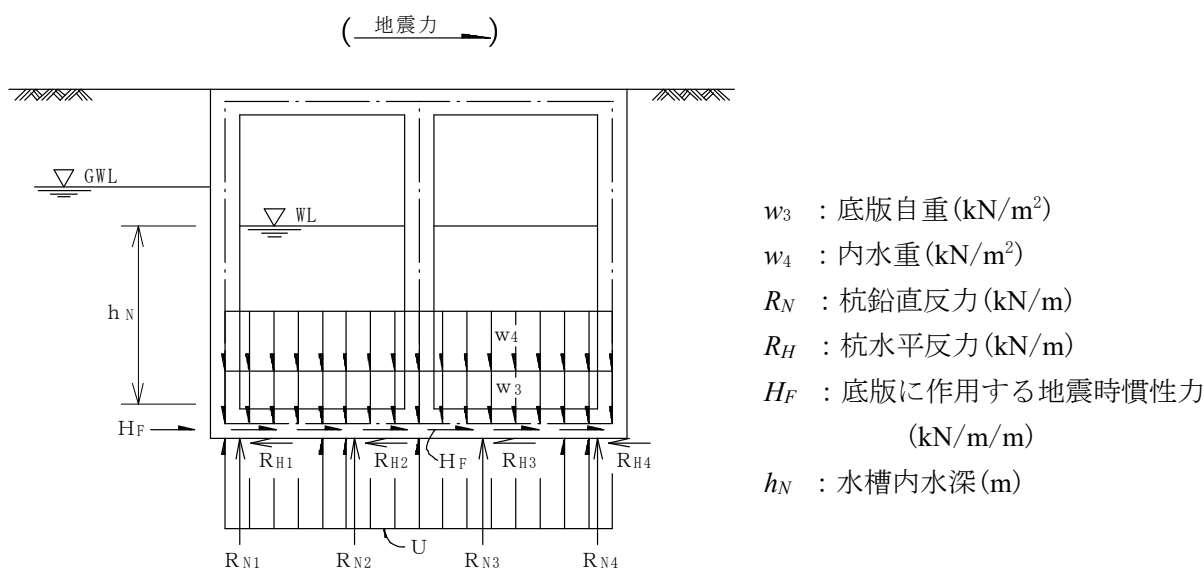


図-14.32 底版作用荷重(杭基礎の場合)

底版に作用する荷重のうち水平方向力は、部材に生ずる曲げモーメント及びせん断力には直接影響しないが、応力照査時における底版部材の軸力として反映させる。

底版に作用する水平方向力としては、直接基礎の場合では底版自重に起因する地震時慣性力及び底版に作用する摩擦力、杭基礎の場合では地震時慣性力と杭水平反力が考えられる。このうち、底版に作用する地震時慣性力には、部材設計時の⑤で計算した水平荷重に反映されていない慣性力（図-14.18 に示される吸込水槽の水圧壁、土圧壁等の慣性力^{注)}）も含まれるものとする。

図-14.31、図-14.32に示す水平力 H_F の算定方法には、i. 部材設計で作用させた水平方向の全荷重（底版に作用する摩擦力及び底版自重に起因する地震時慣性力は除く）の釣り合いから不平衡力として算定する方法と、ii. 安定計算の水平力をもとに部材設計に用いた頂版及び壁の自重による慣性力を差し引いて算定する方法がある。このうち ii. による算定方法を次に示す。

なお、底版の軸力算定に当たって、水平力 H_F は底版の全スパンに均等に作用しているものとして取扱うものとする。

底版に作用する水平力 H_F の算定 (ii. の方法)

- ・直接基礎の場合の水平力 H_F （作用方向は底版摩擦力の作用方向）の算定方法

$$H_F = \{ (\text{吸込水槽躯体自重による全慣性力} - \text{水平力の合力}) / \text{吸込水槽全長} \\ - \text{⑤で計算した頂版及び壁自重の慣性力} \} / \text{底版の全スパン長 (kN/m/m)}$$

- ・杭基礎の場合の水平力 H_F （作用方向は地震力作用方向に同じ）の算定方法

$$H_F = \{ (\text{吸込水槽躯体自重による全慣性力} / \text{吸込水槽全長} \\ - \text{⑤で計算した頂版及び壁自重の慣性力} \} / \text{底版の全スパン長 (kN/m/m)}$$

なお、常時における水平力 H_F は、地震時慣性力が 0 であるため次のとおりである。

- ・直接基礎の場合、 $H_F = - \text{水平力の合力} / \text{吸込水槽全長} / \text{底版の全スパン長}$
- ・杭基礎の場合、 $H_F = 0$

注) 吸込水槽本体の部材設計時には本体部材に直交する水圧壁、土圧壁の剛性は一般に無視して計算される。したがって、これら直交する部材の慣性力は、本体の部材設計時における曲げモーメント及びせん断力を求める際には無視し、底版に作用する軸力としてのみ考慮する。

(i) 底版自重及び内水重

a. 常時

(ア) 空水時（内水位：空水）

$$w_3 = \gamma_{RC} \cdot h = 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 14.70 \text{ kN/m}^2 \quad (h \text{ は底版部材厚})$$

$$w_4 = w_0 \cdot h_N = 9.8 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} = 0 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 満水時（内水位：H.W.L 4.70）

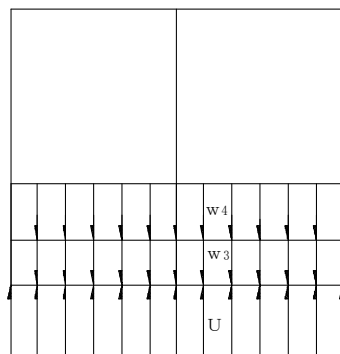
$$w_3 = 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 14.70 \text{ kN/m}^2$$

$$w_4 = 9.8 \text{ kN/m}^3 \times 4.20 \text{ m} = 41.16 \text{ kN/m}^2$$

b. 地震時（内水位：N.W.L 3.20）

$$w_3 = 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 14.70 \text{ kN/m}^2$$

$$w_4 = 9.8 \text{ kN/m}^3 \times 2.70 \text{ m} = 26.46 \text{ kN/m}^2$$



w_3 : 底版自重 (kN/m²)

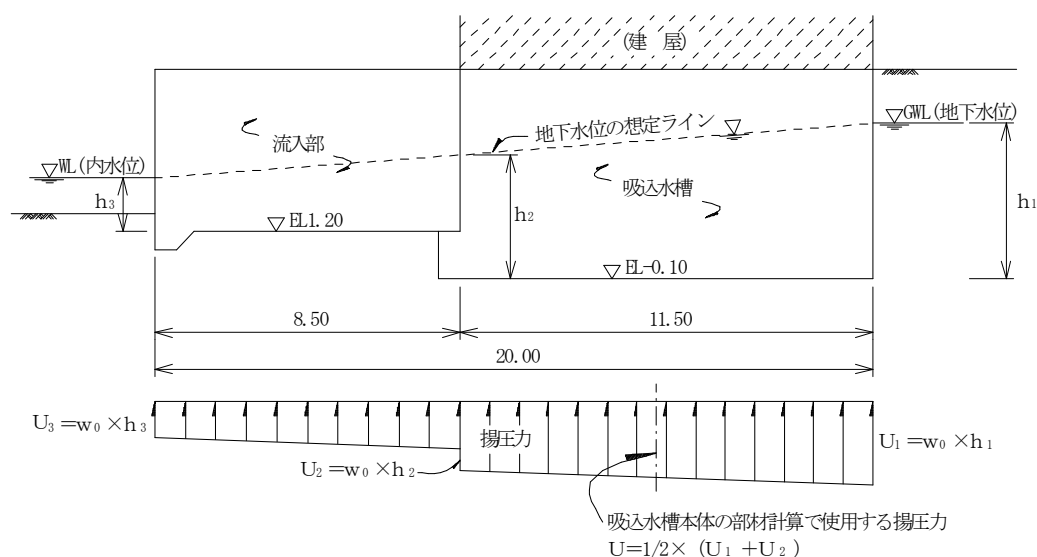
w_4 : 内水重 (kN/m²)

U : 揚圧力 (kN/m²)

図-14.33 底版自重、内水重及び揚圧力

(ii) 揚圧力

部材設計において底版に作用させる揚圧力は、安定計算時の揚圧力と同じとし、吸込水槽に作用する縦断方向の平均強度を用いる。



注) 本ポンプ場の流入部上流側の揚圧力は内水位と直接関連するため、揚圧力の算定に当たっては図に示すとおりの地下水ラインを想定する。

なお、水位条件の組合せが、内水位 > 地下水位の場合は、地下水位の想定ラインは吸込水槽背面の設定地下水位で一定（水平）とする。

図-14.34 安定計算における縦断方向の揚圧力分布

a. 常時

(ア) 空水時（内水位：L.W.L 1.80、地下水位：G.H.W.L 4.00）

$$U_1 = 9.8 \times 4.10 = 40.18 \text{ kN/m}^2, U_2 = 9.8 \times 2.835 = 27.78 \text{ kN/m}^2$$

$$U = 1/2 (U_1 + U_2) = 33.98 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 満水時（内水位：H.W.L 4.70、地下水位：G.L.W.L 3.20）

$$U_1 = U_2 = U = 9.8 \times 3.30 = 32.34 \text{ kN/m}^2 \text{ (内水位} > \text{地下水位より)}$$

b. 地震時（内水位：N.W.L 3.20、地下水位：G.N.W.L 4.00）

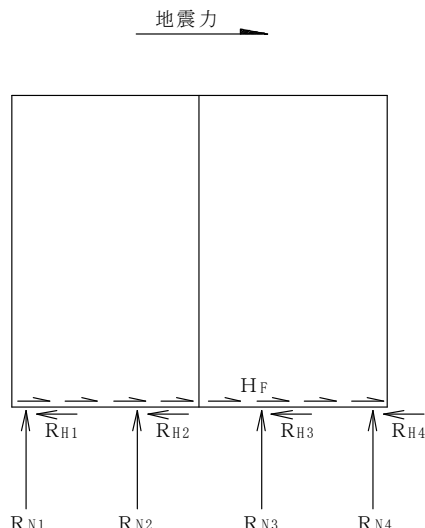
$$U_1 = 9.8 \times 4.10 = 40.18 \text{ kN/m}^2, U_2 = 9.8 \times 3.64 = 35.67 \text{ kN/m}^2$$

$$U = 1/2 (U_1 + U_2) = 37.93 \text{ kN/m}^2$$

(iii) 杭反力

吸込水槽の基礎形式は杭基礎であるため、杭反力を底版に作用する集中荷重として考える。部材設計用の杭反力は、安定計算をもとに算定された杭の作用荷重から「15.3.1 設計の基本(2)、①」に示される方法で算定する。

なお、直接基礎の場合についても安定計算から求められる地盤反力を作用させることを原則とする。横軸ポンプの吸込水槽のように、縦断方向に上載荷重及び断面が一樣な場合は、近似的に部材設計用の荷重による安定条件から、底版作用荷重の合成値（底版自重、内水重及び揚圧力の合成荷重強度）として算定してもよい。ただし、この合成荷重の合力がミドルサードを外れる場合は、個々の荷重として算定する必要がある。



R_N : 杭の鉛直反力 (kN/m)

R_H : 杭の水平反力 (kN/m)

H_F : 地震時の底版慣性力に相当する水平力
(kN/m/m)

注) 直接基礎の場合、 H_F は上記に底版の摩擦力に相当する水平力が加味され、作用方向が杭基礎の場合と逆になる。

図-14.35 杭の反力及び H_F

a. 常時

表-14.16 に示される 1 本当たりの杭反力をもとに、部材計算用の反力を算定する。なお、本ポンプ場の吸込水槽は縦断方向に断面及び荷重状態とも一様と見なせるため、杭反力の縦断方向の補正は行わない。

(ア) 空水時の鉛直方向杭反力	R_{N1}	R_{N2}	R_{N3}	R_{N4}	備 考
1 本当たりの杭反力 N_n (kN/本)	285.58	304.85	324.12	343.39	表-14.16(a) 参照
$R_{Nn} = N_n \cdot n / L$ (kN/m)	124.17	132.54	140.92	149.30	$n=5$ 本、 $L=11.50\text{m}$

注) 水平方向の杭反力は $R_{Hn}=0$ である。

(イ) 満水時の鉛直方向杭反力	R_{N1}	R_{N2}	R_{N3}	R_{N4}	備 考
1 本当たりの杭反力 N_n (kN/本)	415.18	434.42	453.65	472.89	表-14.16(b) 参照
$R_{Nn} = N_n \cdot n / L$ (kN/m)	180.51	188.88	197.24	205.60	$n=5$ 本、 $L=11.50\text{m}$

注) 水平方向の杭反力は $R_{Hn}=0$ である。

b. 地震時

(ア) 鉛直方向杭反力	R_{N1}	R_{N2}	R_{N3}	R_{N4}	備 考
1 本当たりの杭反力 N_n (kN/本)	190.80	309.05	427.29	545.54	表-14.16(c) 参照
$R_{Nn} = N_n \cdot n / L$ (kN/m)	82.95	134.37	185.78	237.19	$n=5$ 本、 $L=11.50\text{m}$

(イ) 水平方向杭反力	R_{N1}	R_{N2}	R_{N3}	R_{N4}	備 考
1 本当たりの杭反力 H_n (kN/本)	50.73	50.73	50.73	50.73	表-14.16(c) 参照
$R_{Nn} = N_n \cdot n / L$ (kN/m)	22.06	22.06	22.06	22.06	$n=5$ 本、 $L=11.50\text{m}$

(iv) 水平力 H_F

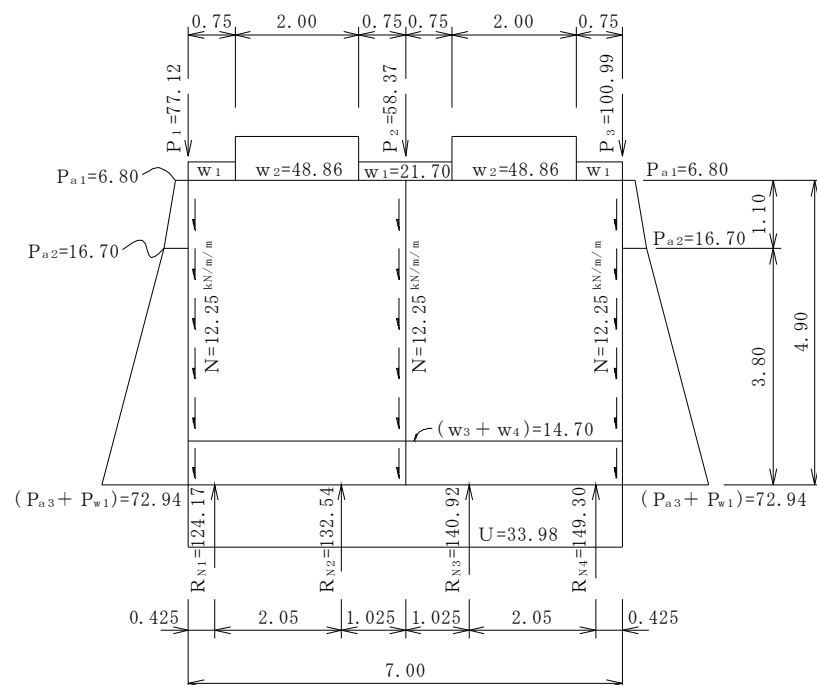
底版に作用する水平力 H_F は、基礎形式が杭基礎であることから、次式によって算定する。

$$\begin{aligned}
 H_F &= (\text{吸込水槽躯体自重による全慣性力} / \text{吸込水槽全長} \\
 &\quad - \text{部材設計に用いた頂版及び壁の慣性力}) / \text{底版の全スパン長} \\
 &= (974.8\text{kN} / 11.50\text{m} - 0.2 \times 0.40\text{m} \times 24.5\text{kN/m}^3 \times 7.00\text{m} \\
 &\quad - 2.45\text{kN/m}^2 \times 4.90\text{m} \times 3) / 7.00\text{m} = 5.00\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

⑧ 荷重の組合せ

以上、①から⑦までに算出した各部材に作用する設計荷重を、常時（空水時及び満水時）、地震時別に組合せる。

(i) 常時・空水時（内水位：空水、外水位：G.W.L 4.00）



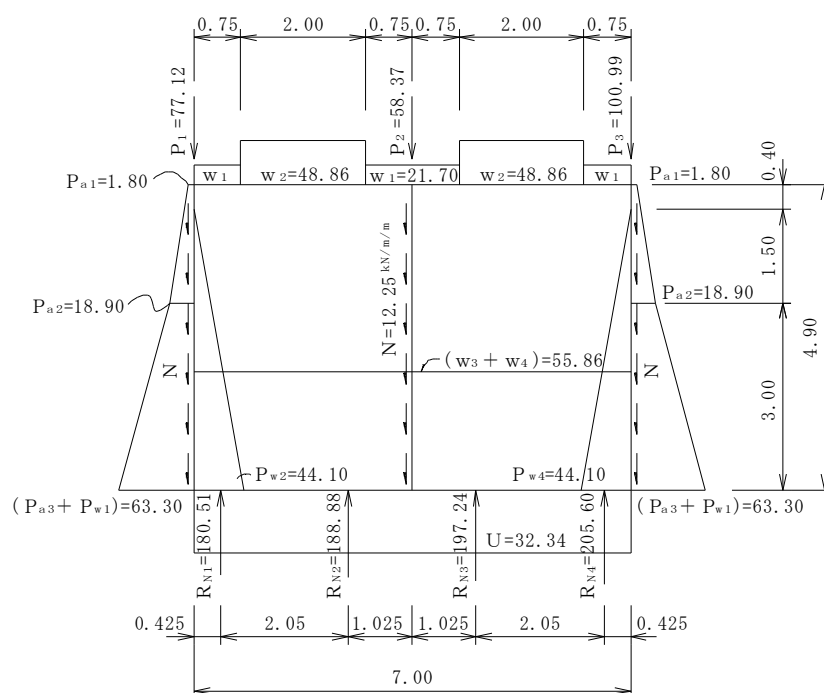
注) 図中の単位記号はとくに示すものを除いて、下記のとおり。

分布荷重：kN/m²

集中荷重：kN/m

図-14.36(a) 荷重の組合せ：ケース1（常時・空水時）

(ii) 常時・満水時（内水位：H.W.L 4.70、外水位：G.W.L 3.20）



注) 図中の単位記号はとくに示すものを除いて、下記のとおり。

分布荷重：kN/m²

集中荷重：kN/m

図-14.36(b) 荷重の組合せ：ケース2（常時・満水時）

(iii) 地震時 (内水位 : N.W.L 3.20、外水位 : G.W.L 4.00)

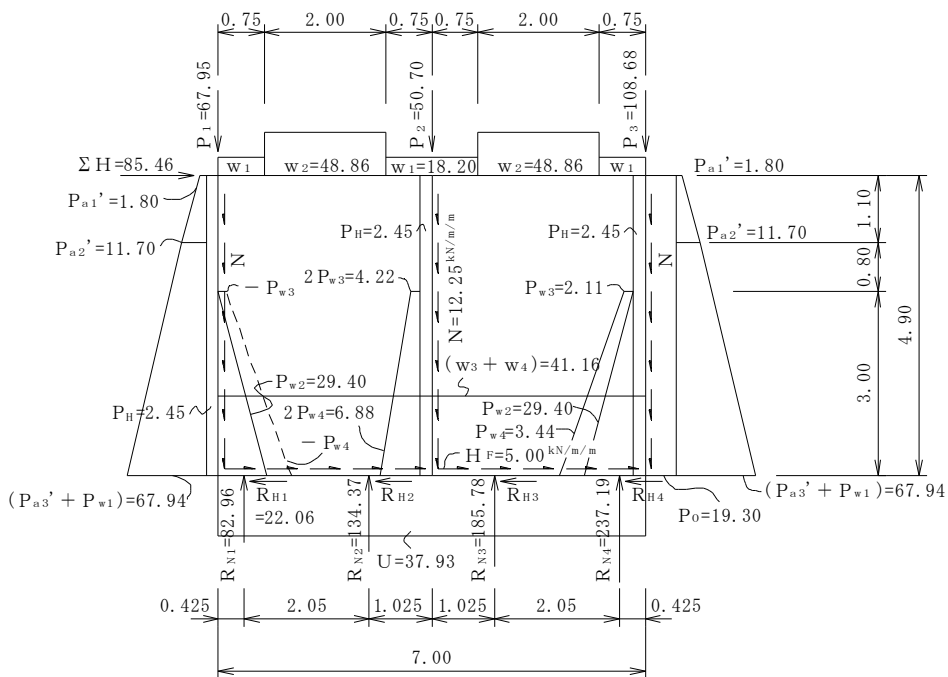


図-14.36(c) 荷重の組合せ : ケース 3 (地震時)

(4) 荷重図

図-14.36 に示される荷重の組合せから、各部材に作用する荷重を合成する。

① 常時・空水時の荷重図

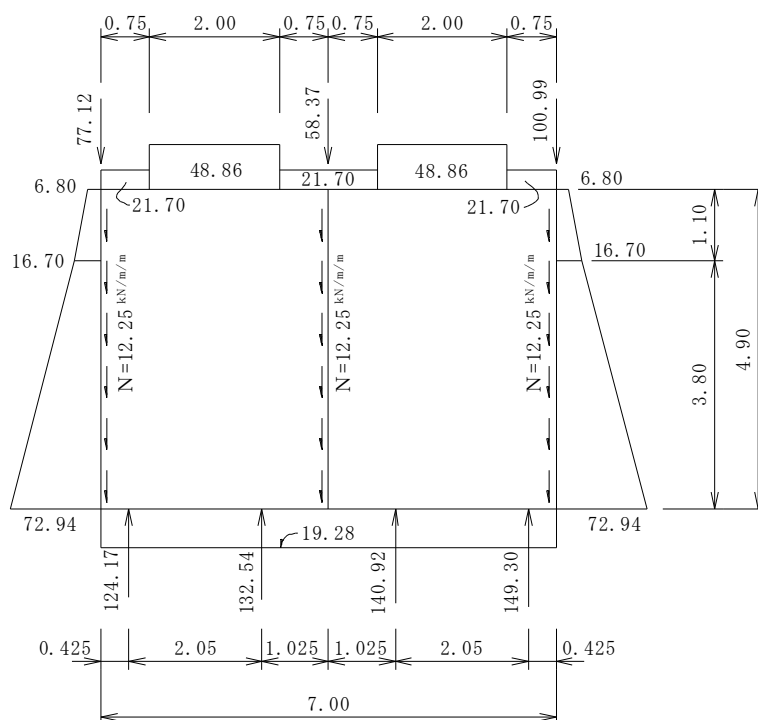
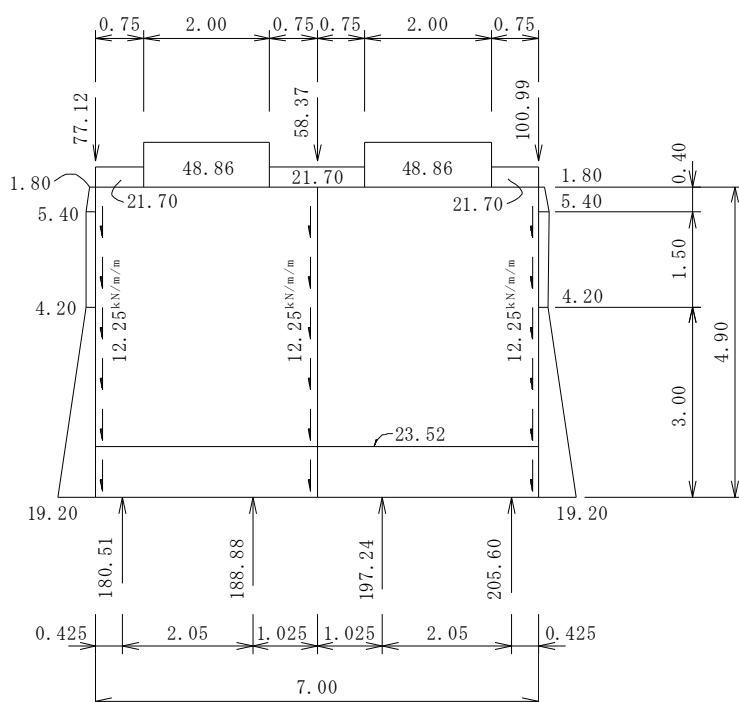


図-14.37(a) 荷重図 : ケース 1 (常時・空水時)

② 常時・満水時の荷重図



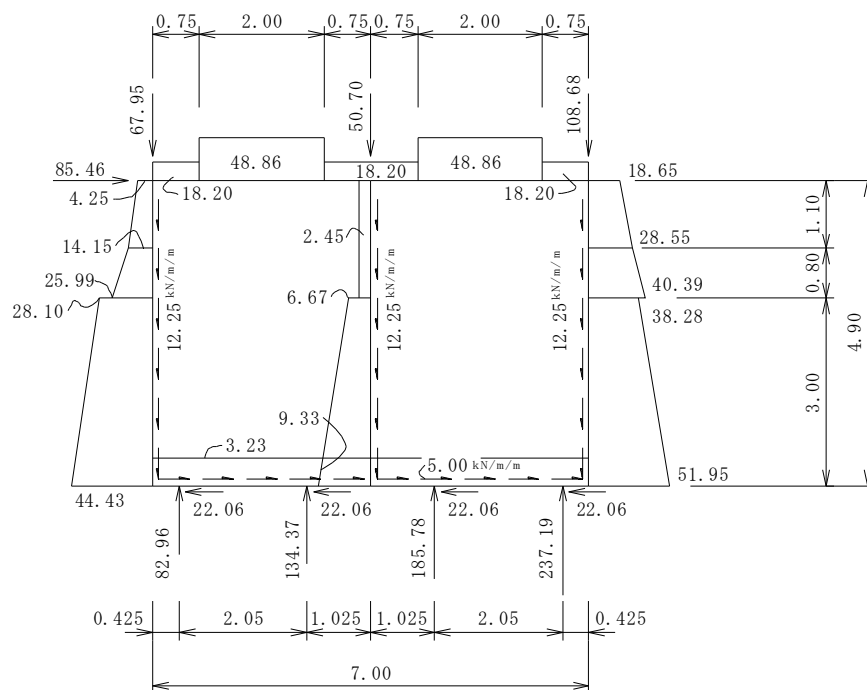
注) 図中の単位記号はとくに示すものを除いて、下記のとおり。

分布荷重: kN/m^2

集中荷重: kN/m

図-14.37(b) 荷重図: ケース 2 (常時・満水時)

③ 地震時の荷重図



注) 図中の単位記号はとくに示すものを除いて、下記のとおり。

分布荷重: kN/m^2

集中荷重: kN/m

図-14.37(c) 荷重図: ケース 3 (地震時)

(5) 曲げモーメント及びせん断力

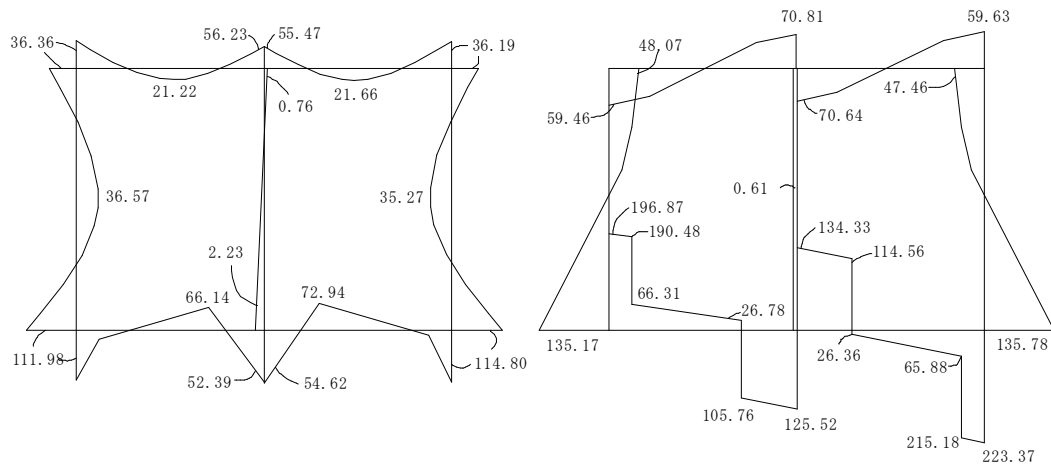
曲げモーメント図 (単位 ; $\text{kN}\cdot\text{m/m}$)せん断力図 (単位 ; kN/m)

図-14.38(a) 曲げモーメント及びせん断力図 : ケース 1 (常時・空水時)

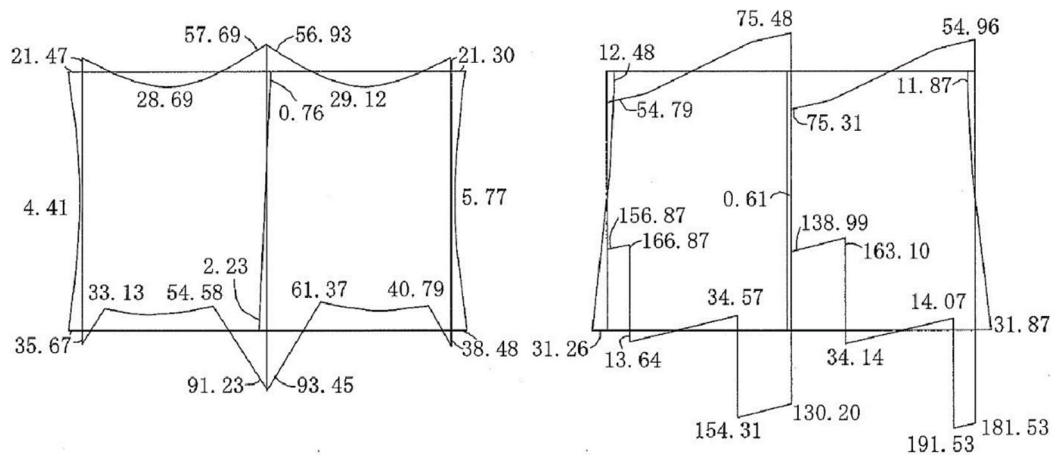
曲げモーメント図 (単位 ; $\text{kN}\cdot\text{m/m}$)せん断力図 (単位 ; kN/m)

図-14.38(b) 曲げモーメント及びせん断力図 : ケース 2 (常時・満水時)

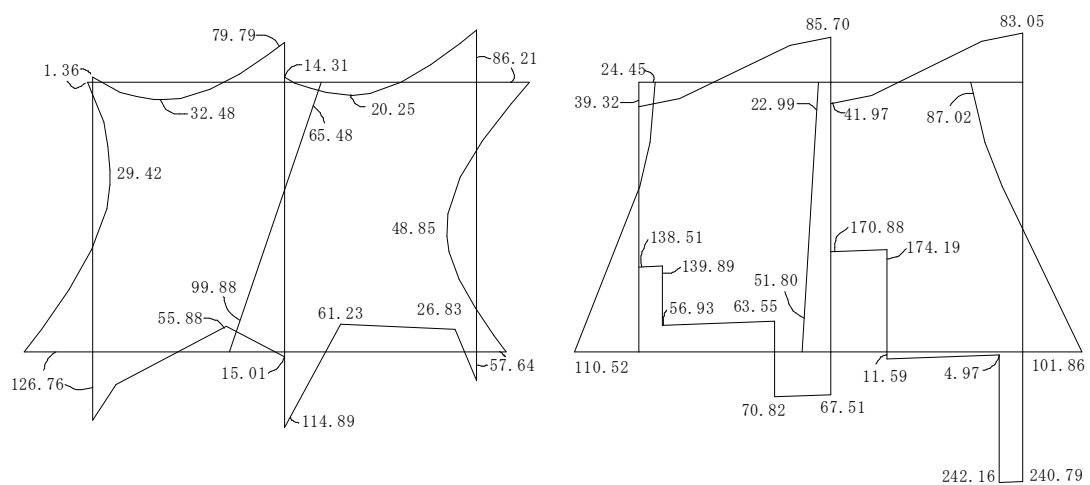
曲げモーメント図 (単位 ; $\text{kN}\cdot\text{m/m}$)せん断力図 (単位 ; kN/m)

図-14.38(c) 曲げモーメント及びせん断力図 : ケース 3 (地震時)

(6) 所要鉄筋量の計算

配筋計画を立てるため、各部材に必要な鉄筋量の概定を行う。

所要鉄筋量の計算は、長方形断面に軸方向力と曲げモーメントを受ける場合として算定する。

なお、鉄筋とコンクリートのヤング係数の比は、 $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$ とし、断面幅は $b=1,000\text{mm}$ である。

長方形断面の部材に軸方向力と曲げモーメントを受ける場合の必要鉄筋量の算定は、表-14.19 によって、偏心距離 e ごとの異なる算式に従って必要鉄筋量を概定することができる。

a. 計算に使用する記号の説明（単位はそれぞれ N、mm、又は kN、m）

h : 断面の全高

b : 断面の幅

d_1 : 圧縮側表面から圧縮鉄筋断面の図心までの距離

d_2 : 引張側表面から引張鉄筋断面の図心までの距離

M : 外力による曲げモーメント

N : 軸方向力

A'_s : 圧縮鉄筋断面積

A_s : 引張鉄筋断面積

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

e : 中心軸方向力と曲げモーメントの作用を偏心軸方向力に置換したときの偏心距離
($= M / N$)

d : 有効高さ ($= h - d_2$)

n : 鉄筋とコンクリートとのヤング係数比 (E_s / E_c)

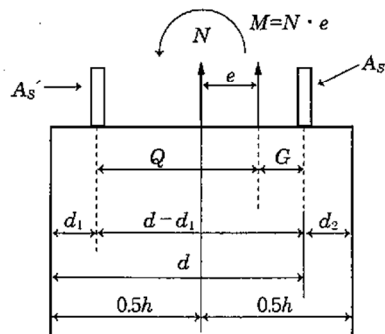
k : 中立軸からコンクリートの圧縮縁までの距離と有効高さとの比

(断面積算定の場合は、 $k = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}}$ ただし、圧縮鉄筋が必要な場合には、 σ_{sa} を規定の許容応力度より小さく採った時に $A_s + A'_s$ が小さくなる場合があるので検討する必要がある。)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋断面の図心までの距離と有効高さとの比
($j = 1 - \frac{k}{3}$)

表-14.17 長方形断面に軸方向引張力と曲げモーメントを受ける場合の算式

ケース 1 ($e \leq 0.5h - d_2$) の場合	ケース 2 ($e > 0.5h - d_2$) の場合	
	$M_1 = M - N(d - 0.5h)$ 、 $M_2 = 0.5\sigma_{ca} \cdot k \cdot j \cdot b \cdot d^2$ $M_3 = M_1 - M_2$	
$Q = 0.5h - d_1 + e$ $G = 0.5h - d_2 - e$ $A_s' = \frac{N}{\sigma_{sa}} \cdot \frac{G}{d - d_1}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_{sa}} \cdot \frac{Q}{d - d_1}$ 注) ここでの A_s' は引張鉄筋の小さい方の断面積	ケース 2-A ($M_1 \leq M_2$) の場合 (圧縮鉄筋不要) $A_s' = 0$ $A_s = \frac{M_1}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} + \frac{N}{\sigma_{sa}}$	ケース 2-B ($M_1 > M_2$) の場合 (圧縮鉄筋要) $A_s' = \frac{M_3}{\sigma_{sa}} \cdot \frac{n}{n-1}$ $\times \frac{d(1-k)}{(k \cdot d - d_1)(d - d_1)}$ $A_s = \frac{M_2}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} + \frac{M_3}{\sigma_{sa}(d - d_1)} + \frac{N}{\sigma_{sa}}$



なお、配筋計画を立てるに当たっては、引張鉄筋量のほか許容付着応力から定まる鉄筋の周長も概定しておく必要がある。

所要鉄筋量の算定例を表-14.19(a)～(c)に示す。

表-14.19(a) 所要鉄筋量の算定 ケース1 (常時・空水時)

項 目	部材、位置	頂 版			側 壁			隔 壁		底 版		
		側 端	中 央	隔 端	上 端	中 央	下 端	上 端	下 端	側 端	中 央	隔 端
M	(kN・m)	36.36	21.66	56.23	36.36	36.57	114.80	—	—	114.80	72.94	54.62
N	(kN)	48.07	47.46	48.07	136.58	166.30	220.64	—	—	135.78	135.78	135.78
b (断面幅)	(mm)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
h (断面全高)	(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	600	600	600
d_2 (かぶり)	(mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	150	70	150
$d=h-d_2$	(mm)	330	330	330	430	430	430	430	430	450	530	450
軸方向力		圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	—	—	圧縮力	圧縮力	圧縮力
$e=M/N$	(mm)	756.4	456.4	1,169.8	266.2	219.9	520.3			845.5	537.2	402.3
$h/2-d/3$	(mm)	90.0	90.0	90.0	106.7	106.7	106.7	106.7	106.7	150.0	150.0	150.0
$h/2-k \cdot d/3$	(mm)	155.5	155.5	155.5	187.9	187.9	187.9	187.9	187.9	235.1	235.1	235.1
算式ケース判定①		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$h/6$	(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$N \cdot (d-h/2)$	(kN・m)	6.25	6.17	6.25	24.58	29.93	39.72	—	—	20.37	31.23	20.37
$M_1=M+N \cdot (d-h/2)$ (kN・m)		42.61	27.83	62.48	60.94	66.50	154.52	—	—	135.17	104.17	74.99
$M_2=0.5\sigma_{ca} \cdot k \cdot j \cdot b \cdot d^2$ (kN・m)		152.60	152.60	152.60	274.13	274.13	274.13	—	—	300.22	416.46	300.22
$M_3=M_1-M_2$ (kN・m)		-109.99	-124.77	-90.12	-213.19	-207.63	-119.61	—	—	-165.05	-312.29	-225.23
算式ケース判定②		2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	—	—	2-A	2-A	2-A
所 要 鉄 筋 量 (mm ²)	A'_s (圧縮鉄筋断面積)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$A_s=\frac{M_1}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} - \frac{N}{\sigma_{sa}}$ (引張鉄筋断面積)	575	284	971	185	92	1,269	—	—	1,370	597	375

$\sigma_{sa}=157 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_{ca}=8 \text{ N/mm}^2$ 、 $j=0.856$ 、 $k=0.433$

(頂版のみ $\sigma_{sa}=176 \text{ N/mm}^2$ とする、 $j=0.865$ 、 $k=0.405$)

表-14.19(b) 所要鉄筋量の算定 ケース2 (常時・満水時)

項 目	部材、位置	頂 版			側 壁			隔 壁		底 版		
		側 端	中 央	隔 端	上 端	中 央	下 端	上 端	下 端	側 端	中 央	隔 端
M	(kN・m)	21.47	29.12	57.69	21.47	5.77	38.48	—	—	38.48	61.37	93.45
N	(kN)	12.48	11.87	12.48	131.91	186.24	215.97	—	—	31.87	31.87	31.87
b (断面幅)	(mm)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
h (断面全高)	(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	600	600	600
d_2 (かぶり)	(mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	150	70	150
$d=h-d_2$	(mm)	330	330	330	430	430	430	430	430	450	530	450
軸方向力		圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	—	—	圧縮力	圧縮力	圧縮力
$e=M/N$	(mm)	1,720.4	2,453.2	4,622.6	162.8	31.0	178.2	—	—	1,207.4	1,925.6	2,932.2
$h/2-d/3$	(mm)	90.0	90.0	90.0	106.7	106.7	106.7	106.7	106.7	150.0	123.3	150.0
$h/2-k \cdot d/3$	(mm)	155.5	155.5	155.5	187.9	187.9	187.9	187.9	187.9	235.1	223.5	235.1
算式ケース判定①		2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2
$h/6$	(mm)	—	—	—	—	83.33	—	—	—	—	—	—
$N \cdot (d-h/2)$	(kN・m)	1.62	1.54	1.62	23.74	—	38.87	—	—	4.78	7.33	4.78
$M_1=M+N \cdot (d-h/2)$	(kN・m)	23.09	30.66	59.31	45.21	—	77.35	—	—	43.26	68.70	98.23
$M_2=0.5\sigma_{ca} \cdot k \cdot j \cdot b \cdot d^2$	(kN・m)	152.60	152.60	152.60	274.13	—	274.13	274.13	274.13	300.22	416.46	300.22
$M_3=M_1-M_2$	(kN・m)	-129.51	-121.94	-93.29	-228.92	—	-196.78	-274.13	-274.13	-256.96	-347.76	-201.99
算式ケース判定②		2-A	2-A	2-A	2-A	1-A	2-A	—	—	2-A	2-A	2-A
所 要 鉄 筋 量 (mm ²)	A'_s (圧縮鉄筋断面積)	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	0
	$A_s=\frac{M_1}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} - \frac{N}{\sigma_{sa}}$ (引張鉄筋断面積)	389	543	1,110	—	—	—	—	—	512	762	1,421

 $\sigma_{sa}=157 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_{ca}=8 \text{ N/mm}^2$ 、 $j=0.856$ 、 $k=0.433$

(頂版のみ $\sigma_{sa}=176 \text{ N/mm}^2$ とする、 $j=0.865$ 、 $k=0.405$)

表-14.19(c) 所要鉄筋量の算定(地震時)

項 目	部材、位置	頂 版			側 壁			隔 壁		底 版		
		側 端	中 央	隔 端	上 端	中 央	下 端	上 端	下 端	側 端	中 央	隔 端
M	(kN・m)	86.21	32.48	79.79	86.21	48.85	126.76	65.48	99.88	126.76	61.96	114.89
N	(kN)	87.02	110.01	110.01	191.73	225.22	167.30	178.36	238.39	167.30	133.61	128.48
b (断面幅)	(mm)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
h (断面全高)	(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	600	600	600
d_2 (かぶり)	(mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	150	70	150
$d=h-d_2$	(mm)	330	330	330	430	430	430	430	430	450	530	450
軸方向力		圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力	圧縮力
$e=M/N$	(mm)	990.7	295.2	725.3	449.6	216.9	757.7	367.1	419.0	757.7	463.7	894.2
$h/2-d/3$	(mm)	90.0	90.0	90.0	106.7	106.7	106.7	106.7	106.7	150.0	123.3	150.0
$h/2-k \cdot d/3$	(mm)	155.5	155.5	155.5	192.0	192.0	192.0	192.0	192.0	239.3	228.5	239.3
算式ケース判定①		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$h/6$	(mm)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$N \cdot (d-h/2)$	(kN・m)	11.31	14.30	14.30	34.51	40.54	30.11	32.10	42.91	25.10	30.73	19.27
$M_1=M+N \cdot (d-h/2)$	(kN・m)	97.52	46.78	94.09	120.72	89.39	156.87	97.58	142.79	151.86	92.69	134.16
$M_2=0.5\sigma_{ca} \cdot k \cdot j \cdot b \cdot d^2$	(kN・m)	228.90	228.90	228.90	388.65	388.65	388.65	388.65	388.65	425.64	590.44	425.64
$M_3=M_1-M_2$	(kN・m)	-131.38	-182.12	-134.81	-267.93	-299.26	-231.78	-291.07	-245.86	-273.78	-497.75	-291.48
算式ケース判定②		2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A	2-A
所 要 鉄 筋 量 (mm ²)	A'_s (圧縮鉄筋断面積)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$A_s=\frac{M_1}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} - \frac{N}{\sigma_{sa}}$ (引張鉄筋断面積)	964	204	832	503	57	964	318	551	844	260	819

 $\sigma_{sa}'=264 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_{ca}'=12 \text{ N/mm}^2$ 、 $j=0.865$ 、 $k=0.405$ 、

(7) 配筋計画

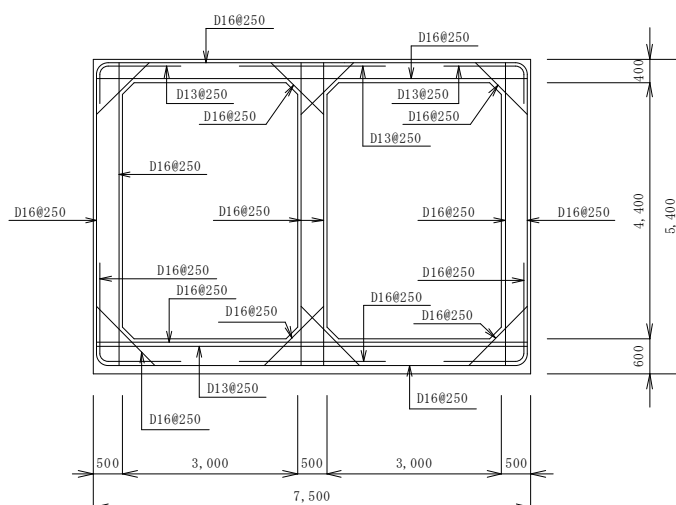


図-14.39 配筋計画図

(8) 応力の照査

所要鉄筋量の計算に基づいて定めた鉄筋量に対しては、応力の照査が必要である。

応力の算定式は、曲げモーメントと軸力が作用する部材として次式による。

$$N \text{ の圧縮端からの偏心距離 } e' = M/N - h/2 \text{ (mm)}$$

中立軸から圧縮縁までの距離 x (mm) は、次式により求める。

$$x^3 + 3e'x^2 + \frac{6n}{b}As(d+e')x - \frac{6n}{b}Asd(d+e') = 0$$

$$\text{コンクリートの圧縮応力 } \sigma_c = \frac{N}{\frac{bx}{2} - nAs \frac{d-x}{x}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{鉄筋の引張応力 } \sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートのせん断応力 } \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = \frac{S}{b(1-x/3d)d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリートと鉄筋の付着応力 } \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = \frac{S}{U(1-x/3d)d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、 M : 曲げモーメント (N・mm) N : 軸方向力 (N)

S : せん断力 (N) h : 断面の全高 (mm)

b : 断面の幅 (mm)

As : 引張鉄筋断面積 (mm²)

U : 引張鉄筋周長 (mm)

j : 圧縮応力の合力から鉄筋図心までの距離と有効高さの比 ($j = 1 - x/3d$)

d : 断面有効高さ $d = (h - d_2)$ (mm)

d_2 : 引張端から引張鉄筋中心までの距離 (mm)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 ($n = Es/Ec = 15$)

応力の照査の検討例を表-14.20(a)～(c)に示す。

表-14.20(a) 応 力 の 検 討 ケース1 (常時・空水時)

項 目	部材、位置	頂 版			側 壁			隔 壁		底 版		
		側 端	中 央	隔 端	上 端	中 央	下 端	上 端	下 端	側 端	中 央	隔 端
配筋計画	配筋計画	D16+D13 @125	D16 @250	D16+D13 @125	D16 @250	D16 @250	D16 @125	D16 @250	D16 @250	D16 @125	D16+D13 @125	D16 @125
	配筋鉄筋量 A_s (mm ²)	1,301	794	1,301	794	794	1,588	794	794	1,588	1,301	1,588
断面	周 長 U (mm)	360	200	360	200	200	400	200	200	400	360	400
	M (kN・m)	36.36	21.66	56.23	36.36	36.57	114.80	—	—	114.80	72.94	54.62
力	N (kN)	48.07	47.46	48.07	136.58	166.30	220.64	—	—	135.78	135.78	135.78
	S (kN)	59.63	—	70.81	48.07	—	135.78	—	—	223.37	114.56	134.33
b (断面幅) (mm)		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
d_2 (かぶり) (mm)		70	70	70	70	70	70	70	70	150	70	150
断面の全高 h (mm)		400	400	400	500	500	500	500	500	600	600	600
断面有効高 $d=h-d_2$ (mm)		330	330	330	430	430	430	430	430	450	530	450
偏心距離 $e'=M/N-h/2$ (mm)		556.4	256.4	969.8	16.2	-30.1	270.3	—	—	545.5	237.2	102.3
中立軸からの距離 x (mm)		112.5	104.1	106.3	183.8	217.9	164.9	—	—	153.5	185.7	198.3
鉄筋の引張応力 σ_s (N/mm ²)		75.4	58.9	125.6	36.2	25.0	120.6	—	—	128.1	66.7	37.5
判定 σ_{sa} (N/mm ²)		0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	—	—	0. K	0. K	0. K
コンクリートの圧縮 応力 σ_c (N/mm ²)		2.60	1.81	3.98	1.80	1.71	5.00	—	—	4.42	2.40	1.97
判定 σ_{ca} (N/mm ²)		0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	—	—	0. K	0. K	0. K
コンクリートのせん 断応力 τ (N/mm ²)		0.204	—	0.240	0.130	—	0.362	—	—	0.560 注)	0.245	0.350
判定 τ_a (N/mm ²)		0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	—	—	0. K 注)	0. K	0. K
付着応力 τ_0 (N/mm ²)		0.567	—	0.667	0.651	—	0.905	—	—	1.401	0.680	0.875
判定 τ_{0a} (N/mm ²)		0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	—	—	0. K	0. K	0. K

$\sigma_{sa} = 157 \text{ N/mm}^2$ (ただし、頂版のみ $\sigma_{sa} = 176 \text{ N/mm}^2$ とする)、 $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_a = 0.42 \text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_{0a} = 1.5 \text{ N/mm}^2$

注) ラーメン軸位置におけるせん断応力 $\tau \leq 0.84 \text{ N/mm}^2$ ($\alpha=2$)、であり、 $2d$ (d =断面有効高) スライドした位置では $\tau \leq 0.42 \text{ N/mm}^2$ ($\alpha=1$) となり安全である。

表-14.20(b) 応力の検討ケース2 (常時・満水時)

項 目	部材、位置	頂 版			側 壁			隔 壁		底 版		
		側 端	中 央	隔 端	上 端	中 央	下 端	上 端	下 端	側 端	中 央	隔 端
配筋計画	配筋計画	D16+D13 @125	D16 @250	D16+D13 @125	D16 @250	D16 @250	D16 @125	D16 @250	D16 @250	D16 @125	D16+D13 @125	D16 @125
	配筋鉄筋量 A_s (mm ²)	1,301	794	1,301	794	794	1,588	794	794	1,588	1,301	1,588
画	周 長 U (mm)	360	200	360	200	200	400	200	200	400	360	400
断面力	M (kN・m)	21.47	29.12	57.69	21.47	5.77	38.48	—	—	38.48	61.37	93.45
	N (kN)	12.48	11.87	12.48	131.91	186.24	215.97	—	—	31.87	31.87	31.87
	S (kN)	54.96	—	75.48	12.48	—	31.87	—	—	181.53	191.53	138.99
	b (断面幅) (mm)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	d_2 (かぶり) (mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	150	70	150
	断面の全高 h (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	600	600	600
	断面有効高 $d=h-d_2$ (mm)	330	330	330	430	430	430	430	430	450	530	450
	偏心距離 $e'=M/N-h/2$ (mm)	1,520	2,253	4,423	-87.2	-219.0	-71.8	—	—	907.4	1,626	2,632
	中立軸からの距離 x (mm)	102.7	81.8	98.2	298.1	649.2	294.9	—	—	143.9	140.1	132.1
	鉄筋の引張応力 σ_s (N/mm ²)	50.8	113.3	145.5	6.1	—	10.9	—	—	47.9	84.3	131.8
	判定 σ_{sa} (N/mm ²)	0. K	0. K	0. K	0. K	—	0. K	—	—	0. K	0. K	0. K
	コンクリートの圧縮応力 σ_c (N/mm ²)	1.53	2.49	4.11	0.92	0.57	1.58	—	—	1.50	2.02	3.65
	判定 σ_{ca} (N/mm ²)	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	—	—	0. K	0. K	0. K
	コンクリートのせん断応力 τ (N/mm ²)	0.186	—	0.254	0.038	—	0.096	—	—	0.452 ^{注)}	0.396	0.342
	判定 τ_a (N/mm ²)	0. K	0. K	0. K	0. K	—	0. K	—	—	0. K ^{注)}	0. K	0. K
	付着応力 τ_0 (N/mm ²)	0.516	—	0.705	0.189	—	0.240	—	—	1.129	1.101	0.856
	判定 τ_{0a} (N/mm ²)	0. K	—	0. K	0. K	—	0. K	—	—	0. K	0. K	0. K

$\sigma_{sa}=157\text{ N/mm}^2$ (ただし、頂版のみ $\sigma_{sa}=176\text{ N/mm}^2$ とする)、 $\sigma_{ca}=8\text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_a=0.42\text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_{0a}=1.5\text{ N/mm}^2$

注) ラーメン軸位置におけるせん断応力 $\tau \leq 0.84\text{ N/mm}^2$ ($\alpha=2$)、であり、 $2d$ (d =断面有効高) スライドした位置では $\tau \leq 0.42\text{ N/mm}^2$ ($\alpha=1$) となり安全である。

表-14.20(c) 応 力 の 検 討 ケース3 (地震時)

部材、位置 項 目		頂 版			側 壁			隔 壁		底 版		
		側 端	中 央	隔 端	上 端	中 央	下 端	上 端	下 端	側 端	中 央	隔 端
配筋計画	配筋計画	D16+D13 @125	D16 @250	D16+D13 @125	D16 @250	D16 @250	D16 @125	D16 @250	D16 @250	D16 @125	D16+D13 @125	D16 @125
	配筋鉄筋量 A_s (mm^2)	1,301	794	1,301	794	794	1,588	794	794	1,588	1,301	1,588
	周 長 U (mm)	360	200	360	200	200	400	200	200	400	360	400
断面力	M ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	86.21	32.48	79.79	86.21	48.85	126.76	65.48	99.88	126.76	61.96	114.89
	N (kN)	87.02	110.01	110.01	191.73	225.22	167.30	178.36	238.39	167.30	133.61	128.48
	S (kN)	83.05	—	85.70	87.02	—	110.52	22.99	51.80	240.79	242.16	170.88
b (断面幅) (mm)		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
d_2 (かぶり) (mm)		70	70	70	70	70	70	70	70	150	70	150
断面の全高 h (mm)		400	400	400	500	500	500	500	500	600	600	600
断面有効高 $d=h-d_2$ (mm)		330	330	330	430	430	430	430	430	450	530	450
偏心距離 $e'=M/N-h/2$ (mm)		790.7	95.2	525.3	199.6	-33.1	507.7	117.1	169.0	457.7	163.7	594.2
中立軸からの距離 x (mm)		108.3	123.7	113.3	134.6	220.9	149.8	148.4	138.9	157.5	197.9	151.7
鉄筋の引張応力 σ_s (N/mm^2)		188.2	65.5	163.2	153.4	32.2	154.6	98.5	168.5	135.1	50.8	130.7
判定 σ_{sa} (N/mm^2)		0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K
コンクリートの圧縮 応力 σ_c (N/mm^2)		6.13	2.62	5.69	4.66	2.27	5.51	3.46	5.36	4.85	2.02	4.43
判定 σ_{ca} (N/mm^2)		0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K
コンクリートのせん 断応力 τ (N/mm^2)		0.282	—	0.293	0.226	—	0.291	0.060	0.135	0.606	0.522	0.428
判定 τ_a (N/mm^2)		0. K	—	0. K	0. K	—	0. K	0. K	0. K	0. K ^{注)}	0. K	0. K
付着応力 τ_0 (N/mm^2)		0.785	—	0.814	1.129	—	0.727	0.302	0.675	1.515	1.449	1.069
判定 τ_{0a} (N/mm^2)		0. K	—	0. K	0. K	—	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K	0. K

 $\sigma_{sa}=264\text{ N}/\text{mm}^2$ 、 $\sigma_{ca}=12\text{ N}/\text{mm}^2$ 、 $\tau_a=0.63\text{ N}/\text{mm}^2$ 、 $\tau_{0a}=2.25\text{ N}/\text{mm}^2$

以上各部材の応力照査の結果、すべての許容応力以内となり、図-14.39 に示す配筋計画で十分安全である。

14.4.4 レベル2地震動に対する検討〔参 考〕

「14.4.3 吸込水槽本体の設計」では、常時及びレベル1地震動についての検討事例を示した。ここでは、これに加えレベル2地震動に対しても検討する事例を示す。

(1) 設計条件

「14.4.1 設計条件」からの変更・追加条件を次に示す。

① ポンプ場の重要度区分と耐震性能

ポンプ場の重要度区分はA種とする。したがって、表-13.27よりポンプ場の耐震性能の適用区分は、レベル1及びレベル2地震動とする。なお、レベル2地震動に対する検討においては、建設地近傍に活断層がないものとし、タイプⅠのみ考慮する。

② 設計水平震度

(i) レベル2地震動

$$\begin{aligned} K_{hc2} &= C_z \cdot C_{S2} \cdot K_{hc20} \\ &= 1.0 \times 0.45 \times 0.70 \\ &= 0.315 \div 0.32 \end{aligned}$$

ここに、 K_{hc2} ：設計水平震度

C_z ：地域別補正係数（地域区分Aとし、1.0）

C_{S2} ：構造物特性係数（0.45）

K_{hc20} ：設計水平震度の標準値（Ⅲ種地盤とし、0.70）

③ 安全係数

レベル2地震動に対する照査には、表-13.27より限界状態設計法を適用する。参考までにここで使用する安全係数を表-14.21に示す。

表-14.21 安全係数

検討ケース				レベル 2 地震時
安全係数				
材料係数 γ_m		コンクリート		1.3
		鉄筋		1.0 又は 1/1.2 注1)
部材係数 γ_b		曲げ・軸力耐力 (一般) (上限値 ^{注2)})		1.1
				1.3
		せん断耐力 (コンクリート) (鉄筋)		1.3
				1.1
構造解析係数 γ_a				1.0
荷重係数 γ_f	永続荷重	自重		1.0
		土圧		
		水圧	外水位	
			揚圧力	
	変動荷重	上載荷重		
		活荷重		
		水槽内水圧		
	地震時荷重			
構造物係数 γ_i				1.0
材料修正係数 ρ_m				1.0
荷重修正係数 ρ_f				1.0

注1) 耐力を算定する際は1.0、破壊モードの判定をする際は引張鉄筋の実際の降伏強度を考慮した材料強度を用いる必要があるため、1/1.2とした。

2) 軸方向圧縮耐力の上限値を算定する際に用いる安全係数。

② 安定計算結果

ケース4における安定計算の結果及び杭反力の算定結果を表-14.23に示す。

表-14.23 安定計算ケース4 (L2地震時→、流水直角方向)

内水位 ; N.W.L 3.20
地下水位 ; G.N.W.L 4.00

項 目	鉛 直 力			水 平 力		
	荷 重	アーム長	モーメント	荷 重	アーム長	モーメント
	N (kN)	y (m)	$N \cdot y$ (kN・m)	H (kN)	z (m)	$H \cdot z$ (kN・m)
躯体コンクリート自重	4,874.0	3.755	18,301.9	1,559.7	2.445	3,813.4
内水重	1,740.6	3.750	6,527.3	0.0	0.000	0.0
主ポンプ等機械荷重	519.7	3.750	1,948.9	166.3	5.400	898.0
シンダー、機械ベース自重	791.2	3.750	2,967.0	253.2	5.400	1,367.3
群集荷重等	94.8	3.750	355.5	30.3	5.400	163.6
建屋荷重	2,719.6	4.103	11,158.5	870.3	5.400	4,699.6
地震時建屋軸力増減	-105.5	-2.689	283.7	0.0	0.000	0.0
土圧、静水圧	0.0	0.000	0.0	-449.5	2.700	-1,213.7
地震時動水圧	0.0	0.000	0.0	661.5	1.914	1,266.0
揚圧力	-3,271.1	3.750	-12,266.6	0.0	0.000	0.0
合 計	7,363.3	3.976	29,276.2	3,091.8	3.556	10,994.2
鉛直力、水平力、モーメント			($B = 7.50\text{m}$)	杭反力 (kN/本)		
偏心距離	$e = (N \cdot y + H \cdot z) / \Sigma N - B/2 =$		1.790 (m)	$N_1 = 98.57$	$H_1 = 154.59$	
鉛直力の合計	$\Sigma N =$		7,300.0 (kN)	$N_2 = 276.19$	$H_2 = 154.59$	
水平力の合計	$\Sigma H =$		3091.8 (kN)	$N_3 = 453.81$	$H_3 = 154.59$	
モーメント (図心位置)	$M_0 =$		13,067.0 (kN・m)	$N_4 = 631.43$	$H_4 = 154.59$	

③ 部材設計荷重の算定

ケース4における部材設計荷重は次のとおりである。

(i) 頂版に作用する荷重

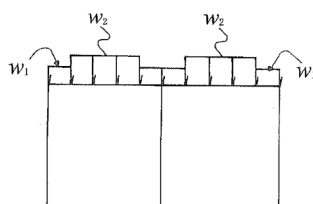


図-14.41 頂版の作用荷重

$$\begin{aligned}
 w_1 &= \{\text{頂版自重} + \text{シンダーコンクリート重量} + \text{群集荷重 (床面上載荷重)}\} \times \rho_f \times \gamma_f \\
 &= \{0.40 \times 24.5 \text{ kN/m}^3 + 0.30 \times 23.0 \text{ kN/m}^3 + 1.5 \text{ kN/m}^2\} \times 1.0 \times 1.0 \\
 &= 18.20 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

w_2 は、「13.4 荷重の算定」に示される床版荷重及びコンクリートベース重量から算定する。

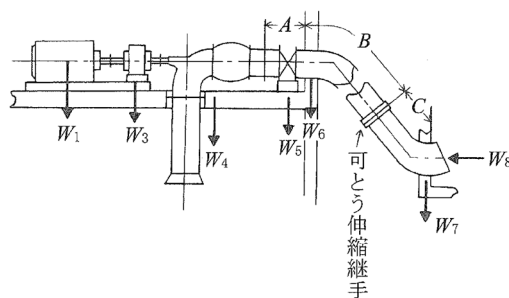


図-14.42 横軸ポンプ床版荷重

W_1 : ディーゼル機関の基礎荷重

機関出力 110kW、回転速度 1,200min⁻¹

表-13.19 より

機関重量 $F_1 = 1,950\text{kg}$ (質量) $\times (9.8/1,000) \text{ kN/kg} = 19.111\text{kN}$

$$\therefore W_1 = 1.3 \times F_1 = 1.3 \times 19.111 = 24.84\text{kN}$$

W_3 : 歯車減速機の基礎荷重

伝達容量 = 原動機出力 $\times \frac{\text{荷重係数 (表-7.2)}}{\text{寿命係数 (表-7.3)}}$

$$= 110\text{kW} \times \frac{1.25}{1.00} = 137.5\text{kW}$$

原動機回転速度 : 1,200min⁻¹

ポンプ回転速度 : 約 220min⁻¹

減速比 : 約 1 : 5.5

空冷横軸遊星歯車減速機選定図 (図-7.9-参13 1,200min⁻¹) から形番B-3、C-6、D-1を選定。表-7.11 より、減速機の質量は 680kg (D-1) とする。

$$\therefore W_3 = 1.2 \times 680\text{kg} \times (9.8/1,000) \text{ kN/kg} = 8.00\text{kN}$$

W_4 : 主ポンプの基礎荷重

I 型横軸斜流ポンプ吐出し量 130m³/min、吸込管長 4.10m (吸込口径 ; $\phi 1,000\text{mm}$)

表-13.9 より

$$W_4 = 143\text{kN} + (4.10 - 4.00) \times 16.2\text{kN/m} = 144.62\text{kN}$$

W_5 : 弁荷重

表-13.16、表-13.18 より

$$W_5 = 26.7\text{kN} + (1.50 - 0.30) \times 15\text{kN/m} = 44.70\text{kN}$$

W_6 : 吐出し管荷重 (可とう継手中心まで)

表-13.18 より

$$W_6 = 2.00 \times 15\text{kN/m} = 30\text{kN}$$

横軸ポンプであるため、便宜的に床版荷重が最大となるポンプ基礎荷重を用いて計算する。

$$\begin{aligned} \therefore w_2 &= (W_4/\text{ベース面積} + \text{ベース自重} + \text{スラブ自重}) \cdot \rho_f \cdot \gamma_f \\ &= \{144.62\text{kN} / (2.00 \times 3.30) + 0.70 \times 24.5\text{kN/m}^3 + 0.40 \times 24.5\text{kN/m}^3\} \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 48.86\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

(ii) 側壁に作用する土圧、水圧

地震時主働土圧係数 (K_{ea})

$$K_{ea} = 0.24 + 1.08k_{hg2}' \quad (\text{背面が土とコンクリートの場合、砂質土})$$

k_{hg2}' : 設計水平震度 (構造物特性係数を考慮しない^{注)}) 0.70

注) 構造物特性係数 (C_{S2}) は、地震時土圧強度に乘じる。

$K_{ea} = 1.00 \geq 0.5$ より、地震時の土圧係数は $K_{ea} = 1.0$ を採用する。

a. 土圧及び地下水压強度

盛土面上の上載荷重 $q=0\text{kN/m}^2$ とする。

吸込水槽の基礎形式は杭基礎であるため、地震力作用側の土圧は地震時主働土圧とし、地震力に抵抗する側の土圧は地震時主働土圧に根入れによる土圧の増分を加えたものとする。

(ア) 地震時の主働土圧、地下水压

$$K_{ea}=1.0, q=0\text{kN/m}^2, H_1=0.20\text{m}, H_2=1.10\text{m}, H_3=3.80\text{m} \text{ として}$$

$$P_{a1}'=C_{S2} \cdot K_{ea} \cdot (q + \gamma_t \cdot H_1) \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

$$=0.45 \times 1.0 \times (0 + 18 \times 0.20) \times 1.0 \times 1.0 = 1.62\text{kN/m}^2$$

$$P_{a2}'=C_{S2} \cdot K_{ea} \cdot \{q + \gamma_t \cdot (H_1 + H_2)\} \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

$$=0.45 \times 1.0 \times \{0 + 18 \times (0.20 + 1.10)\} \times 1.0 \times 1.0 = 10.53\text{kN/m}^2$$

$$P_{a3}'=C_{S2} \cdot K_{ea} \cdot \{q + \gamma_t \cdot (H_1 + H_2) + \gamma_w \cdot H_3\} \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

$$=0.45 \times 1.0 \times \{0 + 18 \times (0.20 + 1.10) + 10 \times 3.80\} \times 1.0 \times 1.0 = 27.63\text{kN/m}^2$$

$$P_{w1}=w_0 \cdot H_3 \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

$$=9.8 \times 3.80 \times 1.0 \times 1.0 = 37.24\text{kN/m}^2$$

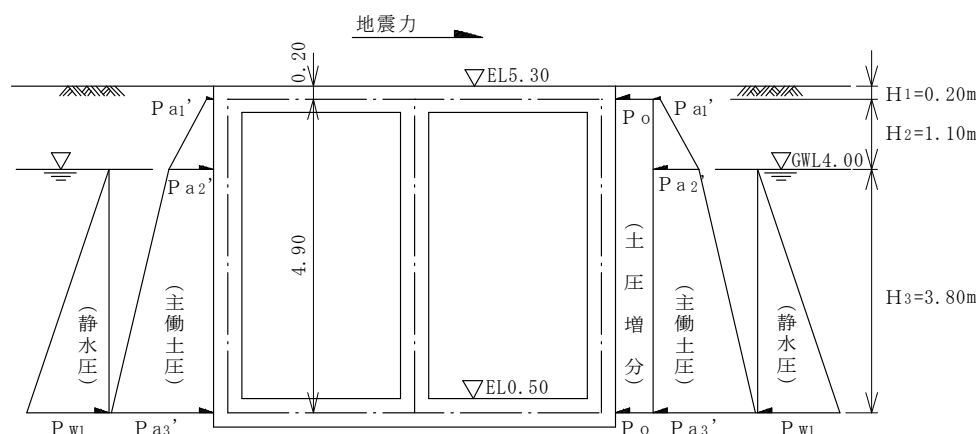


図-14.43 地震時の土圧及び地下水压

根入れ効果による土圧の増分は、地震時主働土圧及び慣性力をもとに次のとおり算定する。
(図-13.5 及び表-14.23) を参照。

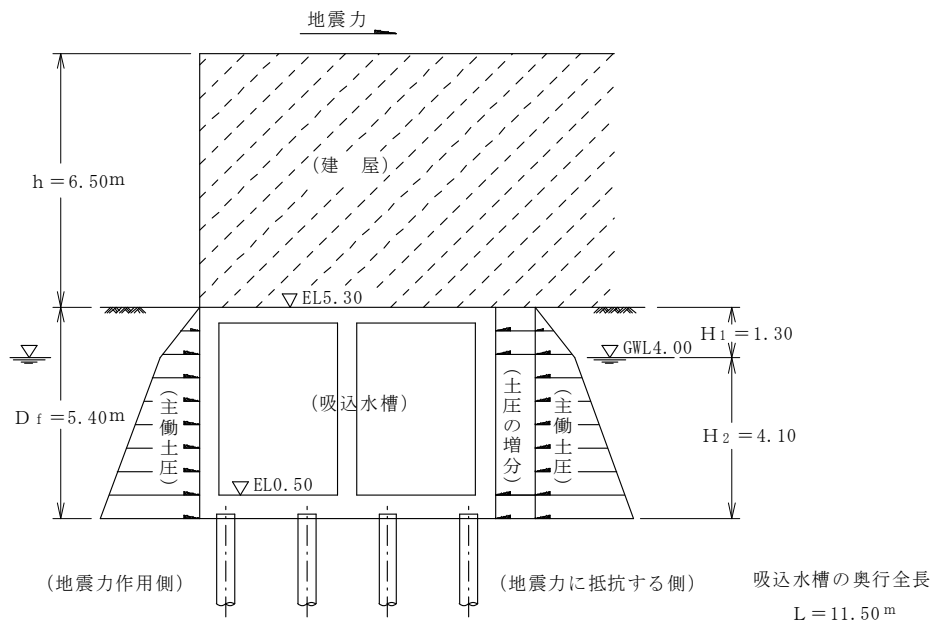


図-14.44 杭基礎における地震時土圧

- (a) 地震時主働土圧係数 $K_{ea} = 1.0$
 (b) 地震時受働土圧係数 $K_{ep} = 1.445$

$$K_{ep} = \frac{\sin^2(\theta + \theta_0 - \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta + \theta_0 + \delta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + \theta_0 + \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

$$= 1.445 \quad (\because \phi = 25^\circ, \theta = 90^\circ, \delta = 0^\circ, \theta_0 = \tan^{-1} k_{hg2}' = \tan^{-1} 0.70 = 35.0^\circ)$$

- (c) 根入れ部の水平力分担率 α

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{h}}{\sqrt[4]{D_f}} = 1 - 0.2 \times \frac{\sqrt{6.50}}{\sqrt[4]{5.40}} = 0.666 \leq 0.7$$

- (d) 地震時慣性力 ΣH_K (表-14.23参照)

$$\Sigma H_K = \{(\text{吸込水槽自重}) + (\text{主ポンプ等}) + (\text{シンダー等}) + (\text{群集荷重等}) + (\text{建屋荷重})\} \\ \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

$$= \{1,559.7 + 166.3 + 253.2 + 30.3 + 870.3\} \times 1.0 \times 1.0 = 2,879.8 \text{ kN}$$

- (e) 慣性力と根入れ深さから求まる土圧の増分 H_o

$$H_o = \alpha \cdot \Sigma H_K = 0.666 \times 2,879.8 = 1,917.9 \text{ kN}$$

- (f) 土圧増分の上限值 $H_{o\max}$

地震時主働土圧 + 土圧の増分 $\leq$ 地震時受働土圧より、土圧の増分の上限值 $H_{o\max}$ は

$H_{o\max} = \text{地震時受働土圧} - \text{地震時主働土圧}$

$$= C_{S2} \cdot (K_{ep} - K_{ea}) \cdot (1/2 \cdot \gamma_1 \cdot H_1^2 + \gamma_1 \cdot H_1 \cdot H_2 + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H_2^2) \cdot L \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

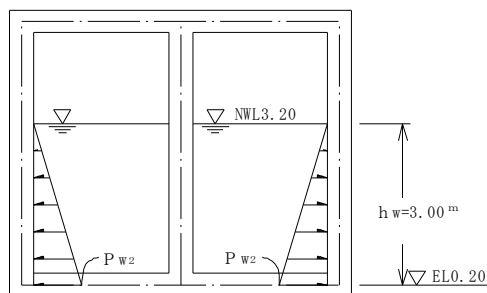
$$= 0.45 \times (1.445 - 1.0) \times (1/2 \times 18 \times 1.30^2 + 18 \times 1.30 \times 4.10 + 1/2 \times 10 \times 4.10^2) \\ \times 11.50 \text{ m} \times 1.0 \times 1.0 = 449.5 \text{ kN}$$

以上から地震時における根入れ効果による土圧の増分は、 $H_o=449.5\text{kN}$ とし、部材計算ではこれを地下壁に等分布荷重として作用させる。したがって、土圧増分の強度 P_o は次のとおりである。

$$P_o = H_o / (D_f \cdot L) = 449.5 / (5.40 \times 11.50) = 7.24\text{kN/m}^2$$

b. 水槽内水圧強度

壁に作用する内水圧は下記のとおりである。なお、中間隔壁に作用する内水圧は相殺されるため考慮しない。



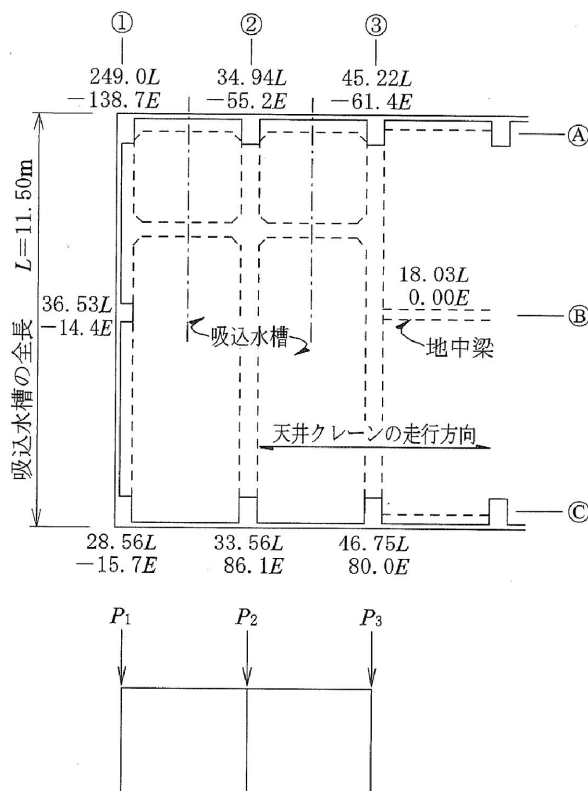
地震時 (NWL 3.20)

$$\begin{aligned} P_{w2} &= w_o \cdot h_w \cdot \rho_f \cdot \gamma_f \\ &= 9.8\text{kN/m}^3 \times 3.00\text{m} \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 29.40\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

図-14.45 水槽内水圧

(iii) 建屋荷重

建屋荷重は、建屋の構造計算により求められた柱の軸力より算出する。



注1) L は柱の長期軸力(kN)

2) E は地震時転倒モーメントによる鉛直力の増減値(地震力→方向)(kN)

3) 柱の軸力は移動荷重である天井クレーンの荷重は含まないものとする。

4) 天井クレーンは吸込水槽が最も偏心する位置で検討する。

図-14.46 建屋の柱の軸力

a. 地震時の建屋鉛直荷重

	P_1	P_2	P_3	
$\Sigma (L \cdot E)$	718.10kN	530.02kN	1,219.5kN	(長期軸力及び鉛直力増減値の計)
クレーン荷重			83.3kN	(自重及び吊荷重量)
合 計	718.1kN	530.0kN	1,302.8kN	
設計荷重(P_n)	62.44kN/m	46.09kN/m	113.29kN/m	(吸込水槽の全長 $L=11.50\text{m}$ で平均)
$P_n \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$	62.44kN/m	46.09kN/m	113.29kN/m	
$(\rho_f \cdot \gamma_f = 1.0 \times 1.0 = 1.0)$				

(iv) 側壁の軸力

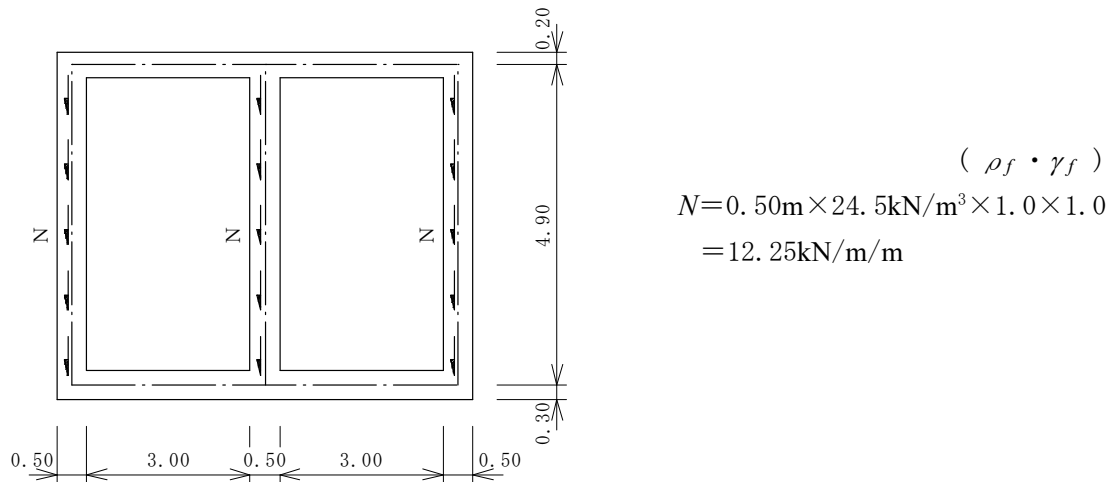


図-14.47 側壁の軸力

(v) 地震時慣性力

地震時慣性力は、厳密には個々の部材や上載諸荷重の重量分布に応じた強度分布で作用することとなるが、一般的な規模の吸込水槽では次のように取扱ってよいものとする。

鉛直部材に作用する慣性力は、それぞれの重量強度に応じた分布荷重とする。水平部材に作用する慣性力は、原則として重量分布に応じた作用力とするが、計算が煩雑なこと及び部材に生じる曲げモーメントやせん断力への影響が小さいことから、便宜的に図-14.48に示すとおり、地震力作用側の端部節点に一括して集中荷重としてラーメン軸線に作用させてよいものとする^{注)}。

なお、底版に作用する地震時慣性力の取扱いは、「(vii) 底版に作用する荷重」に詳述する。

注) 一括作用させる側の頂版端部曲げモーメントは、反対側の頂版端部曲げモーメントよりも小さく、部材計算に与える影響は小さい。しかしながら、大規模な吸込水槽の場合ではその影響も大となるため、重量分布に応じた地震時慣性力を作用させるのが望ましい。

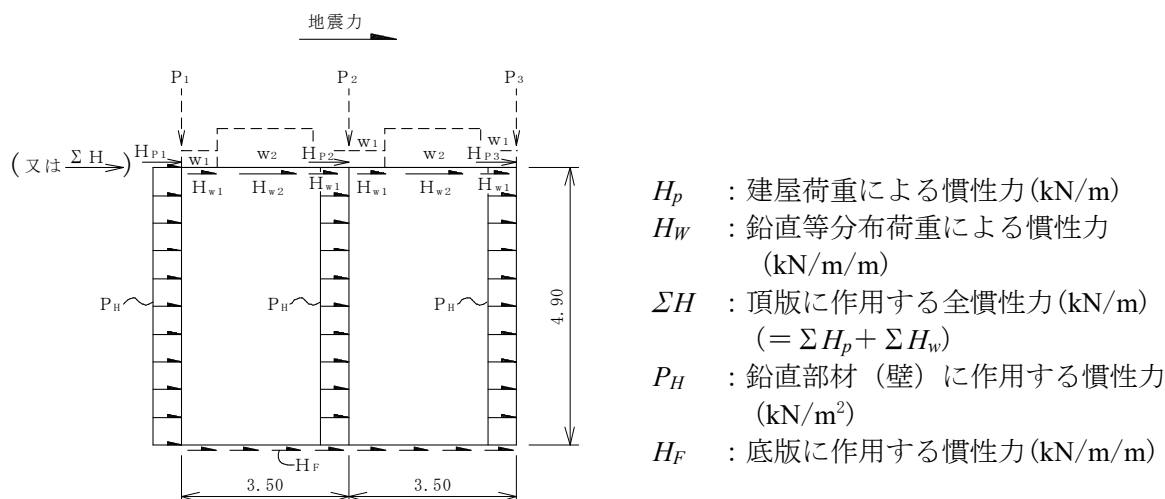


図-14.48 地震時慣性力

a. 頂版に作用する慣性力 ΣH

頂版に作用する慣性力は、吸込水槽頂版自重及び吸込水槽上載荷重による慣性力である。

「14.4.2 設計方針」で述べられているとおり、吸込水槽上の建屋荷重及び機械荷重等の慣性力は吸込水槽全体で荷重を分担させることから、上載荷重による慣性力は「表-14.23 安定計算ケース4」に示される水平力を吸込水槽の全長で平均する。

$$\begin{aligned}
 \Sigma H^{\text{注)}} &= \{k_{hg2} \cdot \text{吸込水槽自重} + (\text{主ポンプ等機械荷重の慣性力} + \text{シンダー、機械ベースの慣性力} + \text{群集荷重等の慣性力} + \text{建屋荷重の慣性力}) / \text{吸込水槽全長}\} \cdot \rho_f \cdot \gamma_f \\
 &= [0.32 \times 0.4\text{m} \times 24.5\text{kN/m}^3 \times 7.00\text{m} + (166.3 + 253.2 + 30.3 + 870.3)\text{kN} / 11.5\text{m}] \\
 &\quad \times 1.0 \times 1.0 \\
 &= 136.7\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

注) 鉛直重量強度に応じた慣性力とする場合は、上記 ΣH を荷重図に示される鉛直荷重の重量比で按分するとよい。

b. 壁に作用する慣性力 P_H

$$\begin{aligned}
 P_H &= k_{hg2} \cdot \gamma_{RC} \cdot h \cdot \rho_f \cdot \gamma_f = 0.32 \times 24.5\text{kN/m}^3 \times 0.5\text{m} \times 1.0 \times 1.0 \\
 &= 3.92\text{kN/m}^2 \quad (h \text{ は部材厚})
 \end{aligned}$$

(vi) 地震時動水圧

地震時動水圧は、式 (13.37)、(13.38) により、次のとおりとなる。

$$P_{ew} = \frac{7}{12} \cdot k_{hg2} \cdot w_0 \cdot b \cdot h^2 \cdot \rho_f \cdot \gamma_f$$

$$h_g = \frac{2}{5} \cdot h$$

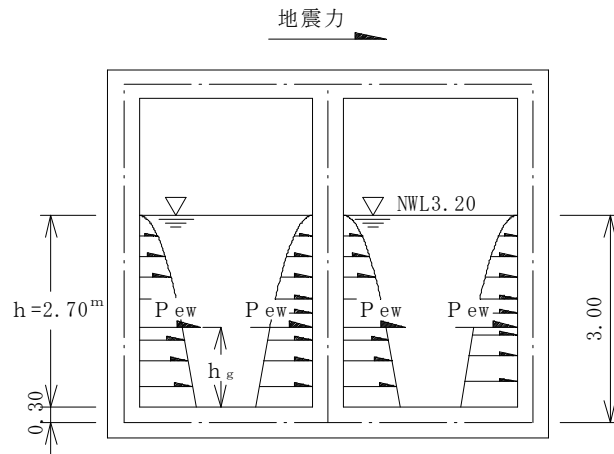


図-14.49 地震時動水圧

$$P_{ew} = 7/12 \times 0.32 \times 9.8 \text{ kN/m}^3 \times 1.00 \times 2.70^2 \times 1.0 \times 1.0 = 13.34 \text{ kN}$$

$$h_g = 2/5 \times 2.70 = 1.08 \text{ m}$$

ここで、動水圧強度の分布は放物線状であるため、便宜上台形等分布荷重に換算する。換算方法は動水圧による底版側節点でのモーメント及びせん断力が等しくなるようにする。

$$S = P_{ew} = 13.34 \text{ kN}$$

$$M = P_{ew} \times (h_g + 0.30) = 13.34 \times (1.08 + 0.30) = 18.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{l}{2} \cdot (P_{w3} + P_{w4}) = 13.34 \text{ kN}$$

$$M = \frac{l^2}{6} \cdot (2P_{w3} + P_{w4}) = 18.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore P_{w3} = 3.38 \text{ kN/m}^2, P_{w4} = 5.51 \text{ kN/m}^2$$

図-14.50 部材設計用地震時動水圧

(vii) 底版に作用する荷重

部材設計における一般的な底版作用荷重は、図-14.51 に示すとおりである。

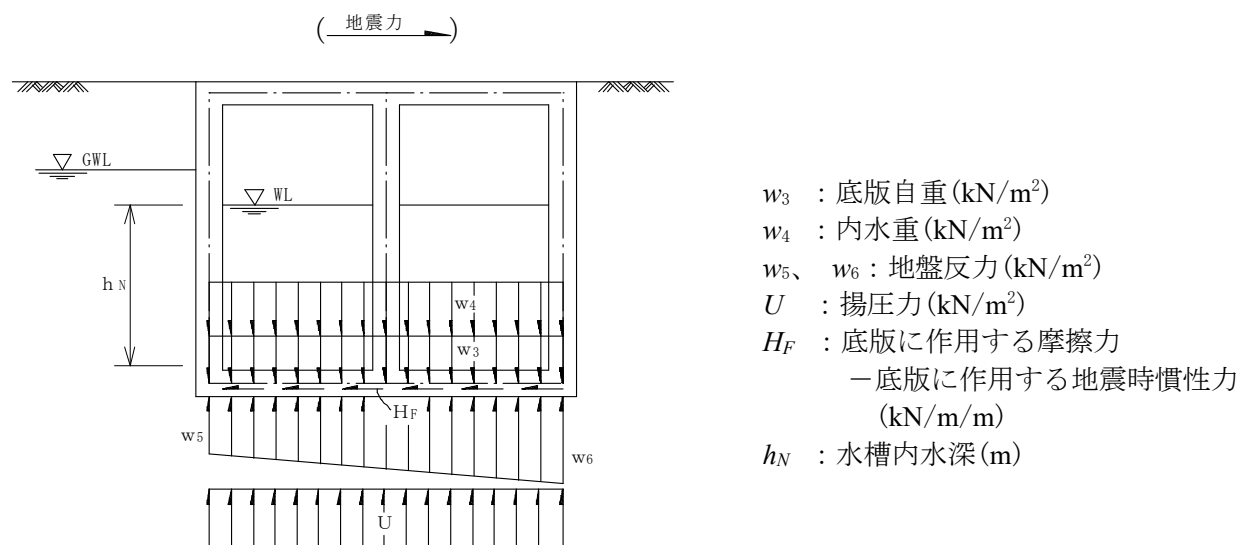


図-4.51 (a) 底版作用荷重 (直接基礎の場合)

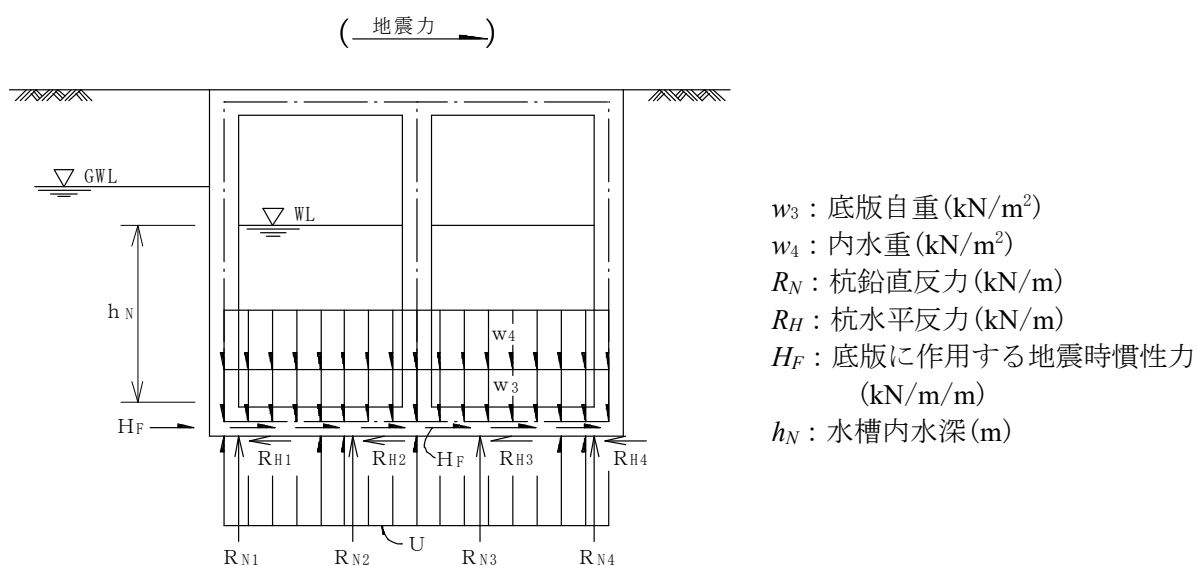


図-14.51 (b) 底版作用荷重 (杭基礎の場合)

底版に作用する荷重のうち水平方向力は、部材に生ずる曲げモーメント及びせん断力には直接影響しないが、応力照査時における底版部材の軸力として反映させる。

底版に作用する水平方向力としては、直接基礎の場合では底版自重に起因する地震時慣性力及び底版に作用する摩擦力、杭基礎の場合では地震時慣性力と杭水平反力が考えられる。このうち、底版に作用する地震時慣性力には、部材設計時の(v)で計算した水平荷重に反映されていない慣性力(図-14.18に示される吸込水槽の水圧壁、土圧壁等の慣性力^{注)})も含まれるものとする。

図-14.51 に示す水平力 H_F の算定方法には、i. 部材設計で作用させた水平方向の全荷重（底版に作用する摩擦力及び底版自重に起因する地震時慣性力は除く）の釣り合いから不平衡力として算定する方法と、ii. 安定計算の水平力をもとに部材設計に用いた頂版及び壁の自重による慣性力を差し引いて算定する方法がある。このうち ii. による算定方法を次に示す。

なお、底版の軸力算定に当たって、水平力 H_F は底版の全スパンに均等に作用しているものとして取扱うものとする。

底版に作用する水平力 H_F の算定（ii. の方法）

- ・ 直接基礎の場合の水平力 H_F （作用方向は底版摩擦力の作用方向）の算定方法

$$H_F = \{ (\text{吸込水槽躯体自重による全慣性力} - \text{水平力の合力}) / \text{吸込水槽全長} \\ - (\text{v}) \text{で計算した頂版及び壁自重の慣性力} \} / \text{底版の全スパン長 (kN/m/m)}$$

- ・ 杭基礎の場合の水平力 H_F （作用方向は地震力作用方向に同じ）の算定方法

$$H_F = \{ (\text{吸込水槽躯体自重による全慣性力} / \text{吸込水槽全長} \\ - (\text{v}) \text{で計算した頂版及び壁自重の慣性力} \} / \text{底版の全スパン長 (kN/m/m)}$$

なお、常時における水平力 H_F は、地震時慣性力が 0 であるため次のとおりである。

- ・ 直接基礎の場合、 $H_F = - \text{水平力の合力} / \text{吸込水槽全長} / \text{底版の全スパン長}$
- ・ 杭基礎の場合、 $H_F = 0$

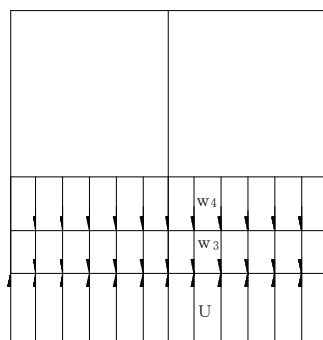
注） 吸込水槽本体の部材設計時には本体部材に直交する水圧壁、土圧壁の剛性は一般に無視して計算される。したがって、これら直交する部材の慣性力は、本体の部材設計時における曲げモーメント及びせん断力を求める際には無視し、底版に作用する軸力としてのみ考慮する。

a. 底版自重及び内水重

地震時（内水位：N.W.L 3.20）

$$w_3 = \gamma_{RC} \cdot h \cdot \rho_f \cdot \gamma_f = 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.6 \text{ m} \times 1.0 \times 1.0 = 14.70 \text{ kN/m}^2$$

$$w_4 = w_0 \cdot h_N \cdot \rho_f \cdot \gamma_f = 9.8 \text{ kN/m}^3 \times 2.70 \text{ m} \times 1.0 \times 1.0 = 26.46 \text{ kN/m}^2$$



w_3 : 底版自重 (kN/m²)

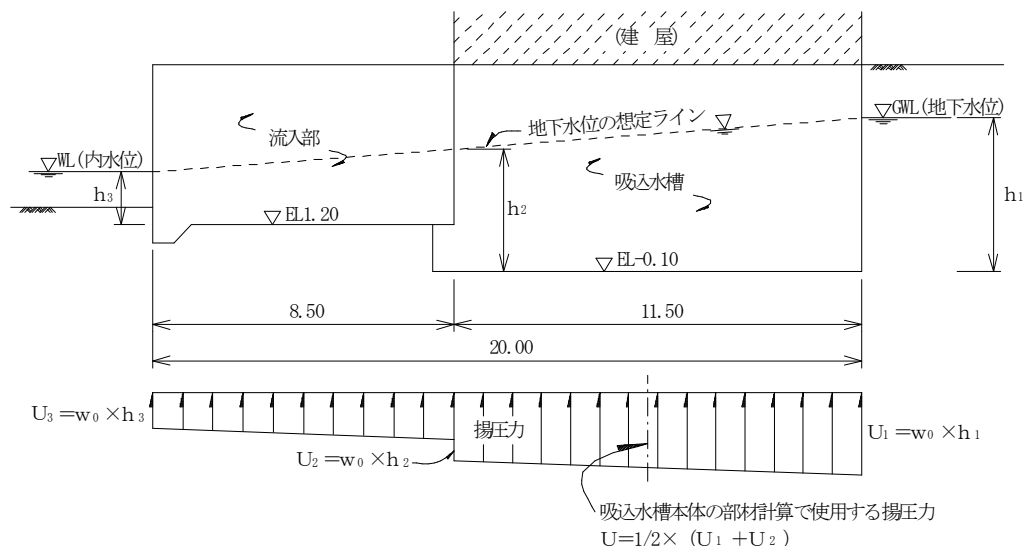
w_4 : 内水重 (kN/m²)

U : 揚圧力 (kN/m²)

図-14.52 底版自重、内水重及び揚圧力

b. 揚圧力

部材設計において底版に作用させる揚圧力は、安定計算時の揚圧力と同じとし、吸込水槽に作用する縦断方向の平均強度を用いる。



注) 本ポンプ場の流入部上流側の揚圧力は内水位と直接関連するため、揚圧力の算定に当たっては図に示すとりの地下水位線を想定する。

なお、水位条件の組合せが、内水位 > 地下水位の場合は、地下水位の想定ラインは吸込水槽背面の設定地下水位で一定(水平)とする。

図-14.53 安定計算における縦断方向の揚圧力分布

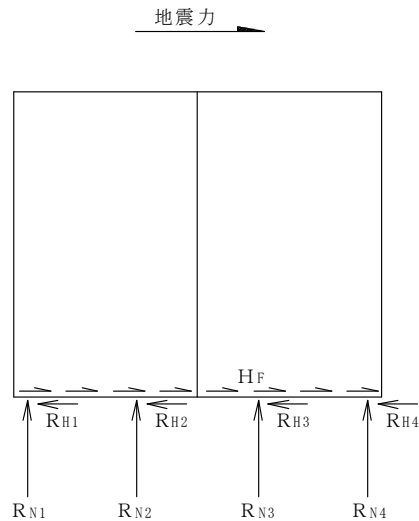
地震時 (内水位 : N. W. L 3.20、地下水位 : G. N. W. L 4.00)

$$\begin{aligned}
 U_1 &= w_0 \cdot h_1 \cdot \rho_f \cdot \gamma_f & U_2 &= w_0 \cdot h_2 \cdot \rho_f \cdot \gamma_f \\
 &= 9.8 \times 4.10 \times 1.0 \times 1.0 = 40.18 \text{ kN/m}^2 & &= 9.8 \times 3.64 \times 1.0 \times 1.0 = 35.67 \text{ kN/m}^2 \\
 U &= 1/2 (U_1 + U_2) = 37.93 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

c. 杭反力

吸込水槽の基礎形式は杭基礎であるため、杭反力を底版に作用する集中荷重として考える。部材設計用の杭反力は、安定計算をもとに算定された杭の作用荷重から「15.3.1 設計の基本(2)、①」に示される方法で算定する。

なお、直接基礎の場合についても安定計算から求められる地盤反力を作用させることを原則とする。横軸ポンプの吸込水槽のように、縦断方向に上載荷重及び断面が一様な場合は、近似的に部材設計用の荷重による安定条件から、底版作用荷重の合成値(底版自重、内水重及び揚圧力の合成荷重強度)として算定してもよい。ただし、この合成荷重の合力がミドルサードを外れる場合は、個々の荷重として算定する必要がある。



R_N : 杭の鉛直反力 (kN/m)

R_H : 杭の水平反力 (kN/m)

H_F : 地震時の底版慣性力に相当する水平力
(kN/m/m)

注) 直接基礎の場合、 H_F は上記に底版の摩擦力に相当する水平力が加味され、作用方向が杭基礎の場合と逆になる。

図-14.54 杭の反力及び H_F

(ア) 地震時

(a) 鉛直方向杭反力	R_{N1}	R_{N2}	R_{N3}	R_{N4}	備 考
1 本当たりの杭反力 N_n (kN/本)	98.57	276.19	453.81	631.43	表-14.23 参照
$R_{Nm} = N_n \cdot n / L$ (kN/m)	42.86	120.08	197.31	274.53	$n=5$ 本、 $L=11.50$ m

(b) 水平方向杭反力	R_{N1}	R_{N2}	R_{N3}	R_{N4}	備 考
1 本当たりの杭反力 H_n (kN/本)	154.59	154.59	154.59	154.59	表-14.23 参照
$R_{Nm} = N_n \cdot n / L$ (kN/m)	67.21	67.21	67.21	67.21	$n=5$ 本、 $L=11.50$ m

d. 水平力 H_F

底版に作用する水平力 H_F は、基礎形式が杭基礎であることから、次式によって算定する。

$H_F =$ (吸込水槽躯体自重による全慣性力/吸込水槽全長

－部材設計に用いた頂版及び壁の慣性力)/底版の全スパン長 $\cdot \rho_f \cdot \gamma_f$

$= (1,559.7 \text{ kN} / 11.50 \text{ m} - 0.32 \times 0.40 \text{ m} \times 24.5 \text{ kN/m}^3 \times 7.00 \text{ m}$

$- 3.92 \text{ kN/m}^2 \times 4.90 \text{ m} \times 3) / 7.00 \text{ m} \times 1.0 \times 1.0 = 8.01 \text{ kN/m}$

(viii) 荷重の組合せ

以上、(i)から(vii)までに算出した各部材に作用する設計荷重を組合せる。

a. レベル2地震時（内水位：N.W.L 3.20、外水位：G.W.L 4.00）

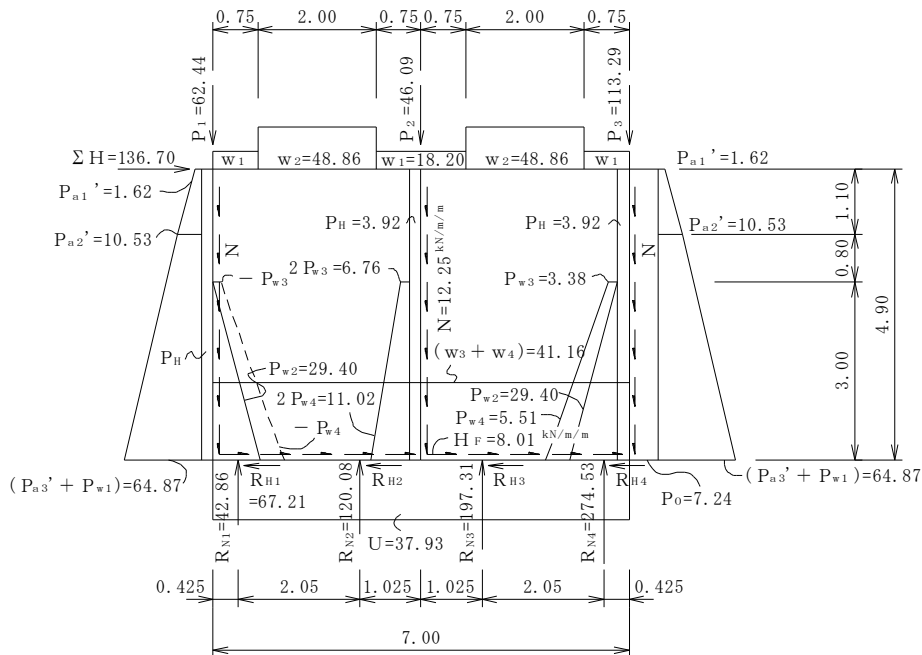


図-14.55 荷重の組合せケース4（レベル2地震時）

④ 荷重図

図-14.56 に示される荷重の組合せから、各部材に作用する荷重を合成する。

(i) 地震時の荷重図

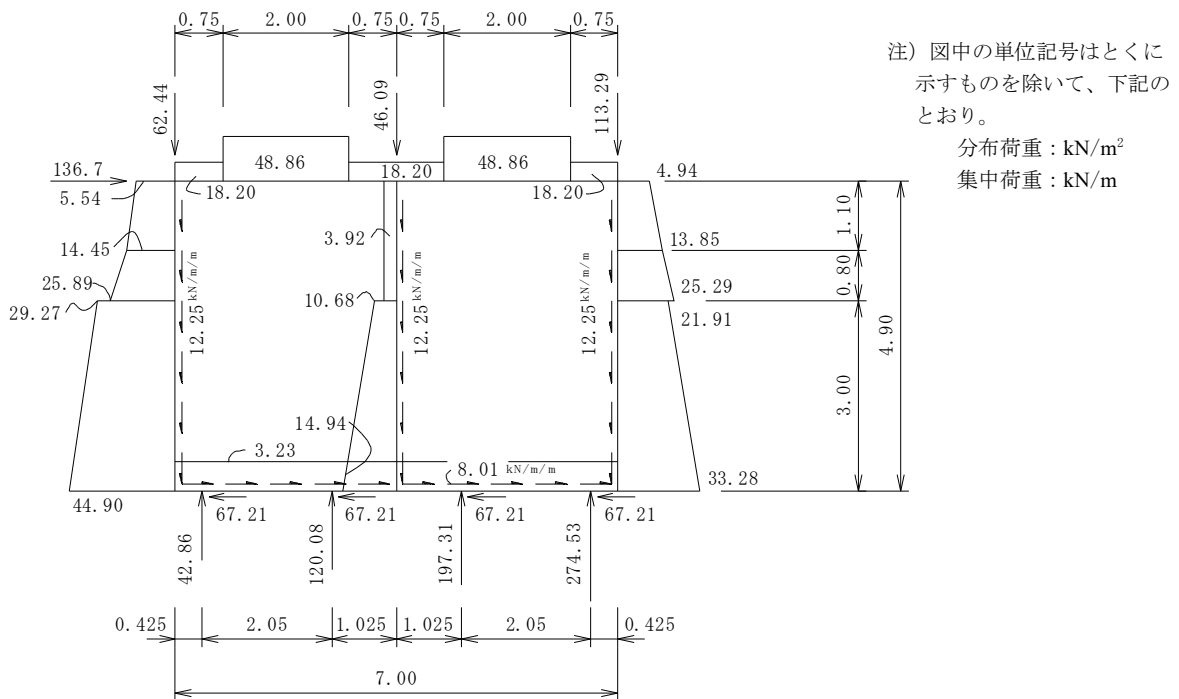
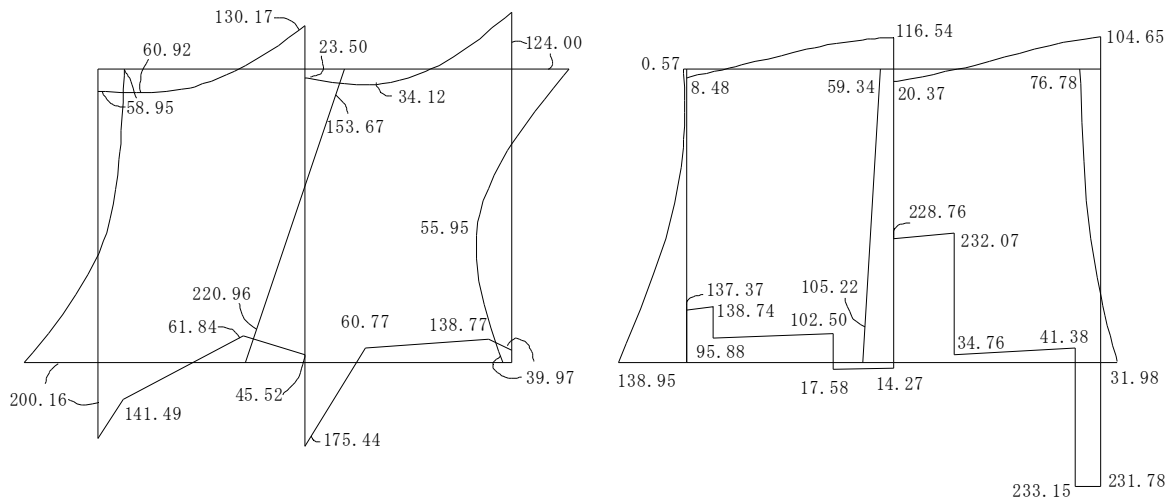


図-14.56 荷重図 ケース4 (レベル2地震時)

⑤ 曲げモーメント及びせん断力



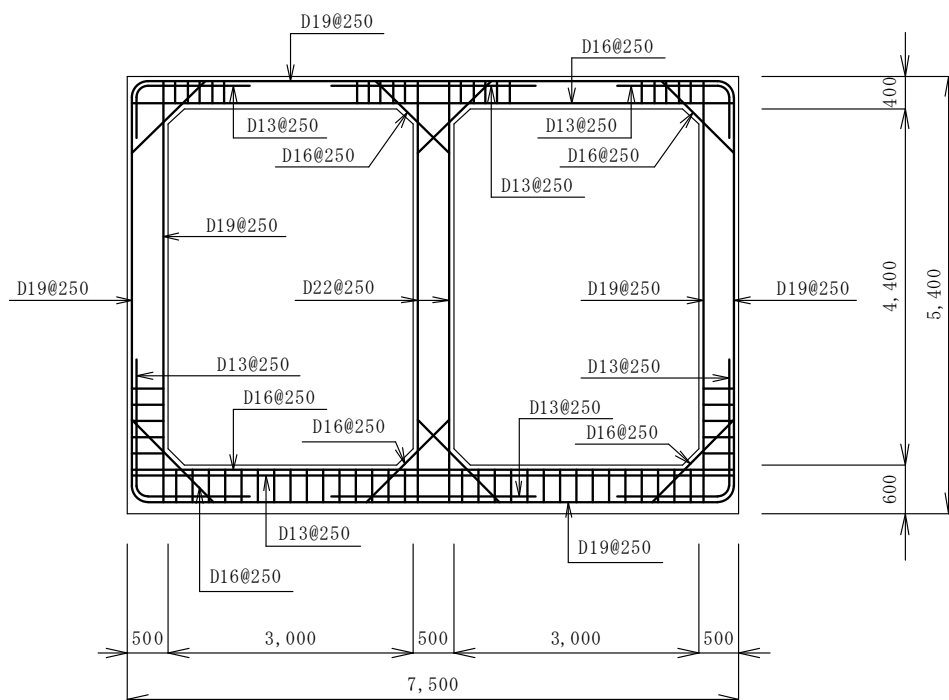
曲げモーメント図 (単位: kN・m/m)

せん断力図 (単位: kN/m)

図-14.57 曲げモーメント及びせん断力図 ケース4 (レベル2地震時)

⑥ 配筋計画

常時及びレベル1地震動に対する検討に加え、レベル2地震動に対しても検討を行う場合の配筋計画は次のとおりである。



注1) 部材の脆性的な破壊を防ぐため、引張鉄筋量は有効断面積の0.2%(梁部材としての最小値)以上とする。

2) スターラップは、頂版部において D13@125、側壁部において D13@200、底版の中央において D16@200、底版のその他は D13@200 とする。なお、スラーラップの間隔は、部材の有効高さの 1/2 以下とする。

図-14.58 配筋計画図

⑦ 断面破壊に対する照査

断面力については図-15.55 を参照。

表-14.24(a) 断面破壊に対する検討 ケース 4 (レベル 2 地震時)

				頂 版			側 壁		
				端部(右) 上側	中央(左) 下側	隔端部 上側	上端(右) 外側	下端(左) 外側	上端(左) 内側
安全係数									
構造解析係数		γ_a		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
材料係数	コンクリート	γ_c		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄筋	γ_s		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
部材係数	曲げ・軸力耐力								
	一 般	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	上限値	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	せん断耐力								
	コンクリート	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄 筋	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
構造物係数		γ_i		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
断面力	曲げモーメント	M_d	kN・m	124.00	60.92	130.17	124.00	200.16	58.95
	せん断力	V_d	kN	104.65	0.00	116.54	104.65	138.15	0.57
	軸力	$N'd$	kN	136.13	136.13	136.13	217.94	130.94	70.92
部材	部材高	h	mm	400	400	400	500	500	500
	有効高	d	mm	330	330	330	430	430	430
	かぶり (引張側)	d''	mm	70	70	70	70	70	70
	かぶり (圧縮側)	d'	mm	70	70	70	70	70	70
配筋計画									
引張鉄筋	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	19	16	19	19	19	19
		ピッチ	mm	250	250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm	13		13		13	
		ピッチ	mm	250		250		250	
引張鉄筋断面積			mm ²	1,653	794	1,653	1,146	1,653	1,146
圧縮鉄筋	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	16	19	16	19	19	19
		ピッチ	mm	250	250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm		13				
		ピッチ	mm		250				
圧縮鉄筋断面積			mm ²	794	1,653	794	1,146	1,146	1,146
せん断 補強鉄筋	鉄筋径・本数/奥行き 1m		mm	D13-4本		D13-4本		D13-4本	
	断面積		mm ²	507		507		507	
	設計降伏強度		N/mm ²	295		295		295	
	部材軸となす角度		°	0		0		0	
	間隔		mm	150		150		200	
最大鉄筋量			mm ²	6,509	6,509	6,509	8,481	8,481	8,481
				OK	OK	OK	OK	OK	OK
最小鉄筋量			mm ²	660	660	660	860	860	860
				OK	OK	OK	OK	OK	OK
曲げモーメントに対する安全性の照査									
曲げ耐力		M_{ud}	kN・m	168.6	116.6	167.1	204.6	213.5	177.0
$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud}$				0.74	0.52	0.78	0.61	0.94	0.33
判定 $\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leq 1.0$				OK	OK	OK	OK	OK	OK
軸方向力に対する安全性の照査									
軸方向耐力		N_{ud}'	kN	185.1	260.6	174.8	359.5	139.5	212.8
$\gamma_i \cdot N_d'/N_{ud}'$				0.74	0.52	0.78	0.61	0.94	0.33
判定 $\gamma_i \cdot N_d'/N_{ud}' \leq 1.0$				OK	OK	OK	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の照査									
せん断耐力		V_{yd}	kN	404.1	121.2	404.1	153.1	412.0	146.4
$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}$				0.26	0.00	0.29	0.68	0.34	0.00
判定 $\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leq 1.0$				OK	OK	OK	OK	OK	OK

表-14. 24 (b) 断面破壊に対する検討 ケース 4 (レベル 2 地震時)

				隔 壁		底 版		
				上端 右側	下端 左側	端部(左) 下側	中央(右) 上側	隔壁部 下側
安全係数								
材料係数	構造解析係数	γ_a		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	コンクリート	γ_c		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄筋	γ_s		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
部材係数	曲げ・軸力耐力							
	一 般	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	上限値	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	せん断耐力							
	コンクリート	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
断面力	鉄 筋	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	構造物係数	γ_i		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	曲げモーメント	M_d	kN・m	153.67	220.96	200.16	138.77	175.44
部材	せん断力	V_d	kN	59.34	105.22	137.37	233.15	228.76
	軸力	N_d	kN	183.00	243.03	139.53	28.58	138.37
	部材高	h	mm	500	500	600	600	600
	有効高	d	mm	430	430	450	530	450
	かぶり (引張側)	d'	mm	70	70	150	70	150
配筋計画	かぶり (圧縮側)	d'	mm	70	70	70	150	70
	引張鉄筋	鉄筋径	mm	22	22	19	16	19
引張鉄筋	ピッチ	mm		250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm			13	13	13
	ピッチ	mm				250	250	250
	引張鉄筋断面積	mm ²		1,548	1,548	1,653	1,301	1,653
	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	22	22	16	19	16
圧縮鉄筋	ピッチ	mm		250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm			13	13	13
	ピッチ	mm				250	250	250
	圧縮鉄筋断面積	mm ²		1,548	1,548	1,301	1,653	1,301
	鉄筋径-本数/奥行き 1m	mm				D13-4本	D16-4本	D13-4本
せん断補強鉄筋	断面積	mm ²				507	794	507
	設計降伏強度	N/mm ²				295	295	295
	部材軸となす角度	°				0	0	0
	間隔	mm				200	200	200
	最大鉄筋量	mm ²		8,481	8,481	8,876	10,454	8,876
最小鉄筋量				OK	OK	OK	OK	OK
		mm ²		860	860	900	1,060	900
曲げモーメントに対する安全性の照査				OK	OK	OK	OK	OK
	判定 $\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$			OK	OK	OK	OK	OK
軸方向力に対する安全性の照査	曲げ耐力	M_{ud}	kN・m	227.6	222.7	234.8	267.9	241.0
	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$			0.68	0.99	0.85	0.52	0.73
	判定 $\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$			OK	OK	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の照査	軸方向耐力	N_{ud}'	kN	271.0	244.9	163.7	180.5	190.1
	$\gamma_i \cdot N_d' / N_{ud}'$			0.68	0.99	0.85	0.16	0.73
	判定 $\gamma_i \cdot N_d' / N_{ud}' \leq 1.0$			OK	OK	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の照査	せん断耐力	V_{yd}	kN	161.7	160.2	429.8	645.1	431.4
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$			0.37	0.66	0.32	0.36	0.53
	判定 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$			OK	OK	OK	OK	OK

⑧ 破壊モードの判定

表-14. 25(a) 破壊モードの判定 ケース4 (レベル2地震時) 注1)

				頂 版			側 壁		
				端部(右) 上側	中央(左) 下側 ^{注2)}	隔端部 上側	上端(右) 外側	下端(左) 外側	上端(左) 内側
安全係数									
構造解析係数		γ_a		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
材料係数	コンクリート	γ_c		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄筋	γ_s		0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
部材係数	曲げ・軸力耐力								
	一 般	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	上限値	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	せん断耐力								
	コンクリート	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄 筋	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
構造物係数		γ_i		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
断面力	曲げモーメント	M_d	kN・m	124.00	60.92	130.17	124.00	200.16	58.95
	せん断力	V_d	kN	104.65	0.00	116.54	104.65	138.15	0.57
	軸力	$N_{d'}$	kN	136.13	136.13	136.13	217.94	130.94	70.92
部材	部材高	h	mm	400	400	400	500	500	500
	有効高	d	mm	330	330	330	430	430	430
	かぶり (引張側)	d''	mm	70	70	70	70	70	70
	かぶり (圧縮側)	d'	mm	70	70	70	70	70	70
配筋計画									
引張鉄筋	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	19	16	19	19	19	19
		ピッチ	mm	250	250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm	13		13		13	
		ピッチ	mm	250		250		250	
引張鉄筋断面積		mm ²	1,653	794	1,653	1,146	1,653	1,146	
圧縮鉄筋	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	16	19	16	19	19	19
		ピッチ	mm	250	250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm		13				
		ピッチ	mm		250				
圧縮鉄筋断面積		mm ²	794	1,653	794	1,146	1,146	1,146	
せん断 補強鉄筋	鉄筋径-本数/奥行き 1m		mm	D13-4本		D13-4本		D13-4本	
	断面積		mm ²	507		507		507	
	設計降伏強度		N/mm ²	295		295		295	
	部材軸となす角度		°	0		0		0	
	間隔		mm	150		150		200	
引張鉄筋量の決定条件				所要耐力		所要耐力	最小鉄筋量 ^{注3)}	所要耐力	最小鉄筋量 ^{注3)}
曲げ耐力		M_u	kN・m	216		215		276	
せん断耐力		V_{yd}	kN	404		404		412	
破壊モードの判定									
$L=M_d/V_d$			m	1.18		1.12		1.45	
$V_{mu}=M_u/L$			kN	182.55		192.04		190.36	
$\gamma_i \cdot V_{mu}/V_{yd}<1.0$				0.45		0.48		0.46	
破壊モード				曲げ破壊		曲げ破壊		曲げ破壊	
$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}<0.45$									

注1) 破壊モードの判定は、曲げ先行破壊であることを確認する。せん断先行破壊である場合でも、最小鉄筋量で決まる場合やせん断照査において十分安全であることを確認される場合は、部材耐力は十分な余裕があると判断し、せん断先行破壊であっても良いものとして計算を行っている。詳細は、「【参 考】 レベル2地震動に対する耐震性能照査(2)」を参照。

2) せん断力が発生しないため破壊モードの判定を省略する。

3) 引張鉄筋量の決定条件が最小鉄筋量であるため、破壊モードの判定を省略する。

表-14. 25 (b) 破壊モードの判定 ケース 4 (レベル 2 地震時) 注)

				隔 壁		底 版		
				上端 右側	下端 左側	端部(左) 下側	中央(右) 上側	隔壁部 下側
安全係数								
構造解析係数		γ_a		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
材料係数	コンクリート	γ_c		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄筋	γ_s		0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
部材係数	曲げ・軸力耐力							
	一 般	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	上限値	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	せん断耐力							
	コンクリート	γ_b		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	鉄 筋	γ_b		1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
構造物係数		γ_i		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
断面力	曲げモーメント	M_d	kN・m	153.67	220.96	200.16	138.77	175.44
	せん断力	V_d	kN	59.34	105.22	137.37	233.15	228.76
	軸力	$N_{d'}$	kN	183.00	243.03	139.53	28.58	138.37
部材	部材高	h	mm	500	500	600	600	600
	有効高	d	mm	430	430	450	530	450
	かぶり (引張側)	d''	mm	70	70	150	70	150
	かぶり (圧縮側)	d'	mm	70	70	70	150	70
配筋計画								
引張鉄筋	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	22	22	19	16	16
		ピッチ	mm	250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm			13	13	16
		ピッチ	mm			250	250	250
引張鉄筋断面積			mm ²	1,548	1,548	1,653	1,301	1,588
圧縮鉄筋	主鉄筋 1	鉄筋径	mm	22	22	16	19	16
		ピッチ	mm	250	250	250	250	250
	主鉄筋 2	鉄筋径	mm			13	13	13
		ピッチ	mm			250	250	250
圧縮鉄筋断面積			mm ²	1,548	1,548	1,301	1,653	1,301
せん断 補強鉄筋	鉄筋径-本数/奥行き 1m		mm			D13-4本	D16-4本	D13-4本
	断面積		mm ²			507	794	794
	設計降伏強度		N/mm ²			295	295	295
	部材軸となす角度		°			0	0	0
	間隔		mm			200	200	200
引張鉄筋量の決定条件				所要耐力	所要耐力	所要耐力	所要耐力	所要耐力
曲げ耐力		M_u	kN・m	293	287	303	306	311
せん断耐力		V_{yd}	kN	162	160	430	645	431
破壊モードの判定								
$L=M_d/V_d$			m	2.59	2.10	1.46	0.60	0.77
$V_{mu}=M_u/L$			kN	113.22	136.67	208.23	513.61	406.04
$\gamma_i \cdot V_{mu}/V_{yd}<1.0$				0.70	0.85	0.48	0.80	0.94
破壊モード				曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊
$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd}<0.45$								

注) 破壊モードの判定は、曲げ先行破壊であることを確認する。せん断先行破壊である場合でも、最小鉄筋量で決まる場合やせん断照査において十分安全であることを確認される場合は、部材耐力は十分な余裕があると判断し、せん断先行破壊であっても良いものとして計算を行っている。詳細は、「【参 考】レベル 2 地震動に対する耐震性能照査(2)」を参照。

以上各部材の断面破壊に対する照査の結果、すべての設計耐力以内となり、かつ脆性的な破壊とならないことから、図-14. 58 に示す配筋計画で十分安全である。