

# 様：ボックスカルバート設計システム Ver2.2

耐震設計基準  
レベル1・レベル2対応

令和元年10月記事更新  
(株)SIPシステム

—はじめに—

本システムは、「土地改良事基準（水路工／農道）」および「日本道路協会（道路土工）」、「日本下水道協会（下水道施設）」に準拠した「ボックスカルバート」および「ボックスカルバートウイング」の構造計算を行うシステムです。土地改良から一般土木までの一連、二連、二層のカルバートやウイングの常時・地震時の検討が可能です。従来のボックスカルバートの煩雑な入力形態を見直しより使いやすさを重視して開発致しました。ボックスカルバートの設計業務にご活用頂けましたら幸いです。

## 弊社「ボックスカルバート設計システム」の特徴はここ！！

### 適用基準

農林水産省（土地改良事業）から日本道路協会（道路土工 カルバート工指針）、日本下水道協会（耐震設計指針）までサポート

### 耐震設計

農業土木学会の耐震設計基準「耐震設計（H27/5）」及び「耐震設計の手引き（平成16年3月）」に準拠したレベル1、レベル2の耐震設計が可能。その他「下水道施設の耐震対策指針」にも対応

### 構造形式

設計可能な構造型式は、「単BOXカルバート」「二連BOXカルバート」「二層BOXカルバート」および「BOXウイング（左右の異なる形状）」の構造計算も可能

### 構造種別

構造種別としては「RC構造」及び「PC構造（全PC・頂底板PC・側壁PC）」の検討が可能。また、PC鋼材本数は少数点第2位まで入力が可能

### 計算機能

ハンチの取り扱い（重量・有効高）の有無や剛域を考慮した計算が可能。また、カルバートが水中に埋没する圧力水圧（水頭の考慮）の計算も可能

### 上載荷重

ボックスカルバートに作用する上載荷重以外に、集中荷重、分布荷重、温度、集中モーメント荷重などの任意荷重を考慮可能

### 荷重組合

複雑な荷重の組合わせをシステムが自動設計、また個別に荷重項目の編集また新規追加削除も可能

### 計算・印刷

断面力計算後、応力度判定はBOXイメージ図より各部材ボタンをヒットすれば応力度判定を行い配筋検討も即可能。計算書も個別印刷またWord出力が可能

# ボックスカルバート設計システムの機能と操作概要

## ①適用基準（参考資料）

### ●農林水産省

- ・土地改良基準「水路工」(H26/3)・「農道」(H17/3)
- ・土地改良設計指針「耐震設計」(H27/5)
- ・土地改良施設「耐震設計の手引き」(H16/3)
- ・標準設計図面集「カルバート工」(H11/3)

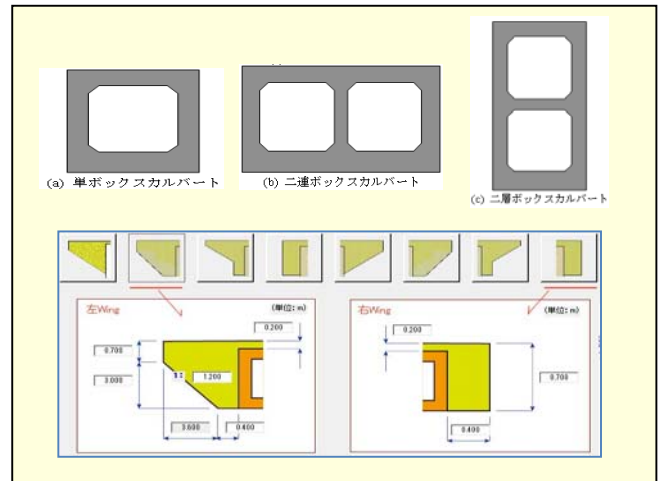
### ●日本道路協会

- ・道路土工 カルバート工指針 (H22/3)

### ●日本下水道協会

- ・下水道施設の耐震対策指針と解説 (2014年)
- ・下水道施設耐震計算例—管路施設編・後編 (2015年)

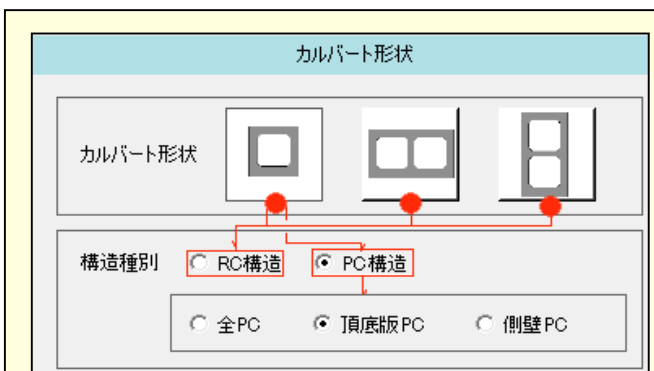
## ②構造形式（ボックス・ウイング）



## ②主な計算機能

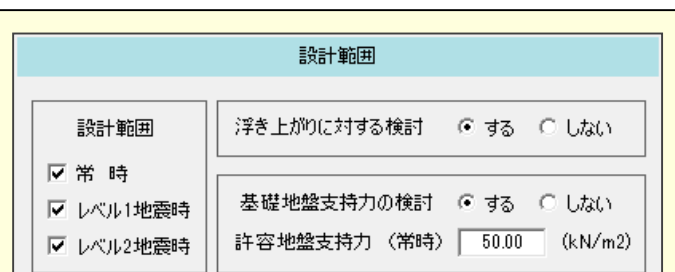
1. ボックスカルバートの横断断面方向の応力度照査および基礎地盤支持力、浮き上がりの検査が可能。
2. 構造形式は、単ボックスカルバート、二連および二層ボックスカルバート及びウイングの設計が可能。
3. 構造種別は、現場打ち RC 構造およびプレキャスト PC 構造の検査が可能。
4. 隅角部について剛域の検査が可能。また、浮力および圧力水圧を考慮した計算も可能。
5. 設計荷重土圧（鉛直・水平）、活荷重、水圧（内水圧・外水圧）、その他の分布死荷重を考慮可能。
6. 任意荷重として集中荷重、等分布荷重、温度荷重、集中モーメント等の考慮が可能。
7. 鉄筋の許容応力度について常時の場合、「頂版」および「その他」部材に個別指定が可能。
8. 地震時の検査は、レベル1地震動（許容応力度法）およびレベル2地震動（限界状態法）による解析が可能。
9. 断面力の照査で組合せ荷重（荷重ケース）については自動設定されますが、任意設定も可能。
10. 配筋検査では、システムが適正配筋を画面表示、個別に指定も可能。また、斜引張鉄筋（ウイング側およびボックス本体側）を検査し必要鉄筋量を画面表示。
11. ボックスカルバートウイングの計算が可能で構造形式は4タイプ、左右異なる形状の計算も可能。
12. 計算結果は、プレビュー画面表示後印刷が可能。また、「変位・断面力図」も画面にて確認が可能。
13. 計算書について罫線枠やマージン設定が可能。また、RTF変換によるWord変換出力も可能。

## ③構造種別（カルバート）



- ・BOX形式により、RC構造形式またはプレキャストPCの指定が可能です。

## ④設計範囲



- ・適用基準により地震時の検査およびレベル2の検査が可能です。
- ・許容地盤支持力については、手入力および準拠指針に従った計算も可能です。
- ・解析は「応答変位法」により地盤バネをモデル化し平面骨組解析（剛性マトリックス）にて解析します。

## ⑤地震時の検討

### 1. 適用指針の地震時の適用範囲

適用指針	レベル1地震時	レベル2地震時
土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」	○	○
土地改良事業計画設計基準 設計「農道」	○	○
道路土工 カルバート工指針	----	----
下水道施設の耐震対策指針と解説	○	○

- レベル1：従来の中地震動レベルをいい「健全性を損なわない」事を目標とした耐震設計。  
許容応力度法により計算。：プレート境界型
- レベル2：大地震動の可能性を見込み「致命的な損傷を防止する」事を目標とした耐震設計。  
限界状態法により計算。：内陸直下型

### 2. 土地改良基準の場合の地震時の検討（※土地改良耐震設計の手引き H16/3 に記載事項を転記）

※水路工（H26/3）では、レベル2は限界状態法となる。

土地改良施設耐震設計の手引き

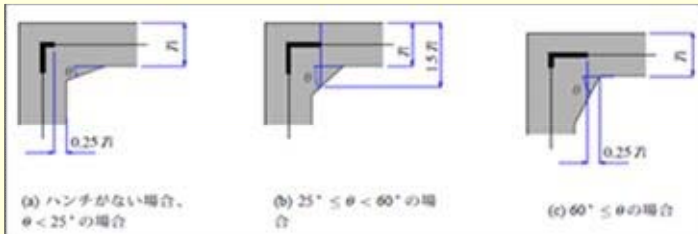
表-2.1.1 構造物別耐震計算法と関連基準

構造物名	耐震計算法 (重要度A種)		耐震計算法 (重要度B種)	関連基準等	備考
	レベル1	レベル2	レベル1		
暗渠 (ボックスカルバート)	応答変位法 及び震度法	応答変位法 及び震度法	応答変位法 及び震度法	<ul style="list-style-type: none"> <li>水道施設耐震工法指針（日本水道協会）1997年</li> <li>土地改良事業計画設計基準設計「水路工」2001年</li> <li>土地改良事業標準設計図面集「ボックスカルバート工」利用の手引き 1999年</li> </ul>	
	縦断方向 応答変位法 及び震度法	応答変位法 及び震度法	応答変位法 及び震度法		

## ⑥主な機能と適用基準

### 1. ハンチの扱い方と剛域の考慮指定

- ハンチについて、その「重量」や「有効高」を考慮するか？しないか？の指定が可能。  
(水路工では、重量について一般的に無視する。  
と記載している。p 353)
- 剛域指定の有無が可能。  
また、考慮する場合設計断面力の指定が可能。



解析方法	
ハンチの扱い方	<input checked="" type="checkbox"/> 重量を荷重として考慮する <input checked="" type="checkbox"/> 有効高に考慮する
剛域の考慮	<input checked="" type="radio"/> 考慮する <input type="radio"/> 考慮する(ハンチ無視) <input type="radio"/> 考慮しない
壁前面の設計断面力	<input type="radio"/> 骨組み隅角部の断面力を用いる <input checked="" type="radio"/> 剛域端部の断面力を用いる <input type="radio"/> 壁前面位置の断面力を用いる

## 2. 圧力水圧およびその他の荷重

1. 圧力水圧考慮時の水頭は、GLからの水位を入力しますが、GLより上に水位がある場合は、マイナス（-）を入力します。尚、算出式は： $p = \gamma w \times h_p$   $h_p$ ：水位面から頂版中心迄
2. 内水圧を受ける構造物において「水路工」p335では、鉄筋の許容応力度を低減させる。としています。（下記表）尚、弊社システムでは「圧力水圧」が考慮された場合、荷重ケースの項目のすべての十ケースについて、鉄筋の許容応力度について低減されます。

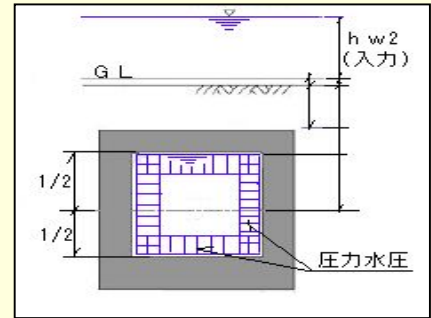
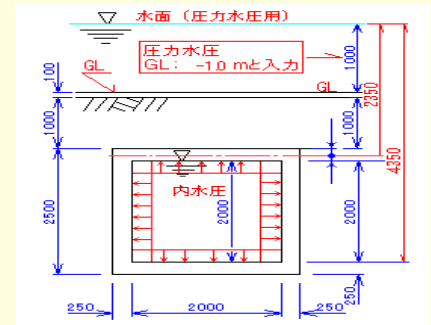
種類	許容応力度低減公式	
	$\sigma_{sa} = 137^{**}$	$\sigma_{sa} = 157$
箱型	137-3.7H	157-4.0H
**H 輪荷重が直接載荷する場合。		

3. 「その他の分布死荷重」は、「活荷重」以外の例えば「雪荷重」等（等分布荷重）を考慮したい場合に、その「荷重名称」と「等分布荷重」の入力指定が可能です。

活荷重			
活荷重の種類	T-25		
後輪荷重	100 (kN)	衝撃係数	0.30 (kN)
前輪荷重	22.50 (kN)	低減係数 $\beta$	0.90 (kN)
〃	(kN)	等分布荷重	10.00 (kN)

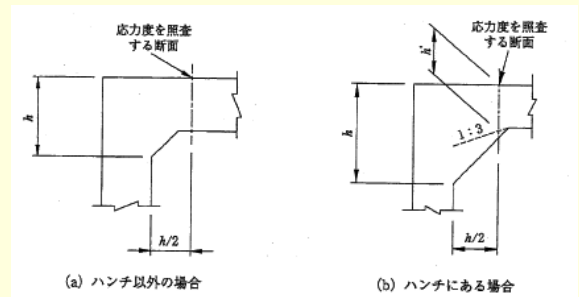
その他の分布死荷重		
		削除
1	雪荷重	1.000
2		

圧力水圧	
<input checked="" type="checkbox"/> 圧力水による内圧	水頭 GL. - 1.000 (m)



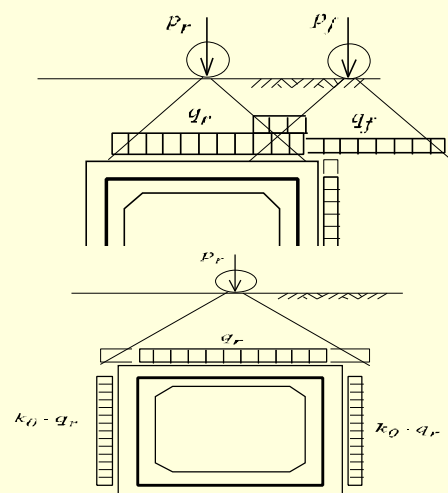
## 3. せん断応力度の照査（土地改良）

1. 「水路工」P351では、ボックスボックスカルバートのせん断応力度の照査を行う場合は、平均せん断応力度が「道路土工-カルバート工指針（及び擁壁工指針）」に示す許容せん断応力度以下であることとしています。平均せん断応力度： $\tau = S / (b \cdot d)$ 尚、許容せん断応力度の割増し及び補正についても、道路土工を参照する。としている。



## 4. 輪荷重による水平荷重

1. 前輪荷重の分布範囲が頂版の外におよぶ場合、側壁には前輪荷重による水平土圧を載荷します。また、後輪荷重の分布幅がカルバートの幅を超える場合は、カルバートの両側壁に後輪荷重による水平土圧を載荷します。
2. 輪荷重を含めた「荷重の組合わせ」は、「水路工」P268に記載されている荷重構成を参考にシステムが自動的に荷重検討ケースとして荷重の組合せを表示します。添付 4-1 資料参照。



4-1.荷重の組合わせ（一連の場合）水路工 P292

	土かぶりが小さい場合	土かぶりが大きい場合
Case I		
Case II		<p>—————</p>
Case III		<p>—————</p>
Case IV		<p>—————</p>
Case V		<p>—————</p>



## 5.任意荷重の設定

1. 上載荷重については、輪荷重や等分布死荷重（群衆荷重や雪荷重）を指定が可能です。その他の荷重として任意荷重について指定が可能です。（右図）  
 入力は、各部材（頂版・底板・左右側壁）に対して荷重タイプ（7種）指定して、作用方向にプラス（+）及びマイナス（-）荷重の考慮が可能です。

- 各部材に対する作用軸方向は、以下の通りです。
  - ・部材「1」（頂版）の場合は、「a→b」
  - ・部材「2」（底板）の場合は、「c→d」
  - ・部材「3」（左壁）の場合は、「c→a」
  - ・部材「4」（右壁）の場合は、「d→b」

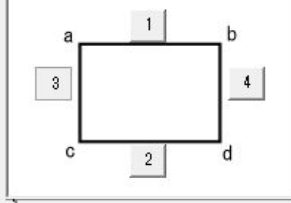
任意荷重

挿入 削除

部 材	1	2	
(始 点)	1	4	
(終 点)	a	d	
(部材長)	2,750	2,800	
荷重名称	任意条件荷重	任意側壁荷重	側壁
荷重タイプ	材直角方向分布荷	材直角方向分布荷	材直角方
荷重時	常時	常時・地震時	常時・
L1 (m)	0.000	0.000	
L2 (m)	2.750	2.800	
P1 (kN, kN/m, °C)	2.500	3.000	
P2 (kN, kN/m, °C)	4.500	3.000	

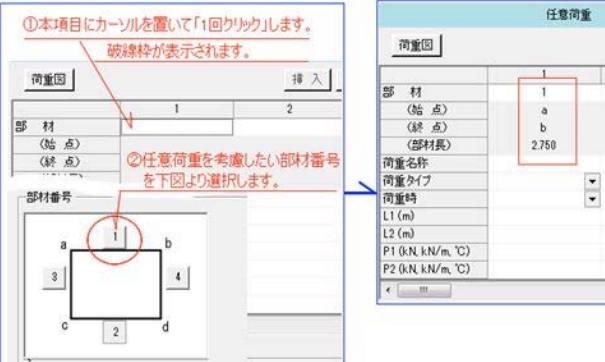
  

部材番号



①本項目にカーソルを置いて「1回クリック」します。  
破線枠が表示されます。

②任意荷重を考慮したい部材番号を下図より選択します。



部 材	1	2
(始 点)	1	4
(終 点)	a	d
(部材長)	2,750	2,800

荷重タイプ

部材直角方向集中荷重

部材直角方向分布荷重

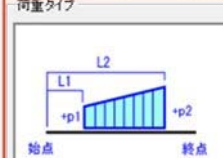
部材軸方向集中荷重

部材軸方向分布荷重

温度上昇・下降

温度差荷重

集中モーメント



任意荷重

挿入 削除

部 材	1	2	3	4
(始 点)	1	3	4	
(終 点)	a	c	d	
(部材長)	2,750	2,800	2,800	
荷重名称	任意条件分布荷重	側壁集中荷重	側壁集中荷重	部材軸方向
荷重タイプ	直角方向分布荷	直角方向集中荷	材方向集中荷重	
荷重時	常時・地震時	常時・地震時	常時	
L1 (m)	0.000	1.500	1.500	
L2 (m)	2.750	---	---	
P1 (kN, kN/m, °C)	5.000	5.300	10.000	
P2 (kN, kN/m, °C)	25.000	---	---	

荷重タイプ

部材直角方向集中荷重

部材直角方向分布荷重

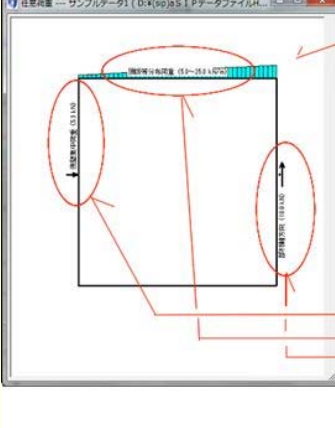
部材軸方向集中荷重

部材軸方向分布荷重

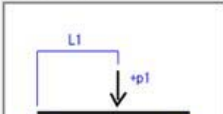
温度上昇・下降

温度差荷重

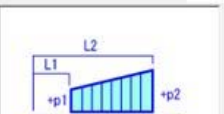
集中モーメント



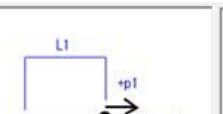
荷重タイプ



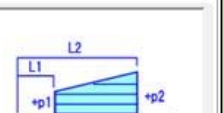
部材直角方向集中荷重




部材直角方向分布荷重




部材軸方向集中荷重



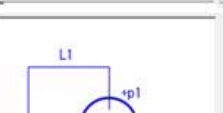
部材軸方向分布荷重



温度上昇・下降



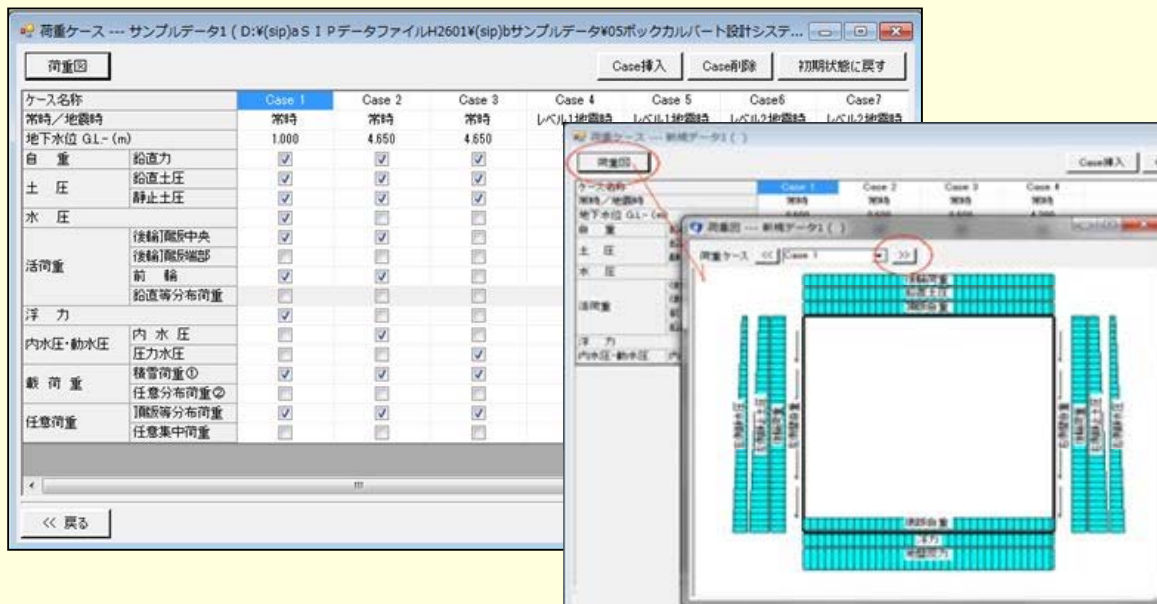
温度差荷重



集中モーメント

## 6. 荷重ケース

基本的な荷重の組合せは（荷重ケース）、システムが荷重構成を判断して自動設定を行います。個別に検討ケースの指定や削除も可能ですが、「初期状態」に戻すことも可能です。また、荷重ケース毎の荷重図の表示も可能です。



## 7. 応力度評価と配筋検討

各部材の断面力の判定は「荷重ケース」毎に表示されます。操作は、骨組図の「頂版」「左側壁」「右側壁」「底版」の各ボタンをクリックする毎に「配筋」「応力度一覧」「変位・断面力図」の表示が切り替わり応力度の計算結果と適正配筋の検討が可能です。

外側鉄筋						内側鉄筋						定着位置(m)
	候補	径	間隔(mm)	径	間隔(mm)	候補	径	間隔(mm)	径	間隔(mm)		(格点から)
下端部	D22-250	22	250			D22-250	22	250				---
支間部	D22-250	22	250			D22-250	22	250				---
上端部	D22-250	22	250			D22-250	22	250				---

曲げ応力度 (右側壁) --- レベル1地震時					
	下部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	上端部
	内側引張	内側引張	---	外側引張	外側引張
M (kNm)	-56.80	---	---	72.17	83.67
N (kN)	-15.43	---	---	90.44	97.66
$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	10.21	---	---	13.04	5.61
$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	240.62	---	---	264.12	151.07
$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18.00	18.00	---	18.00	18.00
$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	246.65	246.65	---	246.65	246.65

せん断応力度・斜引鉄筋 (右側壁) --- レベル1地震時					
	下部 2d	ハンチ端	ハンチ端	上端 2d	
M (kNm)	-54.42	---	---	67.64	
S (kN)	41.49	---	---	75.16	
$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.23	---	---	0.42	
$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.07	---	---	1.13	
$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.95	---	---	1.74	
$\tau_{0a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.25	---	---	2.25	
必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	---	---	---	---	
使用鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	---	---	---	---	
間隔 (mm)	---	---	---	---	

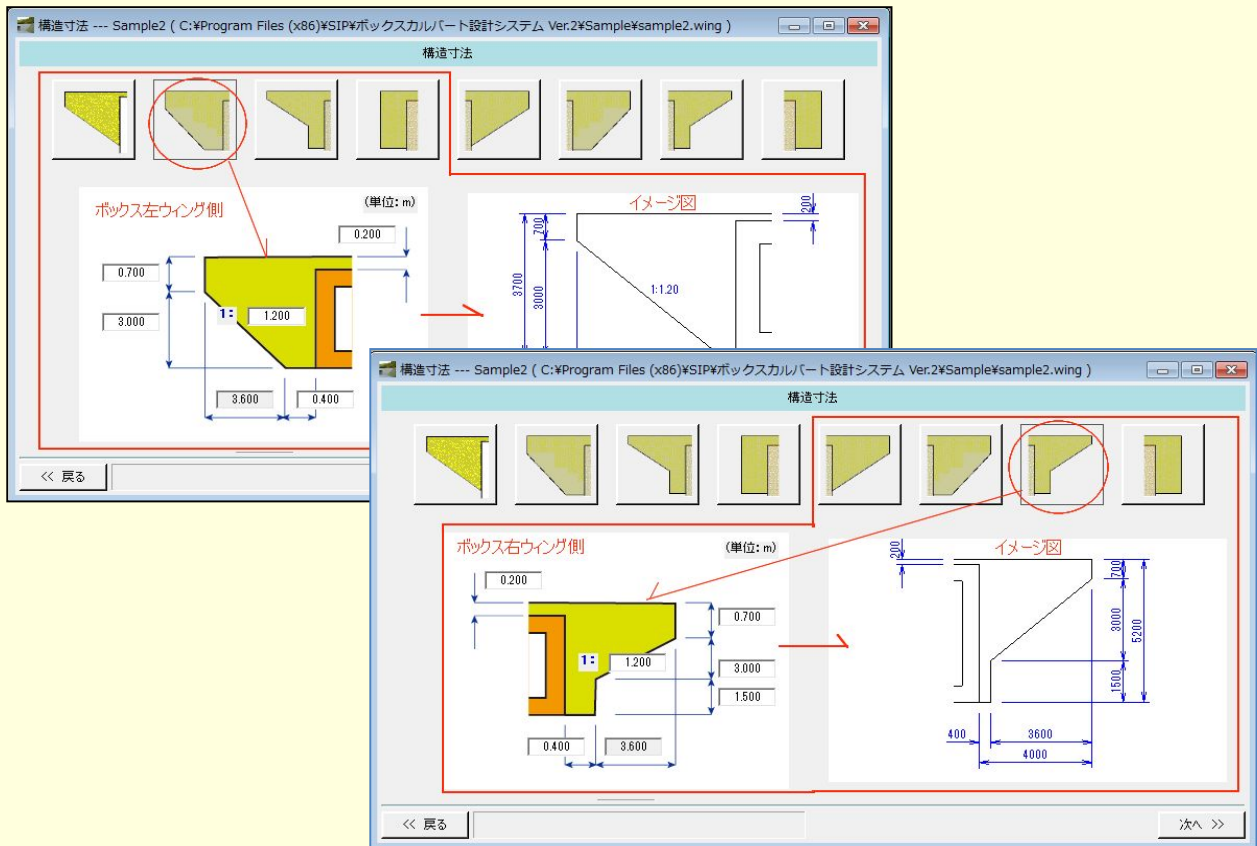
  

外側鉄筋						内側鉄筋						定着位置(m)
	候補	径	間隔(mm)	径	間隔(mm)	候補	径	間隔(mm)	径	間隔(mm)		(格点から)
左端部	D13-250	13	250			D13-250	13	250				---
支間部	D13-250	13	250			D13-250	13	250				---
右端部	D13-125	16	100			D13-250	13	250				1.07

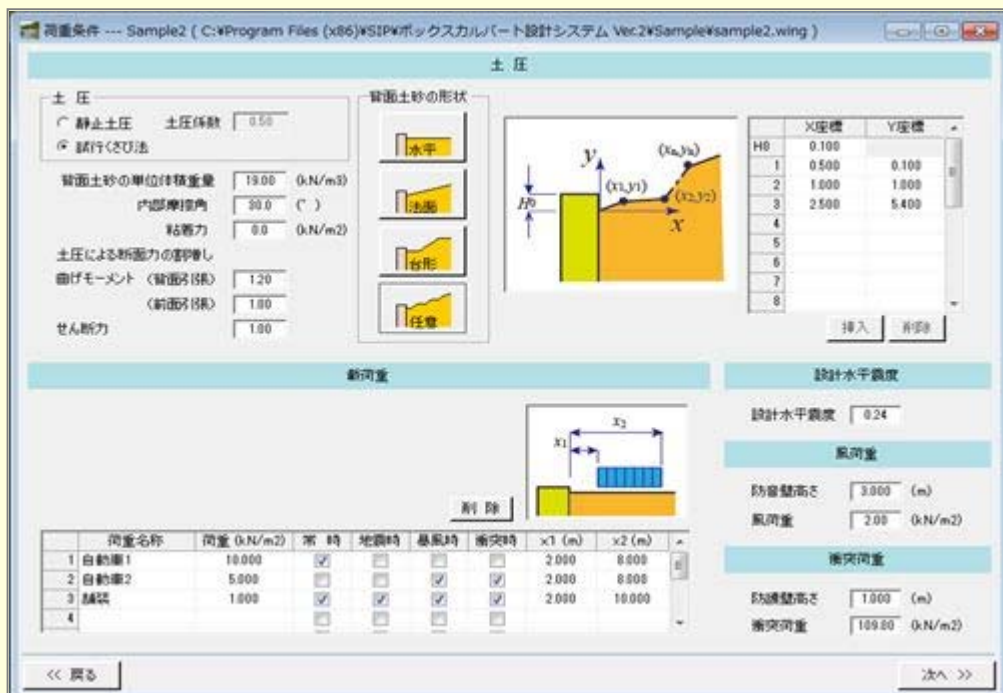
2段配筋の場合

## 8. ボックスウイングの検討

1. ウイングの構造寸法入力は、左ウイングを指定するときは「左側ウイング用」形状ボタンをクリックし右側ウイングを指定する場合は、「右側ウイング用」形状ボタンをクリックし形状寸法を入力します。計算事態は、片側毎に計算を行います。



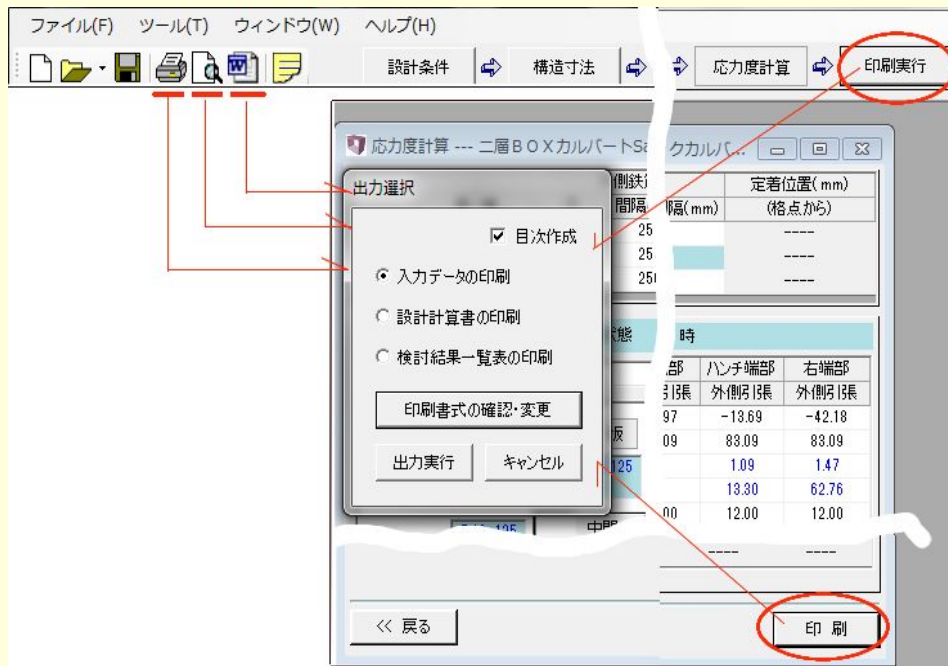
2. ウイングの荷重条件の入力項目です。  
任意の背面土砂形状の指定や等分布荷重を任意に指定も可能です。





## 9. 印刷機能

1. 計算書の印刷は、複数の項目から印刷が可能です。何れの操作も「印刷選択」画面が表示されますので印刷項目を指定し「印刷プレビュー」画面で内容確認後、プリンター出力が可能です。



2. 印刷プレビュー画面です。  
表示ページの文字検索や分割印刷指定等が可能です。



**1 設計条件**

**1.1 基礎設計**  
土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」平成21年3月  
農林水産省 農林振興局

**1.2 使用管種**  
配管用アーク溶接炭素鋼管φ800(STPY 400)  
外径 D=812.8 (mm) , 管厚 T=8.4 (mm)

**1.3 管まよの諸値**  
管まよの要綱種 A種  
管まよの継手構造 一体構造管まよ (可とう継手あり)

管まよの単位重 97.0 (kg/m)  
モルタルの単位重 21.0 (kg/m<sup>3</sup>)  
管まよのヤング係数 200,000×10<sup>9</sup> (N/m<sup>2</sup>)  
管まよのポアソン比 0.300  
管まよの有効長 8,000 (m)  
管まよの土練り 1,200 (m)

**1.4 地盤条件**

層厚 (m)	土質	γ (kg/m <sup>3</sup> )	γ' <sup>*</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	C (kg/m <sup>2</sup> )	φ (度)	N値	F (kg)	D <sub>50</sub> (mm)
1	沖積層 砂質土	15.00	5.00	10.0	5.0	2.0	40.0	0.080
2	沖積層 砂質土	17.50	7.50	0.0	20.5	2.0	40.0	0.080
3	沖積層 砂質土	18.00	8.00	0.0	24.5	8.0	30.0	0.150
4	沖積層 砂質土	18.00	8.00	30.0	10.0	8.0	30.0	0.150
5	沖積層 砂質土	20.00	10.00	0.0	30.0	15.0	0.0	0.350
Σ								

地下水位 G.L. - 1,000 (m)  
表層地盤のせん断弾性波速度 V<sub>s</sub> 81.80 (m/s)  
基礎のせん断弾性波速度 V<sub>s</sub> 300.00 (m/s)  
基礎地震動の速度応答スペクトル S<sub>v</sub> 0.900 (m/s)



# ボックスカルバート設計システム +ボックスカルバートウイングの設計

土地改良事業計画設計、日本道路協会、日本下水道協会の設計基準に準拠

価格 ¥209,000-(税+HASP 込)

本商品を別保有 HASP に追加登録する場合、価格は¥198,000-(税込)となります。

## 適用基準

### ○土地改良設計基準

- 「水路工」(H26/3)
- 「耐震設計」(H27/5)
- 「耐震設計の手引き」(H16/3)

### ○日本道路協会

- 「カルバート工指針」(H22/3)

### ○日本下水道協会

- 「耐震対策指針」(2014年)

## 構造形式

### ○ボックスカルバート

- ・一連 ・二連 ・二層

### ○ボックスウイング

- ・台形3種+長方形1種

## 主な機能

### <ボックスカルバート>

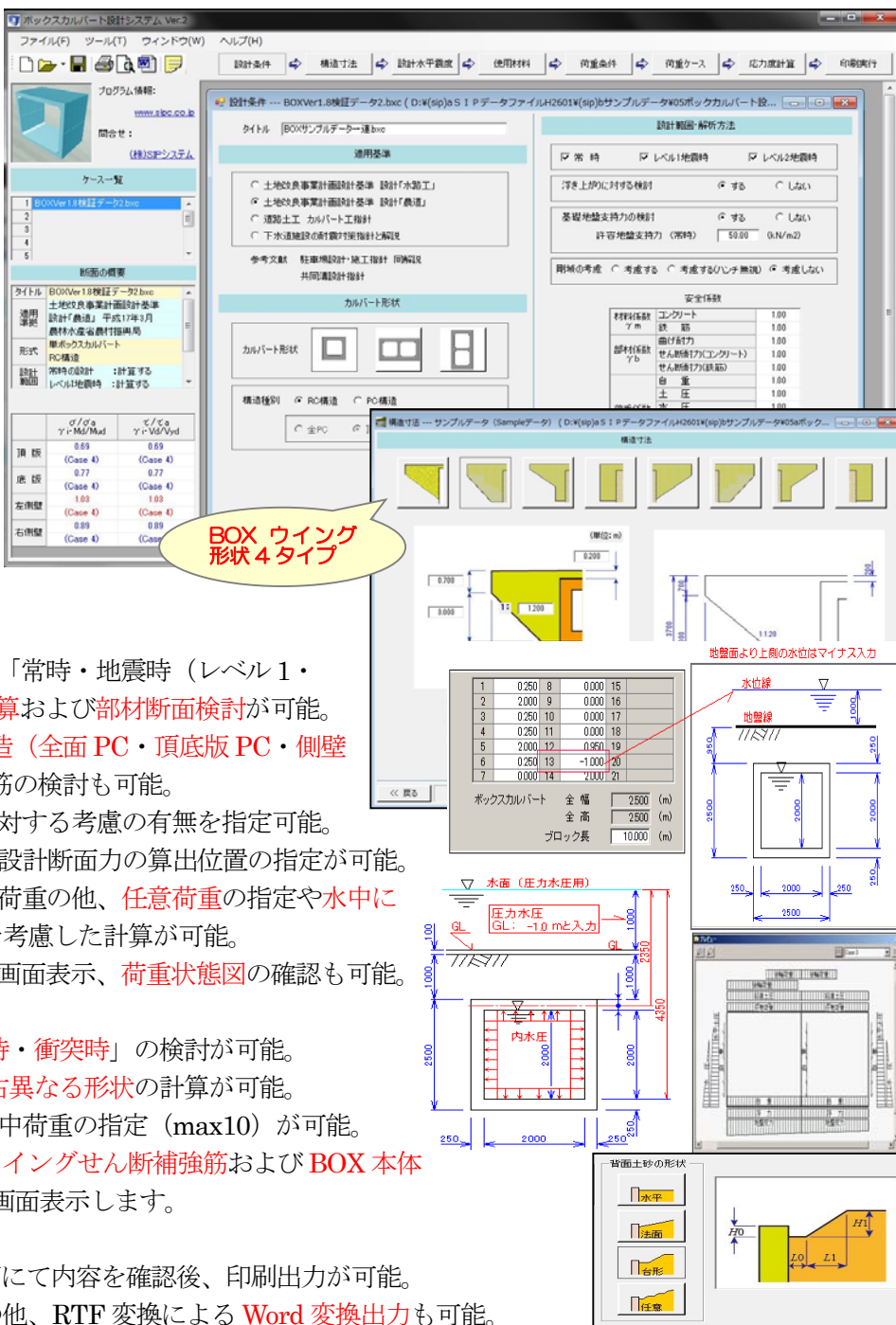
- 設計範囲は、部材断面方向に対して「常時・地震時(レベル1・レベル2(限界状態法))」の安定計算および部材断面検討が可能。
- 構造種別は、RC構造およびPC構造(全面PC・頂底板PC・側壁PC)に対応。また、主鉄筋2段配筋の検討も可能。
- ハンチについてその重量や有効高に対する考慮の有無を指定可能。
- 隅角部の剛域を指定した計算、また設計断面力の算出位置の指定が可能。
- 設計荷重は、土圧、活荷重や地震時荷重の他、任意荷重の指定や水中に埋没した場合の圧力水圧(水頭)を考慮した計算が可能。
- 荷重ケースは自動設定。計算結果を画面表示、荷重状態図の確認も可能。

### <ボックスカルバートウイング>

- 設計範囲は、「常時・地震時・暴風時・衝突時」の検討が可能。
- ウイングは、BOX側壁に対して左右異なる形状の計算が可能。
- 載荷重として任意に等分布荷重や集中荷重の指定(max10)が可能。
- 応力度判定は、ウイング主鉄筋、ウイングせん断補強筋およびBOX本体補強鉄筋について行い、配筋候補を画面表示します。

### <共通項目(出力機能)>

- 計算結果は、画面やプレビュー画面にて内容を確認後、印刷出力が可能。
- 計算書は、罫線枠やフォント指定の他、RTF変換によるWord変換出力も可能。



## システム環境

CONTACT (TEL) : 06-6125-2232 (FAX) : 06-6125-2233

- 基本OS : Windows8 (32bit&64bit)、Windows10&11 (64bit)
- ハード環境 : HD容量500MB以上、メモリ容量4GB以上
- プロテクト方式 : HASP (USB) 方式、オンライン (IN) 方式、ネット認証システム (Lan 対応版)

## お問合せ

ACCESS (URL) : <http://www.sipc.co.jp> (Mail) : [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

株式会社 SIP システム  
〒542-0081  
大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501 (大阪事務所)  
TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

### ご案内

- ・本商品に関するご質問、資料請求、見積依頼等につきましては、お電話、メール等にて弊社「大阪事務所」迄お問合わせ下さい。
- ・弊社ホームページより各商品概要のリーフレット、出力例等のダウンロードや体験版プログラムのお申込み等が可能です。

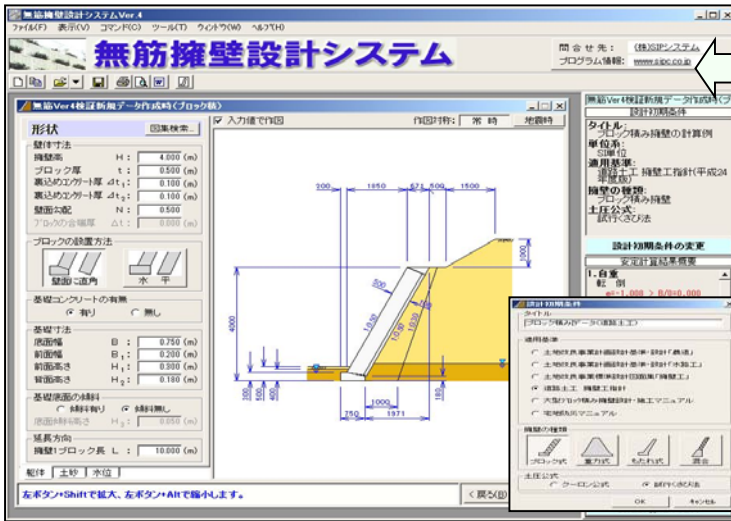


# 土木設計「擁壁・BOX設計シリーズ」のご案内



土木・土地改良設計業務に携わる皆様への「擁壁・BOX設計シリーズ」のご案内です。

土地改良基準「水路工/農道」、道路土工、宅地防災に準拠した「無筋・RC擁壁設計システム」や日本下水道協会に準拠した「ボックスカルバート設計システム」など、擁壁構造物やBOX構造物の設計が可能なソフトウェアをご紹介します。身近な設計ソフトウェアとしてご検討頂ければ幸いです。  
(株)SIPシステム



- < 無筋擁壁設計システム / ¥176,000 (税+HASP込) >
- ①構造形式は「ブロック積擁壁」「大型ブロック積擁壁」「重力式擁壁」「もたれ式擁壁」「混合擁壁」が可能。
  - ②土圧は「クーロン土圧」「試行くさび」から選択可能。
  - ③基礎部は突起の有無や底面の傾斜を考慮可能。
  - ④上載荷重は、自動車・群集・雪荷重の他、任意荷重も可能。
  - ⑤特殊荷重の衝突荷重、落石の衝突荷重、風荷重が可能。
  - ⑥ブロック積、混合擁壁では「示力線法」による安定計算が可能な他、限界高さの計算も可能。
  - ⑦構造物の数量表を作成、CSV出力、SXF出力も可能。
  - ⑧計算書は、プレビュー表示後印刷、Word出力も可能。



- < RC擁壁設計システム / ¥209,000 (税+HASP込) >
- ①擁壁形式は逆T式、L型、逆L型、逆T擁壁型側水路。
  - ②土圧公式は「クーロン土圧」「試行くさび法」「改良試行くさび法」から選択可能。
  - ③基礎部は、直接基礎、杭基礎の他、置換え基礎、段切り基礎の検討が可能。また、重力式では、突起の検討も可能。
  - ④特殊荷重の衝突荷重、落石の衝突荷重、風荷重が可能。
  - ⑤任意荷重(集中荷重および分布荷重)の考慮が可能。
  - ⑥部材検討では、2段配筋の設定や定着長の計算も可能。
  - ⑦標準図集をベースとした「形状寸法自動計算機能」を搭載。
  - ⑧計算書は、プレビュー表示後印刷、Word出力も可能。

- < ボックス+ウイング設計システム / ¥209,000 (税+HASP込) >
- ①形式は、単、二連、二層BOXカルバートに対応。
  - ②構造は、現場打ち、プレキャストRC、プレキャストPCに計算は、断面方向の安定計算と部材照査が可能。
  - ③設計荷重は土圧、活荷重、水圧(内水・外水圧)、浮力および地震時荷重を考慮でき、任意荷重も考慮可能。
  - ④活荷重は、T荷重を含め任意荷重の考慮が可能。
  - ⑤左右の形状が異なるボックスウイングの計算が可能。
  - ⑥地震時の検討では、基準書に準拠した耐震設計レベル1およびレベル2の照査が可能。また、動水圧の考慮も可能。
  - ⑦部材の許容引張応力度については、頂版およびその他部材について個別指定が可能。また、定着長の計算も可能。
  - ⑧計算書は、プレビュー表示後印刷、Word出力も可能。

その他商品のご紹介

1. 「水路設計計算システム」(¥209,000)、「集水樹構造計算システム」(¥220,000)、「長方形板の計算システム」(¥121,000)
2. 「洪水吐水理計算システム」(¥341,000)、「堤体の安定計算システム」(¥198,000)、「水理計算システム(等流不等流)」(¥187,000)
3. 「管網計算システム」&OP商品:「DXFファイルコンバータ」「管路データCSV入出力」「上水道給水量計算」など (HASP+税込価格で表示)

株式会社 SIPシステム  
〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場1-18-24-501  
TEL: 06-6125-2232 FAX: 06-6125-2233  
OS: Windows8, Windows10&11 (32bit&64bit) 対応  
HD: 500MB以上。USBポート&DVD-ROM必須。  
プロテクト方式: HASP方式(USB)またはオンライン方式

<お問い合わせは大阪事務所まで>

- 商品に関するお問合せは、お電話メール等でお受けしております。(受付時間 平日9:00~17:00)
- 商品の詳細は、弊社ホームページでもご確認ください。  
<http://www.sipc.co.jp> [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

### 1. 設計条件

1.1 設計概要  
 1.1.1 設計概要  
 1.1.2 構造形式  
 1.1.3 構造形式及び形状寸法

1.1.4 設計条件  
 1.1.5 設計条件

### 1.2 水平面図

1.2.1 水平面図  
 1.2.2 断面図

### 1.3 断面図

1.3.1 断面図  
 1.3.2 断面図

### 1.4 計算式

1.4.1 計算式  
 1.4.2 計算式

1.4.3 計算式

### ●無筋擁壁設計の出力

- 1) 設計条件
- 2) 安定計算
- 3) 壁応力度計算
- 4) つま先版/突起応力度
- 5) 数量表/断面図

### 1.1 設計条件

1.1.1 設計条件  
 1.1.2 設計条件

### 1.2 安定計算

1.2.1 安定計算  
 1.2.2 安定計算

### 1.3 壁応力度計算

1.3.1 壁応力度計算  
 1.3.2 壁応力度計算

### 1.4 つま先版/突起応力度

1.4.1 つま先版/突起応力度  
 1.4.2 つま先版/突起応力度

### 1.5 数量表/断面図

1.5.1 数量表/断面図  
 1.5.2 数量表/断面図

### 1.6 数量表/断面図

1.6.1 数量表/断面図  
 1.6.2 数量表/断面図

### 1.7 数量表/断面図

1.7.1 数量表/断面図  
 1.7.2 数量表/断面図

### ●RC擁壁設計の出力

- 1) 設計条件
- 2) 土圧計算/荷重の組み合わせ
- 3) 作用力の集計部材断面計算
- 4) 組立て鉄筋図/断面標準図

### 1.1 設計条件

1.1.1 設計条件  
 1.1.2 設計条件

### 1.2 土圧計算/荷重の組み合わせ

1.2.1 土圧計算/荷重の組み合わせ  
 1.2.2 土圧計算/荷重の組み合わせ

### 1.3 作用力の集計部材断面計算

1.3.1 作用力の集計部材断面計算  
 1.3.2 作用力の集計部材断面計算

### 1.4 組立て鉄筋図/断面標準図

1.4.1 組立て鉄筋図/断面標準図  
 1.4.2 組立て鉄筋図/断面標準図

### 1.5 組立て鉄筋図/断面標準図

1.5.1 組立て鉄筋図/断面標準図  
 1.5.2 組立て鉄筋図/断面標準図

### 1.6 組立て鉄筋図/断面標準図

1.6.1 組立て鉄筋図/断面標準図  
 1.6.2 組立て鉄筋図/断面標準図

### 1.7 組立て鉄筋図/断面標準図

1.7.1 組立て鉄筋図/断面標準図  
 1.7.2 組立て鉄筋図/断面標準図



# ボックスカルバート設計システム

Ver2.2

出力例

単ボックスカルバート計算例

+

ボックスカルバートウイングの設計

Ver1.0

出力例

ボックスカルバート左側台形ウイング

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

1	入力データ概要	2
2	安全係数	2
3	構造寸法	3
4	設計水平震度	3
4.1	地盤種別	3
4.2	設計水平震度	3
5	地盤反力係数	3
6	使用材料	4
6.1	単位体積重量	4
6.2	コンクリート	4
6.3	鉄筋	4
6.4	鉄筋配置	5
7	荷重条件	5
7.1	活荷重	5
7.2	土圧係数	5
7.3	圧力水圧	5
7.4	荷重の組合せ	6
8	配筋データ	6
8.1	主鉄筋	6
8.2	斜引張鉄筋	7

## 1 入力データ概要

タイトル:二層Ver1.8sample3.bxc

準拠指針:土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」 平成26年3月

カルバート形状:単ボックスカルバート

構造種別:RC構造

設計範囲: 常 時 計算する  
 レベル1地震時 計算する  
 レベル2地震時 計算する  
 浮上がりに対する検討 検討しない  
 基礎地盤支持力に対する検討 検討しない  
 ハンチによる荷重: 考慮する  
 ハンチによる有効高の増加:無視する  
 剛域の考慮:考慮しない

## 2 安全係数

材料係数 $\gamma_m$	コンクリート	1.00
	鉄筋	1.00
部材係数 $\gamma_b$	曲げ・軸力	1.00
	せん断耐力(コンクリート)	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
荷重係数 $\gamma_f$	自重	1.00
	土圧	1.00
	水圧	1.00
	上載荷重	1.00
	内圧	1.00
	慣性力	1.00
構造解析係数 $\gamma_a$		1.00
構造物係数 $\gamma_i$		1.00

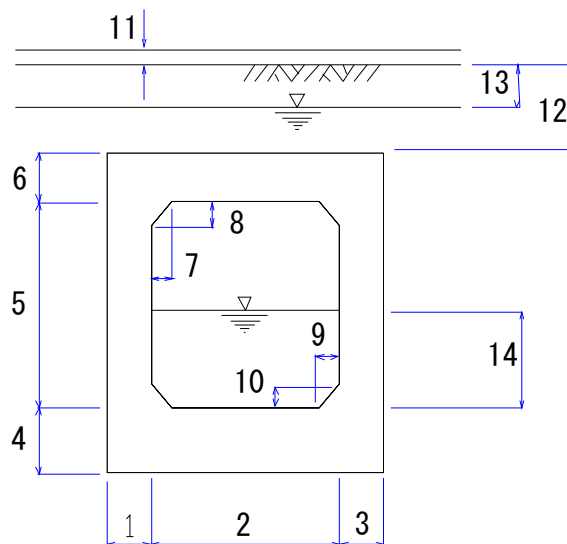


図-1 構造寸法

### 3 構造寸法

(単位:m)

1	0.400	8	0.300	15	----
2	2.000	9	0.300	16	----
3	0.400	10	0.300	17	----
4	0.500	11	0.200	18	----
5	2.000	12	1.200	19	----
6	0.400	13	0.000	20	----
7	0.300	14	3.000	21	----

ボックスカルバート 全幅: 2.800 (m)

全高: 2.900 (m)

ブロック長: 10.000 (m)

### 4 設計水平震度

#### 4.1 地盤種別

	層厚 (m)	堆積 時代	土の 種類	平均 N値	せん断弾性波 速度 (m/sec)
1	4.100	洪積層	砂質土	15.0	172.55
2	15.000	沖積層	粘性土	2.0	128.75
3	5.000	沖積層	砂質土	10.0	100.46

せん断ひずみ  $10^{-3}$

耐震設計上の基盤面 GL- 24.100 (m)

地盤の特性値  $T_G = 0.760$

地盤区分 : III 種地盤

#### 4.2 設計水平震度

設計水平震度(レベル1) 地表面  $K_{h1} : 0.24$

基盤面  $K'_{h1} : 0.20$

(レベル2) 地表面  $K_{h2} : 0.26$

地表面  $K'_{h2} : 0.21$

### 5 地盤反力係数

地盤反力係数の求め方: N値より推定

地盤反力係数  $E_0 = 6400.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の粘着力  $C = 14.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の内部摩擦角  $\phi = 28.0$  (度)



## 6 使用材料

### 6.1 単位体積重量

舗装	湿潤重量	$\gamma_p$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma_p'$	12.70	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{psat}$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
土砂	湿潤重量	$\gamma$	18.00	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma'$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{sat}$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
水	内水	$\gamma_{wi}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
	外水	$\gamma_{wo}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリート		$\gamma_c$	24.50	kN/m <sup>3</sup>

### 6.2 コンクリート

設計基準強度		$\sigma_{ck}$	24.00	N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度		$\sigma_{pa}$	9.00	N/mm <sup>2</sup>
設計荷重 作用時	許容圧縮応力度	$\sigma_{caw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	$\sigma_{taw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
死荷重作用時	許容圧縮応力度	$\sigma_{caw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	$\sigma_{taw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
レベル1 地震時	許容圧縮応力度	$\sigma_{caw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
	許容引張応力度	$\sigma_{taw}$	-----	N/mm <sup>2</sup>
常時 許容せん断 応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.23	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	1.70	N/mm <sup>2</sup>
地震時 許容せん断 応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.35	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	2.55	N/mm <sup>2</sup>
許容付着応力度		$\tau_{0a}$	1.60	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_c$	25000	N/mm <sup>2</sup>
線膨張係数			0.000010	

### 6.3 鉄筋

鉄筋種別: SD295

配筋ピッチ: 125または250

設計引張応力度	常時(頂版)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	常時(その他)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	地震時	$\sigma_{sa}$	264.0	N/mm <sup>2</sup>
降伏点強度		$\sigma_{sy}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_s$	200000	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋設計降伏強度		$f_{wyd}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋が部材軸となす角度		$\alpha_s$	45.0	°

## 6.4 鉄筋配置

かぶり	頂版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	底版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	左側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	右側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	隔壁		100 mm
	1～2段目の鉄筋離れ		

## 7 荷重条件

### 7.1 活荷重

活荷重: T-25

後輪荷重: 100.00 (kN)

前輪荷重: 25.00 (kN)

衝撃係数: 0.300

低減係数: 0.900

等分布荷重: 10.00 (kN)

### 7.2 土圧係数

鉛直土圧係数: 1.00 , 水平土圧係数: 0.50

### 7.3 圧力水圧

圧力水による静水圧を考慮しない。

## 7.4 荷重の組合せ

ケース名称		Case 4	Case 6	Case 8
常時／地震時		常 時	レベル1地震時	レベル2地震時
地下水位 G.L.- (m)		4.300	4.300	4.300
自重	鉛直力	○	○	○
	慣性力		○	○
鉛直土圧		○	○	○
水平土圧	静止土圧	○	○	○
	地震時土圧		○	○
地震時周面せん断力			○	○
水 圧				
活荷重	後輪頂版中央	○		
	後輪頂版端部			
	前 輪	○		
	鉛直等分布荷重			
	水平等分布荷重	○		
浮 力				
内水圧・動水圧	内水圧	○	○	
	動水圧			
	圧力水圧			

## 8 配筋データ

### 8.1 主鉄筋

		引張鉄筋		圧縮鉄筋	
頂 版	左端	D16-125	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	右端	D16-125	-----	D16-125	-----
底 版	左端	D16-125	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	右端	D16-125	-----	D16-125	-----
左側壁	下端	D16-125	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	上端	D16-125	-----	D16-125	-----
右側壁	下端	D16-250	-----	D16-125	-----
	中央	D16-125	-----	D16-125	-----
	上端	D16-125	-----	D16-125	-----

## 8.2 斜引張鉄筋

		2d	ハンチ	ハンチ	2d
頂版	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----
底版	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----
左側壁	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----
右側壁	間隔	-----	-----	-----	-----
	鉄筋径	-----	-----	-----	-----
	本数	-----	-----	-----	-----



1	設計条件	4
1.1	準拠指針	4
1.2	構造形式及び形状寸法	4
1.3	使用材料	5
1.3.1	単位体積重量	5
1.3.2	コンクリート	5
1.3.3	鉄筋	5
1.4	荷重	6
1.4.1	活荷重	6
1.4.2	土圧	6
1.5	地盤反力係数	6
1.6	安全係数	6
1.7	地盤種別	7
1.8	設計水平震度	7
2	荷重の計算	8
2.1	ボックスカルバート自重	8
2.1.1	鉛直荷重	8
2.1.2	水平荷重	9
2.1.3	レベル2地震時鉛直荷重	9
2.1.4	レベル2地震時水平荷重	10
2.2	鉛直土圧	10
2.2.1	地下水位:        --- (m)	10
2.3	水平土圧および水圧	11
2.3.1	地下水位:        --- (m)	11
2.4	内水圧・動水圧	12
2.4.1	内水圧／水重	12
2.4.2	動水圧	12
2.5	活荷重	12
2.5.1	後輪荷重	12
2.5.2	前輪荷重	13
2.5.3	等分布活荷重	13
2.6	地震時周面せん断力	14
2.6.1	地盤の動的せん断弾性係数	14
2.6.2	設計応答速度	15
2.6.3	地震時周面せん断力	15
2.7	地震時土圧	17
2.7.1	地盤反力係数	17
2.7.2	応答変位による地震時土圧	18
2.8	地盤反力	19
2.8.1	Case 4	19
3	骨組み解析	20
3.1	解析モデル	20
3.1.1	骨組み図	20
3.1.2	物理定数	20
3.1.3	節点座標	20

3.1.4	部材の断面定数	20
3.2	Case 4 (常時)	21
3.2.1	支持条件	21
3.2.2	荷重条件	21
3.2.3	荷重図	22
3.2.4	解析結果	23
3.3	Case 6 (レベル1地震時)	26
3.3.1	支持条件	26
3.3.2	荷重条件	26
3.3.3	荷重図	27
3.3.4	解析結果	28
3.4	Case 8 (レベル2地震時)	31
3.4.1	支持条件	31
3.4.2	荷重条件	31
3.4.3	荷重図	32
3.4.4	解析結果	33
4	断面設計	36
4.1	計算式	36
4.1.1	鉄筋コンクリート断面の応力度	36
4.1.2	レベル2地震動に対する照査	36
4.1.3	せん断力に対する照査	38
4.1.4	付着応力度の照査	40
4.2	鉄筋組立図	41
4.3	Case 4 (常時)	42
4.3.1	頂版	42
4.3.1.1	左端部曲げ応力度の計算	42
4.3.1.2	曲げ応力度一覧表	43
4.3.1.3	左端 H/2位置せん断応力度の計算	43
4.3.1.4	付着応力度の照査	44
4.3.1.5	せん断応力度一覧表	45
4.3.2	底版	46
4.3.2.1	曲げ応力度一覧表	46
4.3.2.2	せん断応力度一覧表	47
4.3.3	左側壁	48
4.3.3.1	下端部曲げ応力度の計算	48
4.3.3.2	曲げ応力度一覧表	49
4.3.3.3	せん断応力度一覧表	50
4.3.4	右側壁	51
4.3.4.1	曲げ応力度一覧表	51
4.3.4.2	せん断応力度一覧表	52
4.4	Case 6 (レベル1地震時)	53
4.4.1	頂版	53
4.4.1.1	左端部曲げ応力度の計算	53
4.4.1.2	曲げ応力度一覧表	54
4.4.1.3	左端 H/2位置せん断応力度の計算	54
4.4.1.4	付着応力度の照査	55
4.4.1.5	せん断応力度一覧表	56
4.4.2	底版	57
4.4.2.1	曲げ応力度一覧表	57

4.4.2.2	せん断応力度一覧表	58
4.4.3	左側壁	59
4.4.3.1	下端部曲げ応力度の計算	59
4.4.3.2	曲げ応力度一覧表	60
4.4.3.3	せん断応力度一覧表	61
4.4.4	右側壁	62
4.4.4.1	曲げ応力度一覧表	62
4.4.4.2	せん断応力度一覧表	63
4.5	Case 8 (レベル2地震時)	64
4.5.1	頂版	64
4.5.1.1	左端部曲げ耐力の計算	64
4.5.1.2	曲げ耐力一覧表	65
4.5.1.3	左端 H/2位置せん断耐力の計算	65
4.5.1.4	せん断耐力一覧表	67
4.5.2	底版	68
4.5.2.1	曲げ耐力一覧表	68
4.5.2.2	せん断耐力一覧表	68
4.5.3	左側壁	69
4.5.3.1	曲げ耐力一覧表	69
4.5.3.2	せん断耐力一覧表	69
4.5.4	右側壁	70
4.5.4.1	曲げ耐力一覧表	70
4.5.4.2	せん断耐力一覧表	70
4.6	計算結果一覧表	71
4.6.1	曲げモーメントに対する照査	71
4.6.2	せん断力に対する照査	75
5	定着長の検討	79
5.1	鉄筋定着位置の決定方法	79
5.2	頂版	79
5.2.1	左端部	79
5.2.1.1	計算上鉄筋が不要となる位置	79
5.2.1.2	コンクリートに引張が生じない位置	79
5.2.1.3	定着位置	79
5.2.2	右端部	79
5.2.2.1	計算上鉄筋が不要となる位置	79
5.2.2.2	コンクリートに引張が生じない位置	79
5.3	底版	80
5.3.1	左端部	80
5.3.1.1	計算上鉄筋が不要となる位置	80
5.3.1.2	コンクリートに引張が生じない位置	80
5.3.1.3	定着位置	80
5.3.2	右端部	80
5.3.2.1	計算上鉄筋が不要となる位置	80
5.3.2.2	コンクリートに引張が生じない位置	80
6	浮上りに対する検討	81

# 1 設計条件

## 1.1 準拠指針

土地改良事業計画設計基準  
設計「水路工」平成26年3月

## 1.2 構造形式及び形状寸法

RC構造

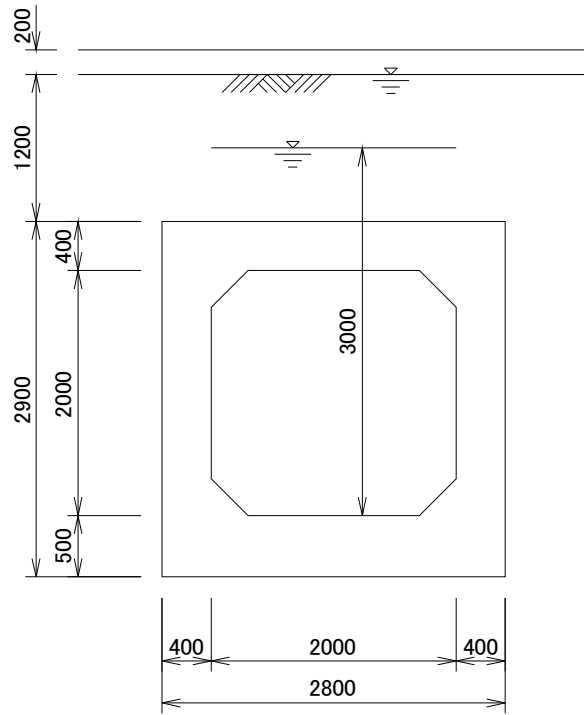


図-1 構造寸法図

全幅: 2.800 (m) , 全高: 2.900 (m)

ブロック長: 10.000 (m)

ハンチ寸法: 0.300 × 0.300 (m) (上側ハンチ)

0.300 × 0.300 (m) (下側ハンチ)

### 1.3 使用材料

#### 1.3.1 単位体積重量

舗装	湿潤重量	$\gamma_p$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma_p'$	12.70	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{psat}$	22.50	kN/m <sup>3</sup>
土砂	湿潤重量	$\gamma$	18.00	kN/m <sup>3</sup>
	水中重量	$\gamma'$	9.00	kN/m <sup>3</sup>
	飽和重量	$\gamma_{sat}$	19.00	kN/m <sup>3</sup>
水	内水	$\gamma_{wi}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
	外水	$\gamma_{wo}$	9.80	kN/m <sup>3</sup>
鉄筋コンクリート		$\gamma_c$	24.50	kN/m <sup>3</sup>

#### 1.3.2 コンクリート

設計基準強度		$\sigma_{ck}$	24.00	N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度		$\sigma_{ca}$	9.00	N/mm <sup>2</sup>
常時 許容せん断応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.23	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	1.70	N/mm <sup>2</sup>
地震時 許容せん断応力度	コンクリートのみで 負担する場合	$\tau_{a1}$	0.35	N/mm <sup>2</sup>
	斜引張鉄筋と共同で 負担する場合	$\tau_{a2}$	2.55	N/mm <sup>2</sup>
許容付着応力度		$\tau_{0a}$	1.60	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_c$	25000	N/mm <sup>2</sup>
線膨張係数			0.000010	

#### 1.3.3 鉄筋

鉄筋種別: SD295

設計引張応力度	常時(頂版)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	常時(その他)	$\sigma_{sa}$	157.0	N/mm <sup>2</sup>
	地震時	$\sigma_{sa}$	264.0	N/mm <sup>2</sup>
降伏点強度		$\sigma_{sy}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数		$E_s$	200000	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋設計降伏強度		$f_{wyd}$	295.0	N/mm <sup>2</sup>
せん断補強鉄筋が部材軸となす角度		$\alpha_s$	45.0	°

## 鉄筋配置

かぶり	頂版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	底版	外側	100 mm
		内側	100 mm
	左側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	右側壁	外側	100 mm
		内側	100 mm
	隔壁		100 mm
	1～2段目の鉄筋離れ		

## 1.4 荷重

### 1.4.1 活荷重

T-25 後輪: $P_r = 100.00$  (kN)

前輪: $P_f = 25.00$  (kN)

衝撃係数: 0.300

低減係数: 0.900

等分布活荷重:  $10.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

### 1.4.2 土圧

鉛直土圧係数: $K_H = 1.00$

水平土圧係数: $K_V = 0.50$

## 1.5 地盤反力係数

地盤反力係数  $E_0 = 6400.0$  (kN/m<sup>2</sup>) (ただし、N値より推定)

地盤の粘着力  $C = 14.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の内部摩擦角  $\phi = 28.0$  (度)

## 1.6 安全係数

材料係数 $\gamma_m$	コンクリート	1.00
	鉄筋	1.00
部材係数 $\gamma_b$	曲げ・軸力	1.00
	せん断耐力(コンクリート)	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
荷重係数 $\gamma_f$	自重	1.00
	土圧	1.00
	水圧	1.00
	上載荷重	1.00
	内圧	1.00
	慣性力	1.00
構造解析係数 $\gamma_a$		1.00
構造物係数 $\gamma_i$		1.00

## 1.7 地盤種別

	層厚 H <sub>i</sub> (m)	堆積時代	土の種類	平均N値 N <sub>i</sub>	せん断 弾性波速度 V <sub>si</sub> (m/sec)	H <sub>i</sub> /V <sub>si</sub> (sec)
1	4.100	洪積層	砂質土	15.0	172.55	0.024
2	15.000	沖積層	粘性土	2.0	128.75	0.117
3	5.000	沖積層	砂質土	10.0	100.46	0.050
	24.100					0.190

せん断弾性波速度 V<sub>si</sub>

せん断ひずみ 10<sup>-3</sup>

洪積層 粘性土 V<sub>si</sub>= 129 N<sub>i</sub><sup>0.183</sup> (m/sec)

〃 砂質土 V<sub>si</sub>= 123 N<sub>i</sub><sup>0.125</sup> (m/sec)

沖積層 粘性土 V<sub>si</sub>= 122 N<sub>i</sub><sup>0.0777</sup>(m/sec)

〃 砂質土 V<sub>si</sub>=61.8 N<sub>i</sub><sup>0.211</sup> (m/sec)

ここに、N<sub>i</sub>:平均N値

地盤の特性値

$$T_G = 4 \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.190 = 0.760 \text{ (sec)}$$

耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T <sub>G</sub> (sec)
I種	T <sub>G</sub> < 0.2
II種	0.2 ≤ T <sub>G</sub> < 0.6
III種	0.6 ≤ T <sub>G</sub>

よって、III種

## 1.8 設計水平震度

設計水平震度(レベル1) 地表面 K<sub>h1</sub> : 0.24

基盤面 K'<sub>h1</sub>: 0.20

(レベル2) 地表面 K<sub>h2</sub> : 0.26

地表面 K'<sub>h2</sub>: 0.21

## 2 荷重の計算

### 2.1 ボックスカルバート自重

#### 2.1.1 鉛直荷重

頂版

$$w_{s1} = \frac{B \cdot t_s}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{2.800 \times 0.400}{2.400} \times 24.50 = 11.433 \quad (\text{kN/m}^2)$$

頂版ハンチ

$$w_{s2} = \frac{b \cdot h}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{0.300 \times 0.300}{2.400} \times 24.50 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量 } w_s = 11.433 + 0.919 = 12.352 \quad (\text{kN/m}^2)$$

底版

$$w_{f1} = \frac{B \cdot t_f}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{2.800 \times 0.500}{2.400} \times 24.50 = 14.292 \quad (\text{kN/m}^2)$$

底版ハンチ

$$w_{f2} = \frac{b \cdot h}{B_0} \cdot \gamma_c = \frac{0.300 \times 0.300}{2.400} \times 24.50 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量 } w_f = 14.292 + 0.919 = 15.210 \quad (\text{kN/m}^2)$$

左側壁

$$w_{w1} = t_w \cdot \gamma_c = 0.400 \times 24.50 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

右側壁

$$w_{w2} = t_w \cdot \gamma_c = 0.400 \times 24.50 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、	B	: ボックスカルバート全幅	(m)
	B <sub>0</sub>	: ボックスカルバート骨組幅	(m)
	H	: ボックスカルバート内空高	(m)
	H <sub>0</sub>	: ボックスカルバート骨組高	(m)
	t <sub>s</sub>	: 頂版厚さ	(m)
	t <sub>f</sub>	: 底版厚さ	(m)
	t <sub>w</sub>	: 側壁厚さ	(m)
	b	: ハンチ幅	(m)
	h	: ハンチ高	(m)



### 2.1.2 水平荷重

$$\text{頂版} \quad w_{hs1} = w_{s1} \cdot k_{hb(1.400)} = 11.433 \times 0.24 = 2.717 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版ハンチ} \quad w_{hs2} = w_{s2} \cdot k_{hb(1.700)} = 0.919 \times 0.24 = 0.218 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量} \quad w_{hs} = 2.717 + 0.218 = 2.935 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版} \quad w_{hf1} = w_{f1} \cdot k_{hb(3.850)} = 14.292 \times 0.23 = 3.339 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版ハンチ} \quad w_{hf2} = w_{f2} \cdot k_{hb(3.500)} = 0.919 \times 0.23 = 0.215 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量} \quad w_{hf} = 3.339 + 0.215 = 3.554 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{左側壁} \quad w_{hw1} = w_{w1} \cdot k_{hb(2.600)} = 9.800 \times 0.24 = 2.310 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{右側壁} \quad w_{hwr} = w_{wr} \cdot k_{hb(2.600)} = 9.800 \times 0.24 = 2.310 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $k_{hb(z)}$  : 深度 $z(\text{m})$ における設計水平震度

$$k_{hb(z)} = \frac{k'_{h1} - k_{h1}}{H} \cdot z + k_{h1} = \frac{0.20 - 0.24}{24.100} \cdot z + 0.24$$

### 2.1.3 レベル2地震時鉛直荷重

$$\text{頂版} \quad w_{s1-2} = \gamma_f \cdot w_{s1} = 1.00 \times 11.433 = 11.433 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版ハンチ} \quad w_{s2-2} = \gamma_f \cdot w_{s2} = 1.00 \times 0.919 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量} \quad w_{hs} = 11.433 + 0.919 = 12.352 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版} \quad w_{f1-2} = \gamma_f \cdot w_{f1} = 1.00 \times 14.292 = 14.292 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版ハンチ} \quad w_{f2-2} = \gamma_f \cdot w_{f2} = 1.00 \times 0.919 = 0.919 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量} \quad w_{hf} = 14.292 + 0.919 = 15.210 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{左側壁} \quad w_{w1-2} = \gamma_f \cdot w_{w1} = 1.00 \times 9.800 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{右側壁} \quad w_{wr-2} = \gamma_f \cdot w_{wr} = 1.00 \times 9.800 = 9.800 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_f$ : 荷重係数

## 2.1.4 レベル2地震時水平荷重

$$\text{頂版} \quad w_{hs1-2} = \gamma_f \cdot w_{s1} \cdot k_{hb-2(1.400)} = 1.00 \times 11.433 \times 0.26 = 2.939 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版ハンチ} \quad w_{hs2-2} = \gamma_f \cdot w_{s2} \cdot k_{hb-2(1.700)} = 1.00 \times 0.919 \times 0.26 = 0.236 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{頂版全重量} \quad w_{hs} = 2.939 + 0.236 = 3.175 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版} \quad w_{hf1-2} = \gamma_f \cdot w_{f1} \cdot k_{hb-2(3.850)} = 1.00 \times 14.292 \times 0.25 = 3.602 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版ハンチ} \quad w_{hf2-2} = \gamma_f \cdot w_{f2} \cdot k_{hb-2(3.500)} = 1.00 \times 0.919 \times 0.25 = 0.232 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{底版全重量} \quad w_{hf} = 3.602 + 0.232 = 3.834 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{左側壁} \quad w_{hw1-2} = \gamma_f \cdot w_{w1} \cdot k_{hb-2(2.600)} = 1.00 \times 9.800 \times 0.25 = 2.495 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{右側壁} \quad w_{hwr-2} = \gamma_f \cdot w_{wr} \cdot k_{hb-2(2.600)} = 1.00 \times 9.800 \times 0.25 = 2.495 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_f$  : 荷重係数

$k_{hb-2(z)}$  : 深度 $z(\text{m})$ におけるレベル2地震時の設計水平震度

$$k_{hb(z)} = \frac{k'_{h2} - k_{h2}}{H} \cdot z + k_{h2} = \frac{0.21 - 0.26}{24.100} \cdot z + 0.26$$

## 2.2 鉛直土圧

### 2.2.1 地下水位: ——— (m)

$$p_{wd} = \alpha \cdot (\gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot t_d)$$

$$= 1.00 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.200) = 26.100 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$(\text{レベル2地震時}) \quad p_{wd-2} = \gamma_f \cdot p_{wd} = 1.00 \times 26.100 = 26.100 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_p$	: 舗装の単位体積重量	22.50 (m)
$\gamma_{psat}$	: 舗装の飽和重量	22.50 (m)
$\gamma$	: 土砂の単位体積重量	18.00 (m)
$\gamma_{sat}$	: 土砂の飽和重量	19.00 (m)
$t_p$	: 舗装厚	0.200 (m)
$t_d$	: 土かぶり厚	1.200 (m)
$h_w$	: 地下水位	(m)
$\alpha$	: 鉛直土圧係数	(m)
$\gamma_f$	: 荷重係数	

## 2.3 水平土圧および水圧

### 2.3.1 地下水位: — (m)

水平土圧

$$p_{hd(z)} = k_0 \cdot \sigma_{v(z)}$$

ここで、 $p_{hd(z)}$  : 深度 $z$ (m)における水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_0$  : 静止土圧係数  $k_0=0.50$

$\sigma_{v(z)}$  : 深度 $z$ (m)における鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} p_{hd(1.600)} &= k_0 \cdot \{ \gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot h_w \} \\ &= 0.50 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.400) = 14.850 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{hd(4.050)} &= k_0 \cdot \{ \gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot h_w \} \\ &= 0.50 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 3.850) = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{hd(4.050)} &= k_0 \cdot \{ \gamma_p \cdot t_p + \gamma \cdot h_w + \gamma' \cdot (z - h_w) \} \\ &= 0.50 \times (22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 3.850 + 9.00 \times 0.000) = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ただし、 $\gamma_p$  : 舗装の単位体積重量 22.50 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma$  : 土砂の単位体積重量 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土砂の水中重量 9.00 (kN/m<sup>3</sup>)

$t_p$  : 舗装厚 0.200 (m)

$h_w$  : 地下水位 (m)

(レベル2地震時)

$$p_{hd-2(1.600)} = \gamma_f \cdot p_{hd(1.400)} = 1.00 \times 14.850 = 14.850 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{hd-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hd(3.850)} = 1.00 \times 36.900 = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{hd-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hd(3.850)} = 1.00 \times 36.900 = 36.900 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、 $\gamma_f$  : 荷重係数

水圧

$$p_{hw(4.050)} = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\begin{aligned} p_{hw(4.050)} &= \gamma_w \cdot (z - h_w) \\ &= 9.80 \times 0.000 = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

(レベル2地震時)

$$p_{hw-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hw(3.850)} = 1.00 \times 0.000 = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{hw-2(4.050)} = \gamma_f \cdot p_{hw(3.850)} = 1.00 \times 0.000 = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 2.4 内水圧・動水圧

### 2.4.1 内水圧/水重

内水位: $h_w=3.000$  (m)

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w = 9.80 \times 3.000 = 29.400 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(レベル2地震時)

$$p_{w-2} = \gamma_f \cdot p_w = 1.00 \times 29.400 = 29.400 \quad (\text{kN/m}^2)$$

### 2.4.2 動水圧

自由水面がない場合(満水時)

$$p = k_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2}$$

自由水面がある場合(Westergaard法)

$$p(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot z}$$

レベル2地震時

$$p_2 = \gamma_f \cdot p_{(z)-2} = \gamma_f \cdot p(z)$$

ここで、 $p$	: 動水圧	( $\text{kN/m}^2$ )
$k_h$	: 設計水平震度	
$\gamma_w$	: 水の単位体積重量	( $\text{kN/m}^3$ )
$B$	: ボックスカルバートの内空幅	(m)
$H$	: 水深	(m)
$z$	: 深さ	(m)
$\gamma_f$	: 荷重係数	

内水位: $h_w=3.000$  (m)

レベル1地震時

$$p = k_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} = 0.24 \times 9.80 \times \frac{2.000}{2} = 4.990 \quad (\text{kN/m}^2)$$

レベル2地震時

$$p = \gamma_f \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} = 1.00 \times 0.25 \times \frac{9.800}{2} = 2.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

## 2.5 活荷重

### 2.5.1 後輪荷重

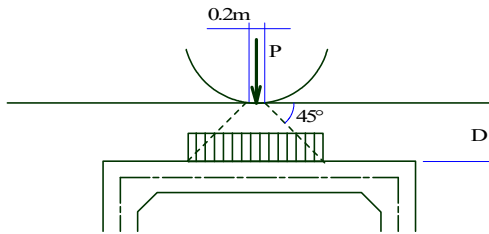


図-2 輪荷重の分布

後輪荷重:  $P_r = 100.00$  (kN) (T-25)

$$P_{wr} = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 100.00}{2.75} \times (1+0.30) = 94.545 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wlr} = \frac{P_{wr} \cdot \beta}{2D+0.2} = \frac{94.545 \times 0.90}{2 \times 1.400 + 0.2} = 28.364 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、 $P_{wr}$  : 車両占有幅あたりの後輪荷重 (kN/m)  
 $P_{wlr}$  : 頂版に作用する後輪による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\beta$  : 断面力の低減係数

後輪荷重による水平土圧

$$h_{wlr} = P_{wlr} \cdot k_0 = 28.364 \times 0.50 = 14.182 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2.5.2 前輪荷重

前輪荷重:  $P_f = 25.00$  (kN)

$$P_{wf} = \frac{2P_f}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 25.00}{2.75} \times (1+0.30) = 23.636 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{wlf} = \frac{P_{wf}}{2D+0.2} = \frac{23.636}{2 \times 1.400 + 0.2} = 7.879 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、 $P_{wf}$  : 車両占有幅あたりの前輪荷重 (kN/m)  
 $P_{wlf}$  : 頂版に作用する前輪による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

前輪荷重による水平土圧

$$h_{wlf} = P_{wlf} \cdot k_0 = 7.879 \times 0.50 = 3.939 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2.5.3 等分布活荷重

$q = 10.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

等分布活荷重による水平土圧  $p_{hq} = 0.50 \times 10.00 = 5.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

## 2.6 地震時周面せん断力

### 2.6.1 地盤の動的せん断弾性係数

$$G_D = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2$$
$$= \frac{18.00}{9.8} \times 138.0^2 = 34999.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $G_D$  : 地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_t$  : 地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
 $N_i$  : 平均N値  $N_i=15.0$ (砂質土)  
 $V_{DSi}$  : 地盤のせん断弾性波速度 (m/s)  
 $V_{DSi}=0.80 \times 172.6=138.0$ (m/s)  
 $V_{Si}$  : 地盤の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 $V_{Si} = 123 \times 15.0^{0.125} = 172.6$ (m/sec) (せん断ひずみ  $10^{-3}$ )  
 $c_v$  : 補正係数  
 $c_v = 0.8$  ( $V_{Si} < 300$  m/s)  
 $c_v = 1.0$  ( $V_{Si} \geq 300$  m/s)

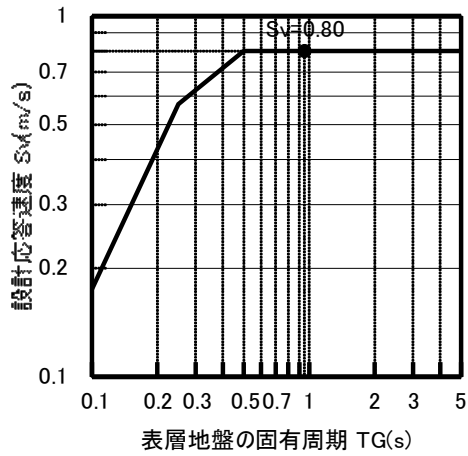


図-3 設計応答速度(レベル1地震時)

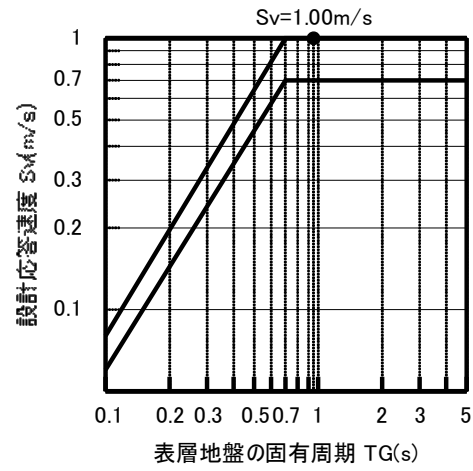


図-4 設計応答速度(レベル2地震時)

### 2.6.2 設計応答速度

レベル1地震時

表層地盤の固有周期  $T_g = 0.76$  (s)

よって、設計応答速度  $S_v = 0.80$  (m/s)

レベル2地震時

表層地盤の固有周期  $T_g = 0.76$  (s)

よって、設計応答速度  $S_v = 1.00$  (m/s)

### 2.6.3 地震時周面せん断力

$$\begin{aligned} \tau_U &= \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \frac{\pi \cdot z_U}{2H} \\ &= \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \cdot S_v \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 1.200}{2 \times 24.100} \\ \tau_B &= \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_g \cdot \sin \frac{\pi \cdot z_B}{2H} \\ &= \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \cdot S_v \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 4.100}{2 \times 24.100} \\ \tau_s &= \frac{\tau_U + \tau_B}{2} \end{aligned}$$

ここで、 $\tau_U$  : 頂版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\tau_B$  : 底版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\tau_s$  : 側壁に作用する地震時周面せん断力 (kN/m<sup>2</sup>)  
ただし、周面せん断力は地盤のせん断強度を上限とする。  
地盤のせん断強度  $\tau_{max} = C + \sigma_n \cdot \tan \phi$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_n$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $z_U, z_B$  : 地表面から頂版または底版までの深さ (m)  
 $G_D$  : 地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $H$  : 表層地盤の厚さ (m)  
 $T_G$  : 表層地盤の特性値 (s)  
 $S_v$  : 設計応答速度 (m/s)  
レベル1地震時  $S_v = 0.80$  (m/s)  
レベル2地震時  $S_v = 1.00$  (m/s)

レベル1地震時

頂版上面

$$\tau_U = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 0.80 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 1.200}{2 \times 24.100} = 21.965 (\text{kN/m}^2) \leq \tau_{max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.200 = 26.100 (\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{max} = 14.00 + 26.100 \times \tan 28.0 = 27.878 (\text{kN/m}^2)$$

底版下面

$$\tau_B = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 0.80 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 4.100}{2 \times 24.100} = 74.231 (\text{kN/m}^2) > \tau_{max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 4.100 = 78.300 (\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{max} = 14.00 + 78.300 \times \tan 28.0 = 55.633 (\text{kN/m}^2)$$

側面

$$\tau_s = \frac{21.965 + 74.231}{2} = 48.098 (\text{kN/m}^2) > \tau_{max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 2.650 = 52.200 (\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{max} = 14.00 + 52.200 \times \tan 28.0 = 41.755 (\text{kN/m}^2)$$



レベル2地震時

頂版上面

$$\tau_U = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 1.00 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 1.200}{2 \times 24.100} = 27.456(\text{kN/m}^2) \leq \tau_{\max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 1.200 = 26.100(\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{\max} = 14.00 + 26.100 \times \tan 28.0 = 27.878(\text{kN/m}^2)$$

底版下面

$$\tau_B = \frac{34999.3}{\pi \times 24.100} \times 1.00 \times 0.76 \times \sin \frac{\pi \times 4.100}{2 \times 24.100} = 92.789(\text{kN/m}^2) > \tau_{\max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 4.100 = 78.300(\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{\max} = 14.00 + 78.300 \times \tan 28.0 = 55.633(\text{kN/m}^2)$$

側面

$$\tau_s = \frac{27.456 + 92.789}{2} = 60.122(\text{kN/m}^2) > \tau_{\max}$$

有効上載圧

$$\sigma_n = 22.50 \times 0.200 + 18.00 \times 2.650 = 52.200(\text{kN/m}^2)$$

地盤のせん断強度

$$\tau_{\max} = 14.00 + 52.200 \times \tan 28.0 = 41.755(\text{kN/m}^2)$$

## 2.7 地震時土圧

### 2.7.1 地盤反力係数

$$k_H = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 21333.3 \cdot \left( \frac{5.385}{0.3} \right)^{-3/4} = 2446.2 (\text{kN/m}^3)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 6400.0 = 21333.33 (\text{kN/m}^3)$$

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{B \cdot L} = \sqrt{2.900 \times 10.000} = 5.385 (\text{m})$$

ここで、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の  
値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

## 2.7.2 応答変位による地震時土圧

$$p(z) = k_H \cdot \{u(z) - u_{(zB)}\} = 2446.2 \times \{u(z) - u_{(zB)}\}$$

レベル1地震時

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.80 \times 0.76 \times 0.20 \times \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \times 24.100}$$

レベル2地震時

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2H}$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 1.00 \times 0.76 \times \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \times 24.100}$$

- ここで、 $p(z)$  : 深さ $z$ における応答変位荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $u(z)$  : 深さ $z$ における水平方向変位 (m)  
 $u_{(zB)}$  : 底版部における水平方向変位 (m)  
 $S_v$  : 設計応答速度 (m/s)  
 $T_G$  : 表層地盤の特性値 (s)

地震時土圧

深さ z(m)	レベル1地震時 $S_v=0.80$ (m/s) $u_{(zB)}=0.0239$ (m)		レベル2地震時 $S_v=1.00$ (m/s) $u_{(zB)}=0.1492$ (m)	
	水平変位 (m)	応答変位荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	水平変位 (m)	応答変位荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
1.400	0.0245	1.637	0.1534	10.234
1.808	0.0245	1.470	0.1530	9.187
2.217	0.0244	1.260	0.1524	7.876
2.625	0.0243	1.008	0.1518	6.300
3.033	0.0242	0.714	0.1510	4.461
3.442	0.0240	0.378	0.1502	2.361
3.850	0.0239	0.000	0.1492	0.000

## 2.8 地盤反力

### 2.8.1 Case 4

(左側壁中心回り)

荷重	計 算 式	V(kN)	x(m)	Vx(kNm)	H(kN)	h(m)	Hy(kNm)
頂版自重	$12.352 \times 2.400$	29.65	1.200	35.57			
底版自重	$15.210 \times 2.400$	36.51	1.200	43.81			
左側壁自重	$9.800 \times 2.000$	19.60	0.000	0.00			
右側壁自重	$9.800 \times 2.000$	19.60	2.400	47.04			
鉛直土圧	$26.100 \times 2.400$	62.64	1.200	75.17			
内水圧	$-1/2 \times (29.40+0.00) \times 2.450$				-36.02	0.817	-29.41
内水圧	$1/2 \times (29.40+0.00) \times 2.450$				36.02	0.817	29.41
水 重	$29.400 \times 2.000$	58.80	1.200	70.56			
水 重	$-1/2 \times (2.94+0.00) \times 0.300$	-0.44	0.300	-0.13			
水 重	$-1/2 \times (0.00+2.94) \times 0.300$	-0.44	2.100	-0.93			
水 重	$-1/2 \times (2.94+0.00) \times 0.300$	-0.44	0.300	-0.13			
水 重	$-1/2 \times (0.00+2.94) \times 0.300$	-0.44	2.100	-0.93			
後輪荷重	$28.364 \times 2.400$	68.07	1.200	81.69			
後輪荷重	$14.182 \times 2.450$				34.75	1.225	42.56
後輪荷重	$-14.182 \times 2.450$				-34.75	1.225	-42.56
合 計		293.10		351.72	0.00		0.00

偏心量

$$e = \frac{\sum Vx + \sum Hy}{\sum V} - \frac{B}{2} = \frac{351.72 + 0.00}{293.10} - \frac{2.400}{2} = 0.000 \quad (\text{m})$$

$$e < \frac{B}{6} = \frac{2.400}{6} = 0.400 \quad (\text{m}) \quad \text{よって、台形分布}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = \frac{\sum V}{B} + \frac{6M}{B^2} = \frac{293.10}{2.400} + \frac{6 \times 0.00}{2.400^2} = 122.124 \quad (\text{kN/m}^2)$$

最小地盤反力度

$$Q_{\min} = \frac{\sum V}{B} - \frac{6M}{B^2} = \frac{293.10}{2.400} - \frac{6 \times 0.00}{2.400^2} = 122.124 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここで、B：ボックスカルバート骨組幅 (m)

### 3 骨組み解析

#### 3.1 解析モデル

##### 3.1.1 骨組み図

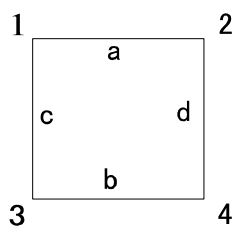


図-5 骨組み図

1~4 : 節点番号 a~d : 部材番号

##### 3.1.2 物理定数

ヤング係数: 25000000 (kN/m<sup>2</sup>)

線膨張係数: 0.000010

##### 3.1.3 節点座標

	X座標(m)	Y座標(m)		X座標(m)	Y座標(m)
1	0.000	2.450	3	0.000	0.000
2	2.400	2.450	4	2.400	0.000

##### 3.1.4 部材の断面定数

部材	節点番号		断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )
	始点	終点		
a	1	2	0.4000	0.005333
b	3	4	0.5000	0.010417
c	3	1	0.4000	0.005333
d	4	2	0.4000	0.005333

### 3.2 Case 4 (常時)

#### 3.2.1 支持条件

節点	x方向	y方向	z軸回り
3	固定	固定	自由
4	自由	固定	自由

#### 3.2.2 荷重条件

単位:(kN,kN/m,kNm,°C)

部材	荷重タイプ	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	備 考
頂 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	12.352	12.352	頂版自重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	15.210	15.210	底版自重
左側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	左側壁自重
右側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	右側壁自重
頂 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	26.100	26.100	鉛直土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	36.900	14.850	左側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-36.900	-14.850	右側静止土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-29.400	0.000	内水圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	29.400	0.000	内水圧
底 版	部材直角方向分布荷重	0.200	2.200	29.400	29.400	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水 重
底 版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水 重
頂 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	28.364	28.364	後輪荷重
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	14.182	14.182	後輪荷重
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-14.182	-14.182	後輪荷重
底 版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	-122.124	-122.124	地盤反力



### 3.2.3 荷重図

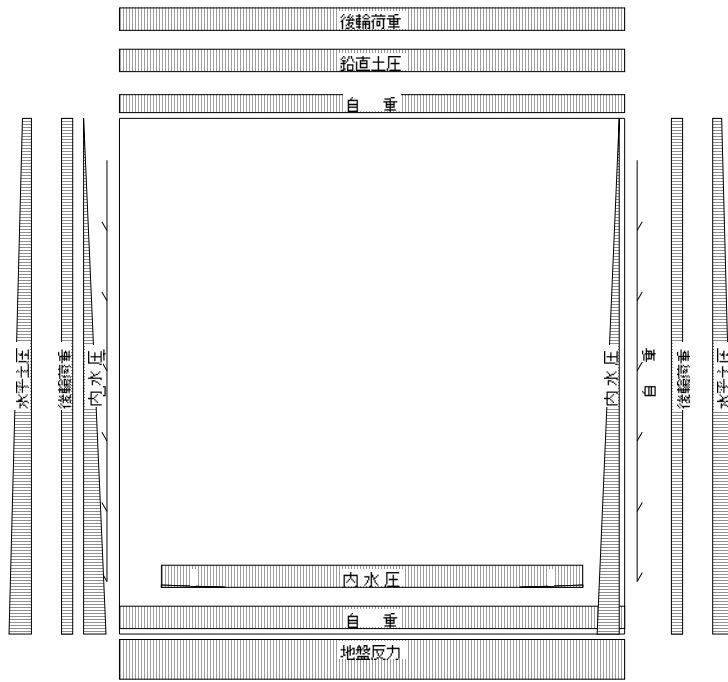


図-6 荷重図

### 3.2.4 解析結果

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
a	0.000	0.00	-0.02	-0.08	33.38	80.18	-22.65
	0.400	0.00	-0.06	-0.11	33.38	53.45	4.08
	0.400	0.00	-0.06	-0.11	33.38	53.45	4.08
	0.800	0.00	-0.10	-0.07	33.38	26.73	20.11
	1.200	0.00	-0.12	0.00	33.38	0.00	25.46
	1.600	0.00	-0.10	0.07	33.38	-26.73	20.11
	2.000	-0.01	-0.06	0.11	33.38	-53.45	4.08
	2.000	-0.01	-0.06	0.11	33.38	-53.45	4.08
	2.400	-0.01	-0.02	0.08	33.38	-80.18	-22.65
b	0.000	0.00	0.00	0.08	28.75	-99.78	20.65
	0.400	0.00	0.03	0.09	28.75	-62.11	-11.21
	0.450	0.00	0.04	0.08	28.75	-58.16	-14.21
	0.800	0.00	0.06	0.05	28.75	-31.01	-29.81
	1.200	0.00	0.07	0.00	28.75	0.00	-36.01
	1.600	0.00	0.06	-0.05	28.75	31.01	-29.81
	1.950	0.00	0.04	-0.08	28.75	58.16	-14.21
	2.000	0.00	0.03	-0.09	28.75	62.11	-11.21
	2.400	-0.01	0.00	-0.08	28.75	99.78	20.65
c	0.000	0.00	0.00	0.08	99.78	28.75	-20.65
	0.408	-0.02	0.00	0.03	98.23	19.64	-10.75
	0.450	-0.02	0.00	0.03	97.82	18.68	-9.95
	0.817	-0.03	-0.01	0.01	94.23	10.04	-4.68
	1.225	-0.03	-0.01	0.00	90.22	-0.07	-2.62
	1.633	-0.03	-0.02	-0.01	86.22	-10.67	-4.80
	2.042	-0.02	-0.02	-0.03	82.22	-21.77	-11.40
	2.050	-0.02	-0.02	-0.03	82.14	-22.01	-11.59
	2.450	0.00	-0.02	-0.08	80.18	-33.38	-22.65

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
d	0.000	-0.01	0.00	-0.08	99.78	-28.75	20.65
	0.408	0.02	0.00	-0.03	98.23	-19.64	10.75
	0.450	0.02	0.00	-0.03	97.82	-18.68	9.95
	0.817	0.02	-0.01	-0.01	94.23	-10.04	4.68
	1.225	0.03	-0.01	0.00	90.22	0.07	2.62
	1.633	0.02	-0.02	0.01	86.22	10.67	4.80
	2.042	0.02	-0.02	0.03	82.22	21.77	11.40
	2.050	0.02	-0.02	0.03	82.14	22.01	11.59
	2.450	-0.01	-0.02	0.08	80.18	33.38	22.65

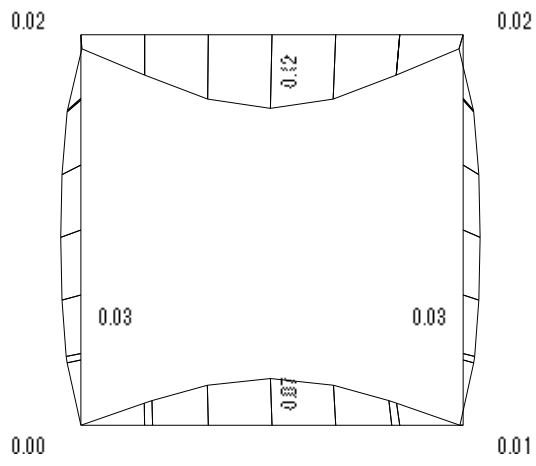


図-7 変位図 (単位:mm)

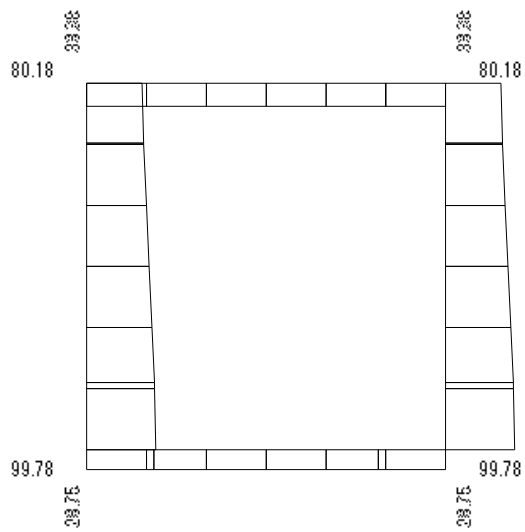


図-8 軸力図 (単位:kN)

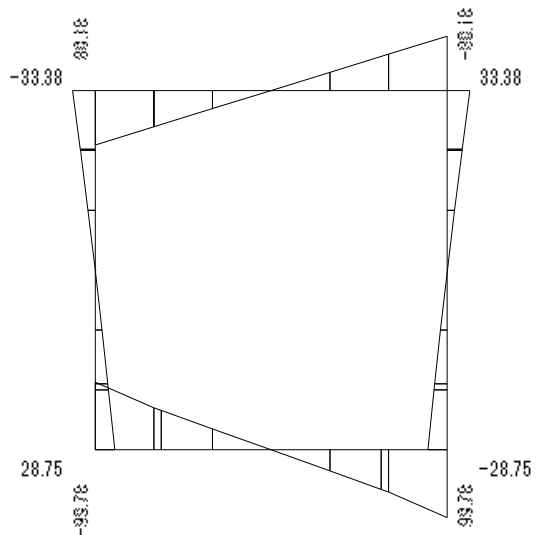


図-9 せん断力図 (単位:kN)

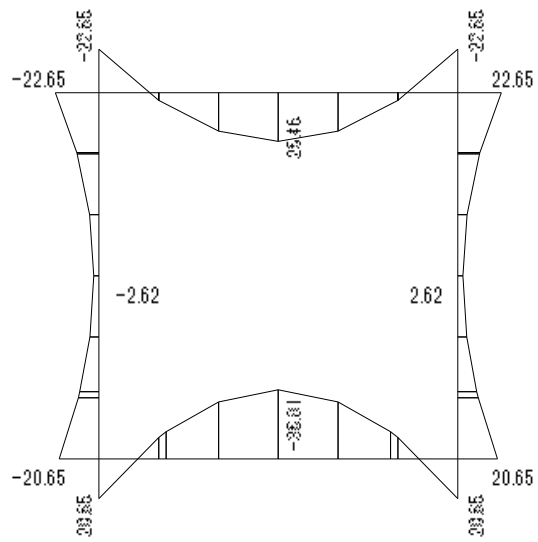


図-10 曲げモーメント図 (単位:kNm)

### 3.3 Case 6 (レベル1地震時)

#### 3.3.1 支持条件

ばね支持部材

部材	せん断ばね定数 (kN/m <sup>2</sup> )	軸直角方向ばね 定数 (kN/m <sup>2</sup> )
b	743.6	2478.7
c	733.9	2446.2
d	733.9	2446.2

#### 3.3.2 荷重条件

単位:(kN,kN/m,kNm,°C)

部材	荷重タイプ	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	備考
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	12.352	12.352	頂版自重
底版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	15.210	15.210	底版自重
左側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	左側壁自重
右側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	右側壁自重
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	26.100	26.100	鉛直土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	36.900	14.850	左側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-36.900	-14.850	右側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	21.909	2.309	内水圧・動水圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	1.764	-17.291	0.000	内水圧・動水圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.764	2.450	0.000	2.309	内水圧・動水圧
底版	部材直角方向分布荷重	0.200	2.200	29.400	29.400	水重
底版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水重
底版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水重
底版	部材直角方向分布荷重	0.200	0.500	-2.940	0.000	水重
底版	部材直角方向分布荷重	1.900	2.200	0.000	-2.940	水重
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	2.935	2.935	頂版自重
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	3.554	3.554	底版自重
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.310	2.310	左側壁自重
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.310	2.310	右側壁自重
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	21.965	21.965	周面せん断力
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	-55.633	-55.633	周面せん断力
左側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	-41.755	-41.755	周面せん断力
右側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	41.755	41.755	周面せん断力
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	0.448	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	0.448	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	0.448	0.837	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	0.448	0.837	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	0.837	1.164	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	0.837	1.164	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	1.164	1.431	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	1.164	1.431	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	1.431	1.637	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	1.431	1.637	地震時土圧

### 3.3.3 荷重図

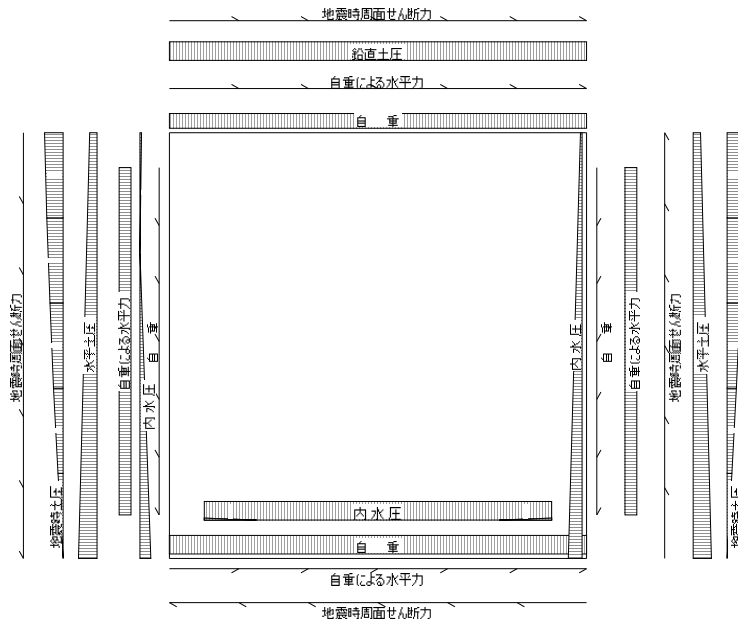


図-11 荷重図

### 3.3.4 解析結果

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
a	0.000	-4.32	-25.43	1.35	-6.09	5.09	34.42
	0.400	-4.32	-24.86	1.46	3.87	-10.29	33.39
	0.400	-4.32	-24.86	1.46	3.87	-10.29	33.39
	0.800	-4.32	-24.26	1.55	13.83	-25.67	26.19
	1.200	-4.32	-23.63	1.61	23.79	-41.05	12.85
	1.600	-4.32	-22.98	1.62	33.75	-56.43	-6.64
	2.000	-4.32	-22.35	1.56	43.71	-71.81	-32.29
	2.000	-4.32	-22.35	1.56	43.71	-71.81	-32.29
	2.400	-4.32	-21.75	1.42	53.67	-87.19	-64.09
b	0.000	-1.31	-25.41	1.43	78.85	-81.28	73.62
	0.400	-1.32	-24.82	1.52	58.41	-67.56	44.39
	0.450	-1.32	-24.75	1.53	55.86	-66.64	41.04
	0.800	-1.32	-24.20	1.57	37.97	-61.00	18.72
	1.200	-1.32	-23.57	1.58	17.53	-55.16	-4.49
	1.600	-1.32	-22.94	1.56	-2.91	-49.95	-25.50
	1.950	-1.32	-22.40	1.51	-20.79	-45.87	-42.26
	2.000	-1.32	-22.33	1.50	-23.34	-45.26	-44.53
	2.400	-1.32	-21.74	1.42	-43.78	-34.60	-61.01
c	0.000	-1.31	-25.41	1.43	81.28	78.85	-73.62
	0.408	-1.86	-25.42	1.26	70.30	68.75	-43.41
	0.450	-1.91	-25.42	1.24	68.93	67.61	-40.57
	0.817	-2.35	-25.42	1.16	56.86	57.27	-17.66
	1.225	-2.82	-25.42	1.14	43.43	45.05	3.26
	1.633	-3.29	-25.42	1.18	30.00	32.12	19.04
	2.042	-3.79	-25.42	1.25	16.57	18.73	29.42
	2.050	-3.80	-25.42	1.26	16.29	18.46	29.57
	2.450	-4.32	-25.43	1.35	5.09	6.09	34.42

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
d	0.000	-1.32	-21.74	1.42	-34.60	43.78	-61.01
	0.408	-1.86	-21.74	1.26	-12.58	47.79	-42.24
	0.450	-1.92	-21.74	1.25	-10.59	48.09	-40.24
	0.817	-2.36	-21.74	1.17	6.98	50.38	-22.17
	1.225	-2.82	-21.74	1.13	26.54	52.20	-1.20
	1.633	-3.29	-21.74	1.16	46.10	53.28	20.36
	2.042	-3.78	-21.74	1.25	65.67	53.62	42.21
	2.050	-3.79	-21.74	1.26	66.07	53.62	42.66
	2.450	-4.32	-21.75	1.42	87.19	53.67	64.09

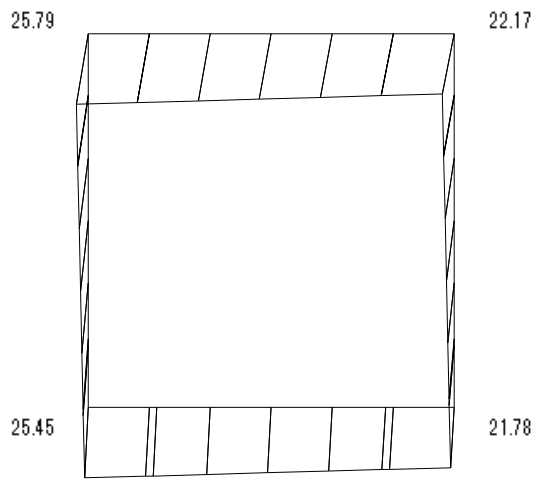


図-12 変位図 (単位:mm)

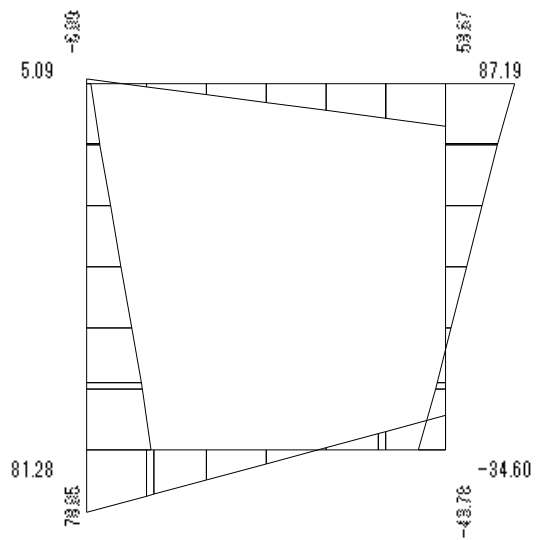


図-13 軸力図 (単位:kN)

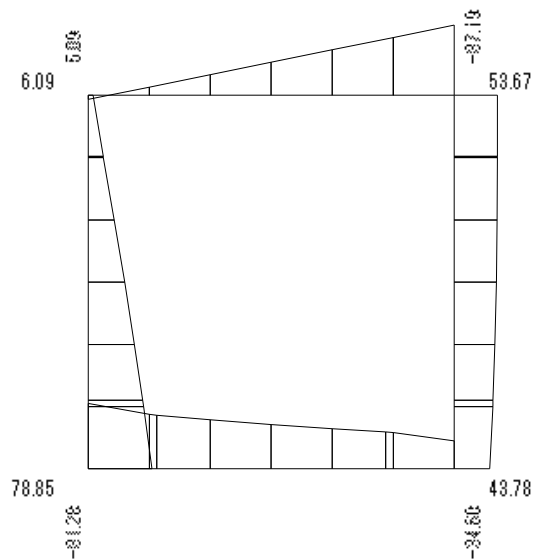


図-14 せん断力図 (単位:kN)



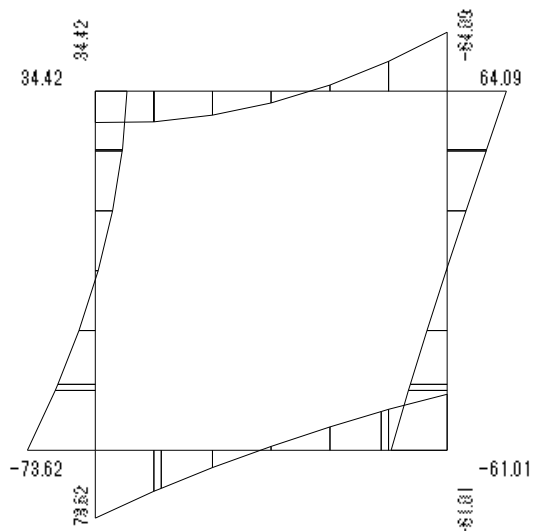


図-15 曲げモーメント図 (単位:kNm)

### 3.4 Case 8 (レベル2地震時)

#### 3.4.1 支持条件

ばね支持部材

部材	せん断ばね定数 (kN/m <sup>2</sup> )	軸直角方向ばね 定数 (kN/m <sup>2</sup> )
b	743.6	2478.7
c	733.9	2446.2
d	733.9	2446.2

#### 3.4.2 荷重条件

単位:(kN,kN/m,kNm,°C)

部材	荷重タイプ	L <sub>1</sub> (m)	L <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	備考
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	12.352	12.352	頂版自重
底版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	15.210	15.210	底版自重
左側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	左側壁自重
右側壁	部材方向分布荷重	0.250	2.250	-9.800	-9.800	右側壁自重
頂版	部材直角方向分布荷重	0.000	2.400	26.100	26.100	鉛直土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	36.900	14.850	左側静止土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	2.450	-36.900	-14.850	右側静止土圧
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	3.175	3.175	頂版自重
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	3.834	3.834	底版自重
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.495	2.495	左側壁自重
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.250	2.250	2.495	2.495	右側壁自重
頂版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	27.456	27.456	周面せん断力
底版	部材方向分布荷重	0.000	2.400	-55.633	-55.633	周面せん断力
左側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	-41.755	-41.755	周面せん断力
右側壁	部材方向分布荷重	0.000	2.450	41.755	41.755	周面せん断力
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	2.802	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.000	0.490	0.000	2.802	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	2.802	5.228	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.490	0.980	2.802	5.228	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	5.228	7.277	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	0.980	1.470	5.228	7.277	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	7.277	8.946	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.470	1.960	7.277	8.946	地震時土圧
左側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	8.946	10.234	地震時土圧
右側壁	部材直角方向分布荷重	1.960	2.450	8.946	10.234	地震時土圧

### 3.4.3 荷重図

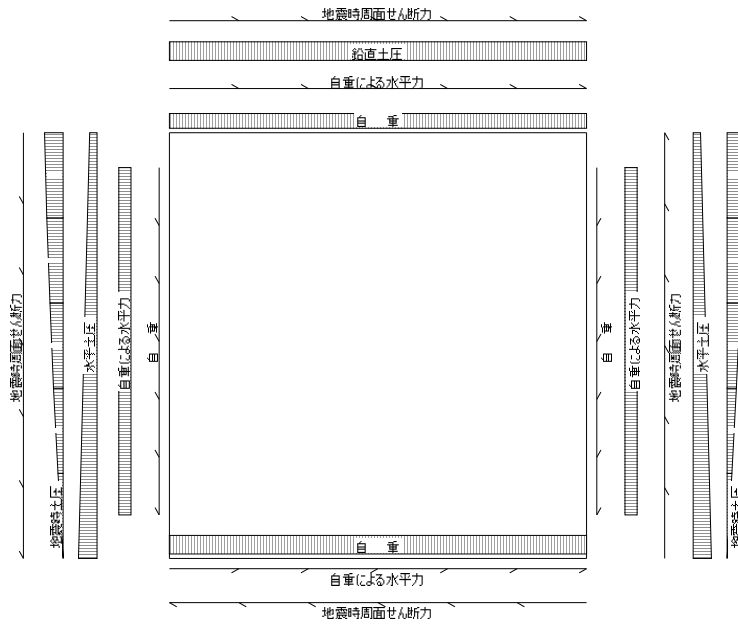


図-16 荷重図

### 3.4.4 解析結果

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
a	0.000	-0.20	-17.43	-0.34	-8.20	1.44	37.59
	0.400	-0.20	-17.54	-0.23	4.05	-13.94	35.09
	0.400	-0.20	-17.54	-0.23	4.05	-13.94	35.09
	0.800	-0.20	-17.61	-0.13	16.30	-29.32	26.44
	1.200	-0.20	-17.65	-0.08	28.56	-44.70	11.64
	1.600	-0.20	-17.68	-0.07	40.81	-60.08	-9.32
	2.000	-0.20	-17.72	-0.14	53.06	-75.46	-36.43
	2.000	-0.20	-17.72	-0.14	53.06	-75.46	-36.43
	2.400	-0.21	-17.80	-0.29	65.31	-90.84	-69.69
b	0.000	-1.38	-17.41	-0.26	95.71	-92.02	82.37
	0.400	-1.38	-17.50	-0.16	75.41	-80.79	47.81
	0.450	-1.38	-17.50	-0.15	72.87	-79.38	43.80
	0.800	-1.38	-17.55	-0.11	55.10	-69.50	17.75
	1.200	-1.38	-17.59	-0.10	34.79	-58.16	-7.79
	1.600	-1.38	-17.64	-0.13	14.48	-46.79	-28.78
	1.950	-1.38	-17.69	-0.18	-3.29	-36.79	-43.41
	2.000	-1.38	-17.70	-0.19	-5.83	-35.36	-45.21
	2.400	-1.38	-17.79	-0.27	-26.13	-23.85	-57.05
c	0.000	-1.38	-17.41	-0.26	92.02	95.71	-82.37
	0.408	-1.23	-17.42	-0.46	78.63	79.22	-46.63
	0.450	-1.21	-17.42	-0.47	77.02	77.51	-43.37
	0.817	-1.02	-17.42	-0.55	62.80	62.87	-17.65
	1.225	-0.79	-17.42	-0.57	46.97	47.44	4.84
	1.633	-0.56	-17.42	-0.53	31.14	33.04	21.23
	2.042	-0.36	-17.43	-0.45	15.31	19.77	31.97
	2.050	-0.36	-17.43	-0.44	14.99	19.51	32.14
	2.450	-0.20	-17.43	-0.34	1.44	8.20	37.59

部材	位置 (m)	変位			断面力		
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\theta_z$ (mrad)	N(kN)	S(kN)	M(kNm)
d	0.000	-1.38	-17.79	-0.27	-23.85	26.13	-57.05
	0.408	-1.24	-17.79	-0.42	-3.02	38.26	-43.78
	0.450	-1.22	-17.79	-0.44	-1.14	39.31	-42.16
	0.817	-1.04	-17.79	-0.53	15.36	47.53	-26.19
	1.225	-0.81	-17.79	-0.58	33.74	54.70	-5.25
	1.633	-0.58	-17.79	-0.56	52.12	59.91	18.22
	2.042	-0.37	-17.80	-0.47	70.50	63.26	43.43
	2.050	-0.36	-17.80	-0.47	70.88	63.31	43.96
	2.450	-0.21	-17.80	-0.29	90.84	65.31	69.69

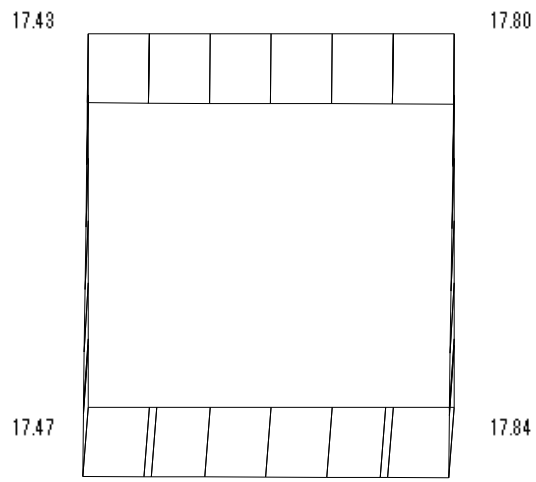


図-17 変位図 (単位:mm)

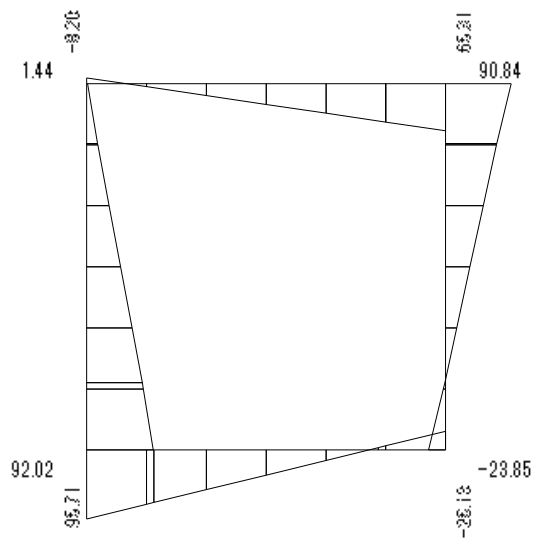


図-18 軸力図 (単位:kN)

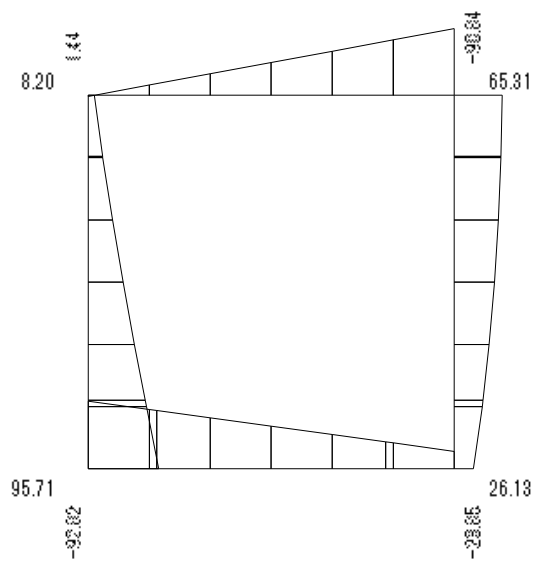


図-19 せん断力図 (単位:kN)

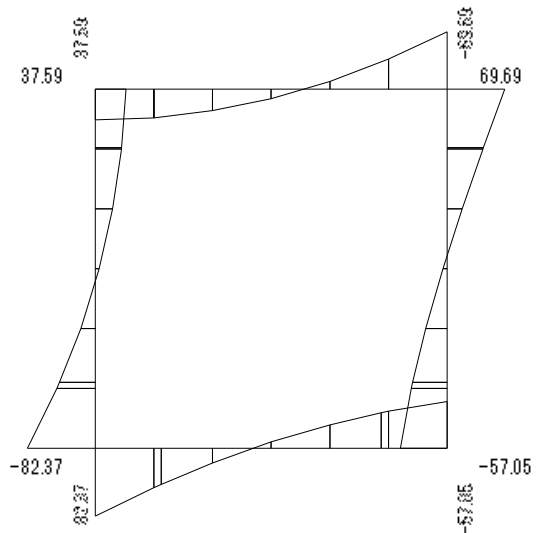


図-20 曲げモーメント図 (単位:kNm)

## 4 断面設計

### 4.1 計算式

#### 4.1.1 鉄筋コンクリート断面の応力度

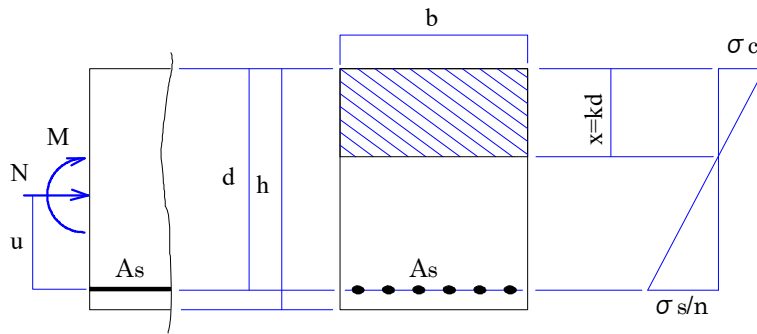


図-21 曲げおよび軸力が作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントと軸力が作用する単鉄筋RC断面の応力度は次式によって求める(図-21参照)。

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

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}, \quad \sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここで、 $\sigma_c$ : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_s$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$x$ : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$N$ : 断面に作用する軸力(圧縮力が正) (N)

$M$ : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$b$ : 断面の幅 (mm)

$h$ : 断面の高さ (mm)

$d$ : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)

$A_s$ : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$n$ : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。

$e_0$ : 軸力 $N$ の断面中心からの偏心距離 (mm)

$$e_0 = M/N$$

$e'$ : 軸力 $N$ の圧縮縁からの偏心距離 (mm)

$$e' = \begin{cases} e_0 - h/2 & (\text{圧縮軸力の場合}) \\ e_0 + h/2 & (\text{引張軸力の場合}) \end{cases}$$

#### 4.1.2 レベル2地震動に対する照査

レベル2地震時においては設計曲げモーメント $M_d$ が設計曲げ耐力 $M_{ud}$ を超えないことを照査する。

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0 \quad \text{ただし、} \gamma_i \text{: 構造物係数}$$

破壊抵抗曲げモーメント $M_u$ は次の条件式を満足するように算出する。

$$N = \Sigma C - \Sigma T$$

$$\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}}$$

$$M_u = \Sigma C \cdot y_1 + \Sigma T \cdot y_2$$

ここで、

- N : 軸方向力
- $\Sigma C$  : コンクリートの圧縮応力度の合力 (kN)
- $\Sigma T$  : 鋼材引張力の合力 (kN)
- x : 中立軸位置 (m)
- d : 有効高さ (m)
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ
- $\epsilon_s$  : 鋼材の引張ひずみ
- $\epsilon_{pe}$  : プレストレス力による鋼材のひずみ
- $y_1$  : 部材中心から圧縮応力度合力作用位置までの距離 (m)
- $y_2$  : 部材中心から鋼材引張力合力作用位置までの距離 (m)

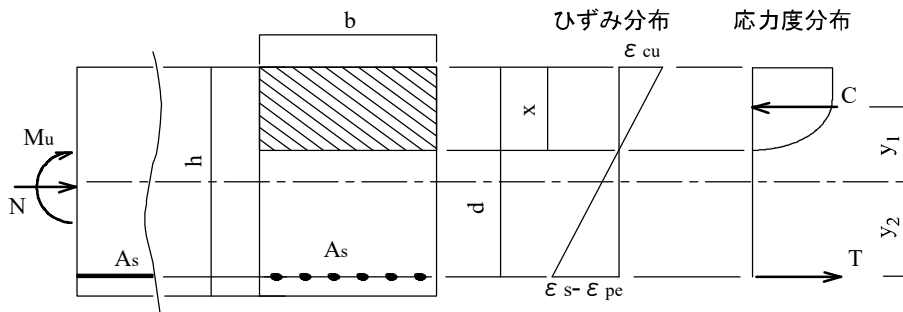


図-22 断面のひずみ分布

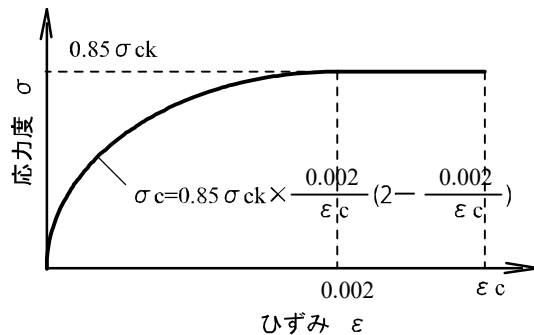


図-23 コンクリートの応力度～ひずみ曲線

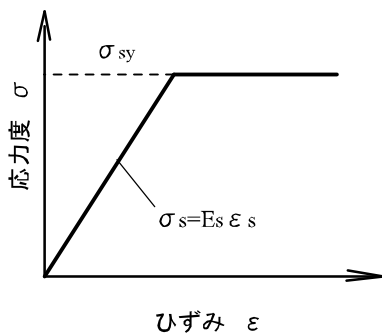


図-24 鉄筋の応力度～ひずみ曲線

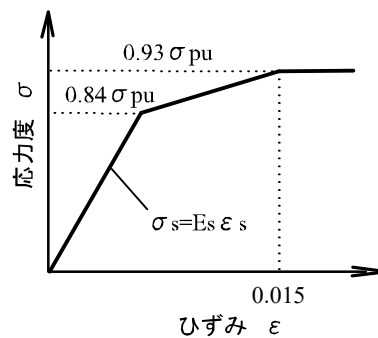


図-25 PC鋼棒1号の応力度～ひずみ曲線



### 4.1.3 せん断力に対する照査

RC断面に生じるせん断応力度は次式によって求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_{a1}$$

ここで、 $\tau_m$ ：平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

S：せん断力 (N)

b：部材幅 (mm)

d：部材の有効高さ (mm)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$C_e$ ：部材断面の有効高に関する補正係数

表-1 部材断面の有効高に関する補正係数

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,0 以上
$C_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

$C_{pt}$ ：軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

表-2 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

軸方向引張鉄筋比 $p_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
$C_{pt}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

$C_N$ ：軸方向圧縮力による補正係数

$$C_N = 1 + \frac{M_0}{M} = 1 + \frac{1}{M} \cdot \left( \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right)$$

ただし、 $1 \leq C_N \leq 2$

$M_0$ ：軸方向圧縮力によりコンクリートの引張縁応力度が0となる曲げモーメント (Nmm)

A：部材断面積 (mm<sup>2</sup>)

$I_c$ ：部材断面の図心軸に関する断面2次モーメント (mm<sup>4</sup>)

y：部材断面の図心から部材引張縁までの距離 (mm)

コンクリートのせん断応力度が  $\tau_{a1}$  を超える場合、次の式で算出される断面積以上の斜引張鉄筋を配置する。

$$A_w = \frac{1.15 S'_h \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S'_h = S - C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_{a1} \cdot b \cdot d$$

ここで、 $A_w$ ：必要斜引張鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S'_h$ ：斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\sigma_{sa}$ ：斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

レベル2地震時においては設計せん断力 $V_d$ が設計せん断耐力 $V_{yd}$ を超えないことを照査する。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

$$V_{cd} = 1000 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_b}$$

$$V_{sd} = \frac{A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{1000 \cdot s_s} \cdot \frac{z}{\gamma_b}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot 3 \sqrt{f'_{cd}} \leq 0.72$$

$$\beta_d = 4 \sqrt{\frac{1}{d}} \leq 1.5$$

$$\beta_p = 3 \sqrt{100 \cdot p_w} \leq 1.5$$

$$\beta_n = \begin{cases} 1 + \frac{2M_0}{M_{0d}} & (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし、} \beta_n \leq 2.0 \\ 1 + \frac{4M_0}{M_{0d}} & (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし、} \beta_n \geq 0.0 \end{cases}$$

ここで、

$V_d$ : 設計せん断力	(kN)
$N'_d$ : 設計軸方向圧縮力	(kN)
$V_{yd}$ : 設計せん断耐力	(kN)
$V_{cd}$ : せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力	(kN)
$V_{sd}$ : せん断補強鉄筋で受け持たれる設計せん断耐力	(kN)
$f'_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮強度	(N/mm <sup>2</sup> )
b : 幅	(m)
H : 部材高さ	(m)
d : 有効高さ	(m)
$M_0$ : 設計曲げモーメント $M_d$ に対する引張縁で軸方向圧縮力 $N'_d$ により発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント : $M_0 = N'_d / (b \cdot H) \times (b \cdot H^2) / 6$	(kNm)
$M_{0d}$ : 軸方向圧縮力を考慮しない純曲げ耐力	(kNm)

$f_{wyd}$ : せん断補強鉄筋の設計降伏強度	(N/mm <sup>2</sup> )
ただし、 $25f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )と800(N/mm <sup>2</sup> )の小さいほうを上限とする。	
$f_{yd}$ : 鉄筋の設計降伏強度	(N/mm <sup>2</sup> )
$A_w$ : 区間 $s_s$ におけるせん断補強鉄筋総断面積	(mm <sup>2</sup> )
$s_s$ : せん断補強鉄筋の配置間隔	(m)
$z$ : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋図心までの距離	(m)
$\gamma_b$ : 部材係数	
$\gamma_i$ : 構造物係数	
$\alpha_s$ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度	(°)

#### 4.1.4 付着応力度の照査

RC断面に生じる付着応力度は次式によって求める。

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leq \tau_{0a}$$

ここで、 $\tau_0$  : 付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{0a}$  : 許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S$  : 設計せん断力 (N)

$U$  : 鉄筋の周長の総和 (mm)

$j$  :  $1 - k/3$

$k$  : 中立軸比

$d$  : 部材の有効高さ (mm)

## 4.2 鉄筋組立図

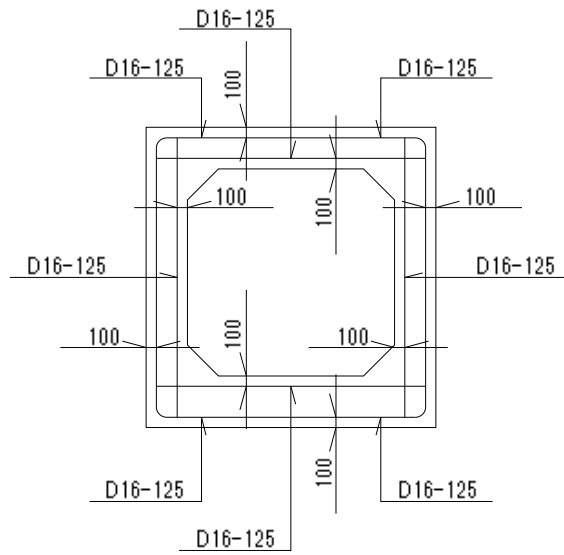


図-26 鉄筋組立図

### 4.3 Case 4 (常時)

#### 4.3.1 頂版

##### 4.3.1.1 左端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	33.379 × 10 <sup>3</sup> (N)
M : 曲げモーメント	22.648 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{22.648 \times 10^6}{33.379 \times 10^3} = 678.5 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 - h/2 = 678.5 - 400.0/2 = 478.5 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$x^3 + 3e' \cdot x^2 + \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot (e'+d) \cdot x - \frac{6n}{b} \cdot A_s \cdot d \cdot (e'+d) = 0$$
$$x^3 + 3 \times 478.5 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (478.5 + 300.0) \cdot x - \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (478.5 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=115.18 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$
$$= \frac{33.379 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 115.18}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 115.18}{115.18}}$$
$$= 1.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 1.72 \times \frac{300.00-115.18}{115.18} \\ &= 41.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 157.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

4.3.1.2 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	外側引張		
M	kNm	-22.65	25.46	-22.65		
N	kN	33.38	33.38	33.38		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	384.1	451.1	384.1		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.679	0.763	0.679		
$e'$	m	0.479	0.563	0.479		
x	m	0.115	0.113	0.115		
k		0.384	0.377	0.384		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.72	1.94	1.72		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	41.51	48.09	41.51		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.1.3 左端 H/2位置せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

- S : 設計せん断力  $53.45 \times 10^3$  (N)
- N : 設計軸力  $33.38 \times 10^3$  (N)
- M : 曲げモーメント  $4.08 \times 10^6$  (Nmm)
- b : 部材幅 1000.0 (mm)
- H : 部材の高さ 400.0 (mm)
- d : 部材の有効高さ 300.0 (mm)
- $A_c$  : 部材の断面積 0.400 (m<sup>2</sup>)
- $I_c$  : 部材の断面2次モーメント  
0.005333 (m<sup>4</sup>)

部材断面の有効高に関する補正係数  $C_e$ 。

D=300.0(mm) より、 $C_e=1.40$

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数  $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比

$$p_t = 1588.80 / (1000.0 \times 300.0) \times 100 = 0.53 \text{ (\%)}$$

よって、 $C_{pt}=1.22$

軸方向圧縮力による補正係数  $C_N$

$$\begin{aligned} C_N &= 1 + \frac{1}{M} \cdot \left( \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right) \\ &= 1 + \frac{1}{4.08} \times \left( \frac{33.38}{0.400} \times \frac{0.005333}{0.200} \right) \\ &= 1.55 \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{53.45 \times 10^3}{1000.0 \times 300.0} \\ &= 0.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 1.40 \times 1.22 \times 1.55 \times 0.23 = 0.61 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.3.1.4 付着応力度の照査

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{53.45 \times 10^3}{400.00 \times 0.72 \times 300.00} \\ &= 0.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

4.3.1.5 せん断応力度一覧表

		頂 版	頂 版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.400	X=2.000			
S	kN	53.45	-53.45			
M	kNm	4.08	4.08			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.55	1.55			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.18	0.18			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.61	0.61			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.62	0.62			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			



### 4.3.2 底版

#### 4.3.2.1 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	外側引張		
M	kNm	20.65	-36.01	20.65		
N	kN	28.75	28.75	28.75		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.500	0.500	0.500		
d	m	0.400	0.400	0.400		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	238.1	507.1	238.1		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.397	0.397	0.397		
$e_0$	m	0.718	1.253	0.718		
$e'$	m	0.468	1.003	0.468		
x	m	0.143	0.131	0.143		
k		0.359	0.328	0.359		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.99	1.73	0.99		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	26.51	53.14	26.51		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.2.2 せん断応力度一覧表

		底版	底版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.450	X=1.950			
S	kN	-58.16	58.16			
M	kNm	-14.21	-14.21			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.400	0.400			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.500	0.500			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.010	0.010			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.40	0.40			
C <sub>e</sub>		1.34	1.34			
C <sub>pt</sub>		1.10	1.10			
C <sub>N</sub>		1.17	1.17			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.15	0.15			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.40	0.40			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.42	0.42			
τ <sub>0a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

### 4.3.3 左側壁

#### 4.3.3.1 下端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	99.779 × 10 <sup>3</sup> (N)
M : 曲げモーメント	20.648 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{20.648 \times 10^6}{99.779 \times 10^3} = 206.9 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 - h/2 = 206.9 - 400.0/2 = 6.9 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

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

$$x^3 + 3 \times 6.9 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (6.9 + 300.0) \cdot x$$

$$- \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (6.9 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=171.38 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$

$$= \frac{99.779 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 171.38}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 171.38}{171.38}}$$

$$= 1.47 \text{ (N/mm}^2) < \sigma_{ca} = 9.00 \text{ (N/mm}^2) \text{ .....(OK)}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 1.47 \times \frac{300.00-171.38}{171.38} \\ &= 16.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 157.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

4.3.3.2 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	外側引張	外側引張		
M	kNm	-20.65	-4.68	-22.65		
N	kN	99.78	94.23	80.18		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	70.0	0.0	197.0		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.207	0.050	0.282		
$e'$	m	0.007	-0.150	0.082		
x	m	0.171	0.436	0.146		
k		0.571	1.453	0.487		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.47	0.42	1.67		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	16.57	-1.95	26.35		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.3.3.3 せん断応力度一覧表

		左側壁	左側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		外側引張	外側引張			
S	kN	18.68	-22.01			
M	kNm	-9.95	-11.59			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.66	1.47			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.06	0.07			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.65	0.58			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23	0.25			
τ <sub>0a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

#### 4.3.4 右側壁

##### 4.3.4.1 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	外側引張	外側引張		
M	kNm	20.65	4.68	22.65		
N	kN	99.78	94.23	80.18		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	70.0	0.0	197.0		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc250	D16-ctc125	D16-ctc125		
		794.4	1588.8	1588.8		
p	%	0.265	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.207	0.050	0.282		
$e'$	m	0.007	-0.150	0.082		
x	m	0.144	0.436	0.146		
k		0.480	1.453	0.487		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.69	0.42	1.67		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	27.40	-1.95	26.35		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	157.00	157.00	157.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4. 3. 4. 2 せん断応力度一覧表

		右側壁	右側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		外側引張	外側引張			
S	kN	-18.68	22.01			
M	kNm	9.95	11.59			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	794.4	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.26	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		0.96	1.22			
C <sub>N</sub>		1.66	1.47			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.06	0.07			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.51	0.58			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.46	0.25			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.60	1.60			

#### 4.4 Case 6 (レベル1地震時)

##### 4.4.1 頂版

##### 4.4.1.1 左端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	$-6.091 \times 10^3$ (N)
M : 曲げモーメント	$34.424 \times 10^6$ (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{34.424 \times 10^6}{-6.091 \times 10^3} = -5651.2 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 + h/2 = -5651.2 + 400.0/2 = -5851.2 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

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

$$x^3 + 3 \times -5851.2 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (-5851.2 + 300.0) \cdot x - \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (-5851.2 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=96.25 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$

$$= \frac{-6.091 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 96.25}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 96.25}{96.25}}$$

$$= 2.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 13.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$



鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 2.62 \times \frac{300.00-96.25}{96.25} \\ &= 83.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 264.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

4.4.1.2 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		内側引張	内側引張	外側引張		
M	kNm	34.42	34.42	-64.09		
N	kN	-6.09	-6.09	53.67		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	479.9	479.9	759.5		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	5.651	5.651	1.194		
$e'$	m	5.851	5.851	0.994		
x	m	0.096	0.096	0.107		
k		0.321	0.321	0.358		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	2.62	2.62	4.90		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	83.27	83.27	131.70		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.4.1.3 左端 H/2位置せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

- S : 設計せん断力  $-10.29 \times 10^3$  (N)
- N : 設計軸力  $3.87 \times 10^3$  (N)
- M : 曲げモーメント  $33.39 \times 10^6$  (Nmm)
- b : 部材幅 1000.0 (mm)
- H : 部材の高さ 400.0 (mm)
- d : 部材の有効高さ 300.0 (mm)
- $A_c$  : 部材の断面積 0.400 (m<sup>2</sup>)
- $I_c$  : 部材の断面2次モーメント  
0.005333 (m<sup>4</sup>)

部材断面の有効高に関する補正係数  $C_e$ 。

D=300.0(mm) より、 $C_e=1.40$

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数  $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比

$$p_t = 1588.80 / (1000.0 \times 300.0) \times 100 = 0.53 \text{ (\%)}$$

よって、 $C_{pt}=1.22$

軸方向圧縮力による補正係数  $C_N$

$$\begin{aligned} C_N &= 1 + \frac{1}{M} \cdot \left( \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \right) \\ &= 1 + \frac{1}{33.39} \times \left( \frac{3.87}{0.400} \times \frac{0.005333}{0.200} \right) \\ &= 1.01 \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{-10.29 \times 10^3}{1000.0 \times 300.0} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 1.40 \times 1.22 \times 1.01 \times 0.35 = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.4.1.4 付着応力度の照査

$$\begin{aligned} \tau_0 &= \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \\ &= \frac{-10.29 \times 10^3}{400.00 \times 0.89 \times 300.00} \\ &= 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 2.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

4.4.1.5 せん断応力度一覧表

		頂 版	頂 版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.400	X=2.000			
S	kN	-10.29	-71.81			
M	kNm	33.39	-32.29			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.01	1.09			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.03	0.24			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.60	0.65			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.10	0.68			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			

#### 4.4.2 底版

##### 4.4.2.1 曲げ応力度一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
M	kNm	73.62	-44.53	-61.01		
N	kN	78.85	-23.34	-43.78		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.500	0.500	0.500		
d	m	0.400	0.400	0.400		
$A_s \cdot req$	mm <sup>2</sup>	579.2	499.2	715.3		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.397	0.397	0.397		
$e_0$	m	0.934	1.908	1.393		
$e'$	m	0.684	2.158	1.643		
x	m	0.137	0.107	0.104		
k		0.341	0.269	0.261		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	3.53	2.10	2.86		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	102.09	85.61	121.38		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.4.2.2 せん断応力度一覧表

		底版	底版			
		左端 H/2	右端 H/2			
		X=0.450	X=1.950			
S	kN	-66.64	-45.87			
M	kNm	41.04	-42.26			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.400	0.400			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.500	0.500			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.010	0.010			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.40	0.40			
C <sub>e</sub>		1.34	1.34			
C <sub>pt</sub>		1.10	1.10			
C <sub>N</sub>		1.11	1.00			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.17	0.11			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.57	0.52			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.47	0.32			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			

#### 4.4.3 左側壁

##### 4.4.3.1 下端部曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

N : 軸力	81.284 × 10 <sup>3</sup> (N)
M : 曲げモーメント	73.618 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b : 部材幅	1000.0 (mm)
h : 断面の高さ	400.0 (mm)
d : 有効高	300.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)

軸力Nの断面中心からの偏心距離 e<sub>0</sub>

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{73.618 \times 10^6}{81.284 \times 10^3} = 905.7 \text{ (mm)}$$

軸力Nの圧縮縁からの偏心距離 e'

$$e' = e_0 - h/2 = 905.7 - 400.0/2 = 705.7 \text{ (mm)}$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

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

$$x^3 + 3 \times 705.7 \times x^2 + \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times (705.7 + 300.0) \cdot x - \frac{6 \times 15}{1000.0} \times 1588.80 \times 300.0 \times (705.7 + 300.0) = 0$$

上式を解いて、x=110.58 (mm)

コンクリートの圧縮応力度 σ<sub>c</sub>

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x}}$$

$$= \frac{81.284 \times 10^3}{\frac{1000.0 \times 110.58}{2} - 15 \times 1588.80 \times \frac{300.0 - 110.58}{110.58}}$$

$$= 5.62 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 13.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x} \\ &= 15 \times 5.62 \times \frac{300.00-110.58}{110.58} \\ &= 144.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 264.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

4.4.3.2 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
M	kNm	-73.62	29.57	34.42		
N	kN	81.28	16.29	5.09		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	834.1	359.0	453.3		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	0.906	1.815	6.758		
$e'$	m	0.706	1.615	6.558		
x	m	0.111	0.104	0.100		
k		0.369	0.347	0.332		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	5.62	2.26	2.63		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	144.37	63.77	79.21		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.4.3.3 せん断応力度一覧表

		左側壁	左側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		外側引張	内側引張			
S	kN	67.61	18.46			
M	kNm	-40.57	29.57			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.11	1.04			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.23	0.06			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.66	0.62			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.65	0.17			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			



#### 4.4.4 右側壁

##### 4.4.4.1 曲げ応力度一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		内側引張	外側引張	外側引張		
M	kNm	-61.01	42.66	64.09		
N	kN	-34.60	66.07	87.19		
b	m	1.000	1.000	1.000		
h	m	0.400	0.400	0.400		
d	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s \cdot$ $req$	mm <sup>2</sup>	923.6	427.0	681.6		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
p	%	0.530	0.530	0.530		
$e_0$	m	1.763	0.646	0.735		
$e'$	m	1.963	0.446	0.535		
x	m	0.092	0.116	0.114		
k		0.308	0.387	0.379		
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4.63	3.25	4.88		
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	156.31	77.09	119.98		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	13.50	13.50	13.50		
$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	264.00	264.00	264.00		
判定		Ok	Ok	Ok		

4. 4. 4. 2 せん断応力度一覧表

		右側壁	右側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
		内側引張	外側引張			
S	kN	48.09	53.62			
M	kNm	-40.24	42.66			
b	m	1.000	1.000			
d	m	0.300	0.300			
A <sub>c</sub>	m <sup>2</sup>	0.400	0.400			
I <sub>c</sub>	m <sup>4</sup>	0.005	0.005			
A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	1588.8	1588.8			
p <sub>t</sub>	%	0.53	0.53			
C <sub>e</sub>		1.40	1.40			
C <sub>pt</sub>		1.22	1.22			
C <sub>N</sub>		1.00	1.10			
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.16	0.18			
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.60	0.66			
判定		Ok	Ok			
S' <sub>h</sub>	kN	----	----			
s	mm	----	----			
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	----	----			
A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	----	----			
τ <sub>o</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.45	0.51			
τ <sub>oa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.40	2.40			

## 4.5 Case 8 (レベル2地震時)

### 4.5.1 頂版

#### 4.5.1.1 左端部曲げ耐力の計算

断面力および断面寸法

$N_d$ : 設計軸力	-8.200 (kN)
$M_d$ : 設計曲げモーメント	37.590 (kNm)
$b$ : 部材幅	1000.0 (mm)
$h$ : 断面の高さ	400.0 (mm)
$d$ : 有効高	300.0 (mm)
$y_1$ : 断面中心からコンクリートの圧縮合力図心までの距離 (mm)	
$y_2$ : 断面中心から鉄筋・鋼材までの距離 (mm)	
$A_s$ : 引張鉄筋量	1588.80 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc125)
$y_2 = 0.100$ (m)	

コンクリートの終局ひずみ  $\epsilon_{cu} = 0.00350$

構造物係数  $\gamma_i = 1.00$

構造解析係数  $\gamma_a = 1.00$

部材係数  $\gamma_b = 1.00$

せん断補強鉄筋が部材軸となす角度  $\alpha_s = 45.00$  (°)

x	m	0.020	0.025	0.028	0.030	0.035	
C	kN	330.286	412.857	460.496	495.429	578.000	コンクリート
$y_1$	m	0.192	0.190	0.188	0.188	0.185	
$Cy_1$	kNm	63.309	78.278	86.758	92.903	107.185	
T	kN	-468.696	-468.696	-468.696	-468.696	-468.696	引張鉄筋
$Ty_2$	kNm	46.870	46.870	46.870	46.870	46.870	
$\Sigma C + \Sigma T$	kN	-138.410	-55.839	-8.200	26.733	109.304	
$\Sigma C + \Sigma T - N$	kN	-130.211	-47.639	0.000	34.932	117.504	
$M_u = \Sigma Cy_1 + \Sigma Ty_2$	kNm	110.179	125.148	133.628	139.773	154.055	

よって、上記表より  $\Sigma C + \Sigma T - N = 0$  となる  $x$  位置での値を採用する

破壊抵抗曲げモーメント  $M_u = 133.628$  (kNm) ( $x = 0.028$  (m))

設計曲げ耐力  $M_{ud} = M_u / \gamma_b = 133.628 / 1.00 = 133.628$  (kNm)

$$\left| \gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \right| = \left| 1.00 \times \frac{37.59}{133.63} \right| = 0.28 \leq 1.0 \dots\dots (Ok)$$

$$M_d = \gamma_a \cdot M = 1.00 \times 37.59 = 37.59 \text{ (kNm)}$$

$$N_d = \gamma_a \cdot N = 1.00 \times -8.20 = -8.20 \text{ (kNm)}$$

荷重係数  $\gamma_f$  は荷重算出時に考慮しているため  $M_d, N_d$  算出には含めない。

4.5.1.2 曲げ耐力一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		内側引張	内側引張	外側引張		
$M_d$	kNm	37.59	37.59	-69.69		
$N_d$	kN	-8.20	-8.20	65.31		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.400	0.400	0.400		
$d$	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.028	0.028	0.032		
$M_{ud}$	kNm	133.63	133.63	146.49		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.281	0.281	0.476		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.5.1.3 左端 H/2位置せん断耐力の計算

断面力および断面寸法

- $V_d$  : 設計せん断力  $-13.94 \times 10^3$  (N)  
 $N_d$  : 設計軸力  $4.05 \times 10^3$  (N)  
 $M_d$  : 設計曲げモーメント  $35.09 \times 10^6$  (Nmm)  
 $B$  : 部材幅 1.000 (m)  
 $H$  : 部材高 0.400 (m)  
 $d$  : 部材の有効高さ 0.300 (m)

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \frac{N_d}{b \cdot H} \cdot \frac{b \cdot H^2}{6} \\
 &= \frac{4.05}{1.000 \times 0.400} \times \frac{1.000 \times 0.400^2}{6} \\
 &= 0.27 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

軸方向圧縮力を考慮しない純曲げ耐力

$N_d=0$ としたときの破壊抵抗曲げモーメントを繰り返し計算により求めると、

$$M_{0d} = 135.08 \text{ (kNm)}$$

$$X = 0.028 \text{ (m)}$$

せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力: $V_{cd}$

$$\beta_d = 4\sqrt{\frac{1}{d}} = 4\sqrt{\frac{1}{0.300}} = 1.351$$

$$\beta_p = 3\sqrt{100 \cdot p_w} = 3\sqrt{100 \times 0.00530} = 0.809$$

$$\beta_n = 1 + \frac{2M_0}{M_{0d}} = 1 + \frac{2 \times 0.27}{135.08} = 1.004$$

$$f_{vcd} = 0.20 \cdot 3\sqrt{f'_{cd}} = 0.20 \times 3\sqrt{\frac{24.00}{1.00}} = 0.58 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$V_d = \gamma_a \cdot S = 1.00 \times -13.94 = -13.94 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= 1000 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_b} \\ &= 1000 \times 1.351 \times 0.809 \times 1.004 \times 0.58 \times 1.000 \times 0.300 \times \frac{1}{1.00} \\ &= 189.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$|\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{cd}}| = |1.00 \times \frac{-13.94}{189.96}| = 0.07 \leq 1.0 \dots\dots \text{ (Ok)}$$

4.5.1.4 せん断耐力一覧表

		頂版	頂版			
		左端 H/2	右端 H/2			
$V_d$	kN	-13.94	-75.46			
$N_d$	kN	4.05	53.06			
$M_d$	kNm	35.09	-36.43			
B	m	1.000	1.000			
H	m	0.400	0.400			
d	m	0.300	0.300			
$M_0$	kNm	0.27	3.54			
$M_{0d}$	kNm	135.08	135.08			
X	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.351	1.351			
$\beta_p$		0.809	0.809			
$\beta_n$		1.004	1.052			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	189.96	199.11			
$ \gamma_1 V_d / V_{cd} $		0.07	0.38			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_1 V_d / V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

## 4.5.2 底版

### 4.5.2.1 曲げ耐力一覧表

		左端部	支間部	右端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
$M_d$	kNm	82.37	-45.21	-57.05		
$N_d$	kN	95.71	-5.83	-26.13		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.500	0.500	0.500		
$d$	m	0.400	0.400	0.400		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.034	0.028	0.027		
$M_{ud}$	kNm	203.38	180.63	176.01		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.405	0.250	0.324		
判定		Ok	Ok	Ok		

### 4.5.2.2 せん断耐力一覧表

		底版	底版			
		左端 H/2	右端 H/2			
$V_d$	kN	-79.38	-36.79			
$N_d$	kN	72.87	-3.29			
$M_d$	kNm	43.80	-43.41			
$B$	m	1.000	1.000			
$H$	m	0.500	0.500			
$d$	m	0.400	0.400			
$M_0$	kNm	6.07	-0.27			
$M_{0d}$	kNm	181.95	181.95			
$X$	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.257	1.257			
$\beta_p$		0.735	0.735			
$\beta_n$		1.067	0.994			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	227.53	212.01			
$ \gamma_I V_d/V_{cd} $		0.35	0.17			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_I V_d/V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

### 4.5.3 左側壁

#### 4.5.3.1 曲げ耐力一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		外側引張	内側引張	内側引張		
$M_d$	kNm	-82.37	32.14	37.59		
$N_d$	kN	92.02	14.99	1.44		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.400	0.400	0.400		
$d$	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.034	0.029	0.028		
$M_{ud}$	kNm	151.09	137.71	135.33		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.545	0.233	0.278		
判定		Ok	Ok	Ok		

#### 4.5.3.2 せん断耐力一覧表

		左側壁	左側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
$V_d$	kN	77.51	19.51			
$N_d$	kN	77.02	14.99			
$M_d$	kNm	-43.37	32.14			
$B$	m	1.000	1.000			
$H$	m	0.400	0.400			
$d$	m	0.300	0.300			
$M_0$	kNm	5.13	1.00			
$M_{0d}$	kNm	135.08	135.08			
$X$	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.351	1.351			
$\beta_p$		0.809	0.809			
$\beta_n$		1.076	1.015			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	203.59	192.00			
$ \gamma_I V_d/V_{cd} $		0.38	0.10			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_I V_d/V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			



#### 4.5.4 右側壁

4.5.4.1 曲げ耐力一覧表

		下端部	支間部	上端部		
		内側引張	外側引張	外側引張		
$M_d$	kNm	-57.05	43.96	69.69		
$N_d$	kN	-23.85	70.88	90.84		
$b$	m	1.000	1.000	1.000		
$h$	m	0.400	0.400	0.400		
$d$	m	0.300	0.300	0.300		
$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16-ctc125	D16-ctc125	D16-ctc125		
		1588.8	1588.8	1588.8		
中立軸	m	0.027	0.033	0.034		
$M_{ud}$	kNm	130.85	147.45	150.89		
$ \gamma_i \cdot M_d/M_{ud} $		0.436	0.298	0.462		
判定		Ok	Ok	Ok		

4.5.4.2 せん断耐力一覧表

		右側壁	右側壁			
		下端 H/2	上端 H/2			
$V_d$	kN	39.31	63.31			
$N_d$	kN	-1.14	70.88			
$M_d$	kNm	-42.16	43.96			
$B$	m	1.000	1.000			
$H$	m	0.400	0.400			
$d$	m	0.300	0.300			
$M_0$	kNm	-0.08	4.73			
$M_{0d}$	kNm	135.08	135.08			
$X$	m	0.028	0.028			
$\beta_d$		1.351	1.351			
$\beta_p$		0.809	0.809			
$\beta_n$		0.998	1.070			
$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.58	0.58			
$V_{cd}$	kN	188.77	202.44			
$ \gamma_I V_d/V_{cd} $		0.21	0.31			
判定		Ok	Ok			
$A_w$	mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$S_s$	mm	-----	-----			
$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	-----	-----			
$V_{sd}$	kN	-----	-----			
$V_{yd}$	kN	-----	-----			
$ \gamma_I V_d/V_{yd} $		-----	-----			
判定		-----	-----			

#### 4.6 計算結果一覧表

##### 4.6.1 曲げモーメントに対する照査

頂版

		左端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	右端部
配筋	外側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	-22.65		25.46		-22.65
	N	33.38		33.38		33.38
	$\sigma_c$	1.72		1.94		1.72
	$\sigma_s$	41.5		48.1		41.5
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	34.42		34.42		-64.09
	N	-6.09		-6.09		53.67
	$\sigma_c$	2.62		2.62		4.90
	$\sigma_s$	83.3		83.3		131.7
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	37.59		37.59		-69.69
	$N_d$	-8.20		-8.20		65.31
	$M_{ud}$	133.63	0.00	133.63	0.00	146.49
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.281		0.281		0.476
	判定	Ok		Ok		Ok

底版

		左端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	右端部
配筋	外側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	20.65		-36.01		20.65
	N	28.75		28.75		28.75
	$\sigma_c$	0.99		1.73		0.99
	$\sigma_s$	26.5		53.1		26.5
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	73.62		-44.53		-61.01
	N	78.85		-23.34		-43.78
	$\sigma_c$	3.53		2.10		2.86
	$\sigma_s$	102.1		85.6		121.4
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	82.37		-45.21		-57.05
	$N_d$	95.71		-5.83		-26.13
	$M_{ud}$	203.38	0.00	180.63	0.00	176.01
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.405		0.250		0.324
	判定	Ok		Ok		Ok

## 左側壁

		下端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	上端部
配筋	外側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	-20.65		-4.68		-22.65
	N	99.78		94.23		80.18
	$\sigma_c$	1.47		0.42		1.67
	$\sigma_s$	16.6		-2.0		26.4
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	-73.62		29.57		34.42
	N	81.28		16.29		5.09
	$\sigma_c$	5.62		2.26		2.63
	$\sigma_s$	144.4		63.8		79.2
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	-82.37		32.14		37.59
	$N_d$	92.02		14.99		1.44
	$M_{ud}$	151.09	0.00	137.71	0.00	135.33
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.545		0.233		0.278
	判定	Ok		Ok		Ok

右側壁

		下端部	ハンチ端部	支間部	ハンチ端部	上端部
配筋	外側	D16-250	D16-250	D16-125	D16-125	D16-125
	内側	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125	D16-125
Case 4	M	20.65		4.68		22.65
	N	99.78		94.23		80.18
	$\sigma_c$	1.69		0.42		1.67
	$\sigma_s$	27.4		-2.0		26.4
	$\sigma_{ca}$	9.00		9.00		9.00
	$\sigma_{sa}$	157.0		157.0		157.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 6	M	-61.01		42.66		64.09
	N	-34.60		66.07		87.19
	$\sigma_c$	4.63		3.25		4.88
	$\sigma_s$	156.3		77.1		120.0
	$\sigma_{ca}$	13.50		13.50		13.50
	$\sigma_{sa}$	264.0		264.0		264.0
	判定	Ok		Ok		Ok
Case 8	$M_d$	-57.05		43.96		69.69
	$N_d$	-23.85		70.88		90.84
	$M_{ud}$	130.85	0.00	147.45	0.00	150.89
	$ \gamma_i \cdot M_d / M_{ud} $	0.436		0.298		0.462
	判定	Ok		Ok		Ok

#### 4.6.2 せん断力に対する照査

頂版

		左端 H/2	右端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	53.45	-53.45		
	$\tau$	0.18	0.18		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.61	0.61		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	-10.29	-71.81		
	$\tau$	0.03	0.24		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.60	0.65		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	-13.94	-75.46		
	$V_{yd}$	189.96	199.11		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.073	0.379		
	判定	Ok	Ok		

底版

		左端 H/2	右端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	-58.16	58.16		
	$\tau$	0.15	0.15		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.40	0.40		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	-66.64	-45.87		
	$\tau$	0.17	0.11		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.57	0.52		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	-79.38	-36.79		
	$V_{yd}$	227.53	212.01		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.349	0.174		
	判定	Ok	Ok		

左側壁

		下端 H/2	上端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	18.68	-22.01		
	$\tau$	0.06	0.07		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.65	0.58		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	67.61	18.46		
	$\tau$	0.23	0.06		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.66	0.62		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	77.51	19.51		
	$V_{yd}$	203.59	192.00		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.381	0.102		
	判定	Ok	Ok		



右側壁

		下端 H/2	上端 H/2		
せん断補強筋 (mm <sup>2</sup> )		-----	-----		
Case 4	S	-18.68	22.01		
	$\tau$	0.06	0.07		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.51	0.58		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 6	S	48.09	53.62		
	$\tau$	0.16	0.18		
	$\alpha \cdot \tau_a$	0.60	0.66		
	$A_w$	-----	-----		
	判定	Ok	Ok		
Case 8	$V_d$	39.31	63.31		
	$V_{yd}$	188.77	202.44		
	$ \gamma_i \cdot V_d / V_{yd} $	0.208	0.313		
	判定	Ok	Ok		

## 5 定着長の検討

### 5.1 鉄筋定着位置の決定方法

隅角部の鉄筋を同一鉄筋径倍ピッチ配筋に減らすものとして鉄筋定着位置を求める。

鉄筋の定着位置は下記の $L_1$ および $L_2$ の小さいほうとする。

$$L_1 = l_1 + d + l_0$$

$$L_2 = l_2 + l_0$$

$$l_0 = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{0a}} \cdot \frac{\phi}{1000} \quad (\text{m})$$

ここで、 $l_1$	: 計算上鉄筋が不要となる位置	(m)
$l_2$	: コンクリートに引張が生じない位置 (曲げモーメントが0となる位置)	(m)
$d$	: 部材の有効高さ	(m)
$l_0$	: 基本定着長	(m)
$\phi$	: 主鉄筋径	(mm)
$\sigma_{sa}$	: 鉄筋の許容引張応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau_{0a}$	: コンクリートの許容付着応力度	(N/mm <sup>2</sup> )
	$\tau_{0a} = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	

## 5.2 頂版

### 5.2.1 左端部

#### 5.2.1.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

#### 5.2.1.2 コンクリートに引張が生じない位置

	Case 4	Case 6	Case 8		
$l_2$ (m)	0.327	----	----		

$$L_2 = l_2 + l_0 = 0.327 + 0.393 = 0.720 \quad (\text{m})$$

#### 5.2.1.3 定着位置

以上より、定着位置は隅角部より 0.720 (m) の位置となる。

### 5.2.2 右端部

#### 5.2.2.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

#### 5.2.2.2 コンクリートに引張が生じない位置

コンクリートに引張が生じない位置が見つからない。

### 5.3 底版

#### 5.3.1 左端部

##### 5.3.1.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

##### 5.3.1.2 コンクリートに引張が生じない位置

	Case 4	Case 6	Case 8		
$l_2$ (m)	0.238	1.119	----		

$$L_2 = l_2 + l_0 = 1.119 + 0.393 = 1.512 \text{ (m)}$$

##### 5.3.1.3 定着位置

以上より、定着位置は隅角部より 1.512 (m) の位置となる。

#### 5.3.2 右端部

##### 5.3.2.1 計算上鉄筋が不要となる位置

計算上鉄筋が不要となる位置が見つからない

##### 5.3.2.2 コンクリートに引張が生じない位置

コンクリートに引張が生じない位置が見つからない。

## 6 浮上りに対する検討

$$U \leq 1/F_s \cdot W'$$

$$U = \gamma_w \cdot H_w \cdot B_0$$

$$W' = W_s + W$$

ここで、 $U$  : ボックスカルバートに働く全浮力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W'$  : ボックスカルバートおよび土砂重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $F_s$  : 安全率  $F_s = 1.20$   
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量  $\gamma_w = 9.80$  (kN/m<sup>3</sup>)  
 $B_0$  : ボックスカルバートの全幅  $B_0 = 2.800$  (m)  
 $H_w$  : 地下水位からカルバート底面までの深さ  
:  $H_w = 4.100$  (m)  
 $W_s$  : ボックスカルバート上の土砂  
および水の全重量 (kN/m)  
 $W$  : ボックスカルバートの自重 (kN/m)

	計 算 式	W (kN/m)
頂 版	$2.800 \times 0.400 \times 24.5$	27.44
ハンチ	$2 \times 1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 24.5$	2.21
左側壁	$2.000 \times 0.400 \times 24.5$	19.60
右側壁	$2.000 \times 0.400 \times 24.5$	19.60
ハンチ	$2 \times 1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 24.5$	2.21
底 版	$2.800 \times 0.500 \times 24.5$	34.30
合 計		105.35

$$U = \gamma_w \cdot H_1 \cdot B_0 = 9.80 \times 4.100 \times 2.800 = 112.50 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} W' &= B_0 (\gamma_p \cdot t_p + \gamma_{sat} \cdot t_D) + W \\ &= 2.800 \times (22.50 \times 0.200 + 19.00 \times 1.200) + 105.35 \\ &= 181.79 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\frac{W'}{F_s} = \frac{181.79}{1.2} = 151.49 \text{ (kN/m)} \geq U \text{ ……(OK)}$$

# ボックスカルバートウイングの設計

Ver1.0

出力例

ボックスカルバート左側台形ウイング

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>      [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# ボックスカルバートウイングの設計「計算書の印刷」

## 目 次

1	設計条件	3
1.1	構造寸法	3
1.2	使用材料および許容応力度	3
1.2.1	コンクリート	3
1.2.2	鉄筋	3
1.2.3	許容応力度の割増係数	3
1.3	荷重	4
1.3.1	土圧	4
1.3.2	設計水平震度	4
1.3.3	風荷重	4
1.3.4	衝突荷重	4
1.4	土圧	5
1.4.1	計算式	5
1.4.2	常時	7
1.4.3	地震時	9
1.4.4	暴風時	11
1.4.5	衝突時	13
1.5	自重慣性力	16
1.5.1	ウイングの自重慣性力	16
1.5.2	A-A断面における断面力	16
1.5.3	A~B断面間の荷重による断面力	16
1.5.4	設計断面力	17
1.6	風荷重	18
1.7	衝突荷重	19
2	断面力の集計	20
2.1	常時	20
2.2	地震時（背面引張）	20
2.3	地震時（前面引張）	20
2.4	暴風時（背面引張）	20
2.5	暴風時（前面引張）	20
2.6	衝突時	21
3	断面設計	22
3.1	計算式	22
3.1.1	鉄筋コンクリート断面の応力度	22
3.1.2	せん断力に対する照査	23
3.2	応力度一覧表	24
3.2.1	曲げ応力度（背面引張）	24
3.2.2	曲げ応力度（前面引張）	24
3.2.3	せん断応力度	24
3.3	常時（背面引張）	25
3.3.1	曲げ応力度の計算	25
3.3.2	せん断応力度の計算	25
3.4	地震時（背面引張）	26
3.4.1	曲げ応力度の計算	26

3.4.2	せん断応力度の計算.....	26
3.5	暴風時（背面引張）.....	27
3.5.1	曲げ応力度の計算.....	27
3.5.2	せん断応力度の計算.....	27
3.6	暴風時（前面引張）.....	28
3.6.1	曲げ応力度の計算.....	28
3.6.2	せん断応力度の計算.....	28
3.7	衝突時（背面引張）.....	29
3.7.1	曲げ応力度の計算.....	29
3.7.2	せん断応力度の計算.....	29
4	本体側壁の補強鉄筋.....	30
4.1	応力度一覧表.....	30
4.1.1	曲げ応力度（外側引張）.....	30
4.1.2	曲げ応力度（内側引張）.....	30
4.2	常時（外側引張）.....	31
4.3	地震時（外側引張）.....	32
4.4	暴風時（外側引張）.....	33
4.5	暴風時（内側引張）.....	34
4.6	衝突時（外側引張）.....	35

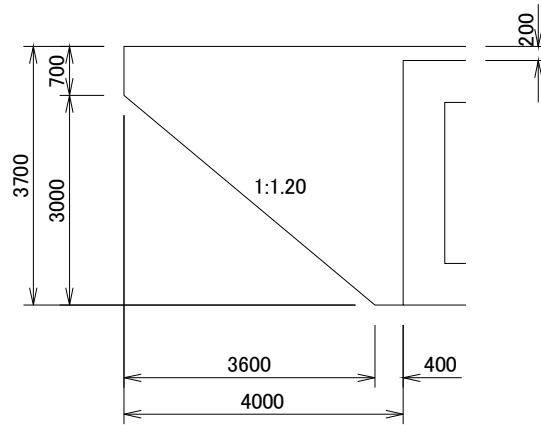


図-1 構造寸法図

## 1 設計条件

### 1.1 構造寸法

ウイング厚さ	0.500 (m)
本体側壁厚さ	0.600 (m)

### 1.2 使用材料および許容応力度

#### 1.2.1 コンクリート

設計基準強度	$\sigma_{ck}$	21.00 (N/mm <sup>2</sup> )
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	7.00 (N/mm <sup>2</sup> )
許容せん断応力度		
コンクリートのみで負担する場合	$\tau_{a1}$	0.22 (N/mm <sup>2</sup> )
斜引張鉄筋と共同で負担する場合	$\tau_{a2}$	1.60 (N/mm <sup>2</sup> )
許容付着応力度	$\tau_{0a}$	1.40 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c$	24.50 (kN/m <sup>3</sup> )

#### 1.2.2 鉄筋

鉄筋の材質	SD295
許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	
常時	160.0 (N/mm <sup>2</sup> )
割増の基準値	180.0 (N/mm <sup>2</sup> )

#### 1.2.3 許容応力度の割増係数

地震時	1.50
暴風時	1.25
衝突時	1.50



## 1.3 荷重

### 1.3.1 土圧

試行くさび法

背面土砂の土質定数

単位体積重量 $\gamma$	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )
内部摩擦角 $\phi$	30.00	(°)
粘着力 $C$	0.0	(kN/m <sup>2</sup> )

土圧による断面力の割増し

曲げモーメント (背面引張)	1.20
(前面引張)	1.00
せん断力	1.00

### 1.3.2 設計水平震度

設計水平震度  $k_h$  0.24

### 1.3.3 風荷重

防音壁高さ $h_w$	3.000	(m)
風荷重 $p_w$	2.00	(kN/m <sup>2</sup> )

### 1.3.4 衝突荷重

防護壁高さ $h_e$	1.000	(m)
風荷重 $P_e$	109.00	(kN)

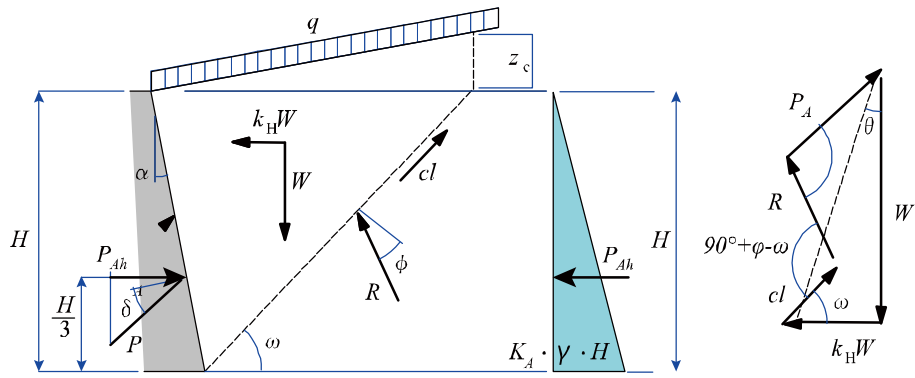


図-2 試行くさび法による土圧

## 1.4 土圧

### 1.4.1 計算式

施行くさび法による主働土圧は式(1), (2)で求める(図2参照)。主働すべり角 $\omega$ を変化させて計算し、最も大きい $P_a$ を主働土圧とする。なお、試行くさび法のすべり面より内側に載荷される活荷重等の載荷重についてはすべり土塊の重量に含めるものとする。

$$P_a = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $P_a$  : 主働土圧の合力 (kN)

$W$  : 地表面の亀裂深さ $z_c$ を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN)

$z_c$  : 地表面の引張亀裂深さ (m)

$$z_c = 2c / \gamma \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

$\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}k_h$ で地震の影響を考慮しない場合は $\theta = 0$  (°)

$\omega$  : 主働すべり角 (°)

$\phi$  : 内部摩擦角 (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (°)

常時  $\delta = 2/3 \cdot \phi$

地震時  $\delta = 1/2 \cdot \phi$

$\alpha$  : 壁面傾斜角 (°)

$c$  : 裏込め土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$l$  : すべり面の長さ (m)

土圧の分布形を三角形と仮定すると換算土圧係数 $K$ は式(3)で求まる。

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $K$  : 換算主働土圧係数

$H$  : 土圧作用高さ (m)

$P_{ah}$  : 主働土圧強度の水平成分 (kN)

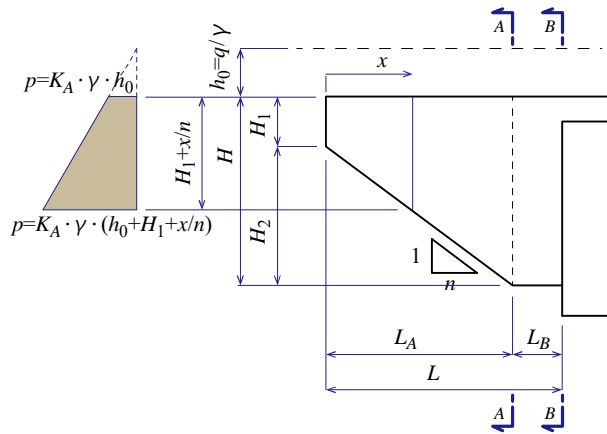


図-3 記号説明図

A-A断面における断面力

ウイング先端からA-A断面までの間に作用する土圧によるA-A断面における断面力は図3に示す記号を用いて式(4), (5)で求まる。

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

A～B断面間の荷重による断面力

A-A断面からB-B断面までの間に作用する土圧によるB-B断面における全幅あたり断面力は式(6), (7)で求める。

$$S_B = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \dots\dots\dots (6)$$

$$M_B = \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \dots\dots\dots (7)$$

設計断面力

ウイングの設計断面力は式(4)～(7)で求めた断面力をウイング全幅で除し、式(8), (9)で求める。

$$S_p = \alpha_s \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \dots\dots\dots (8)$$

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \dots\dots\dots (9)$$

- ここで、 $S_p$  : 土圧による設計せん断力 (kN)
- $M_p$  : 土圧による設計曲げモーメント (kN・m)
- $h_0$  : 換算盛土高 (m)
- 載荷重は土圧に含まれるため、 $h_0=0.0$
- $\alpha_s$  : 設計せん断力の割り増し係数
- $\alpha_M$  : 設計曲げモーメントの割り増し係数

## 1.4.2 常時

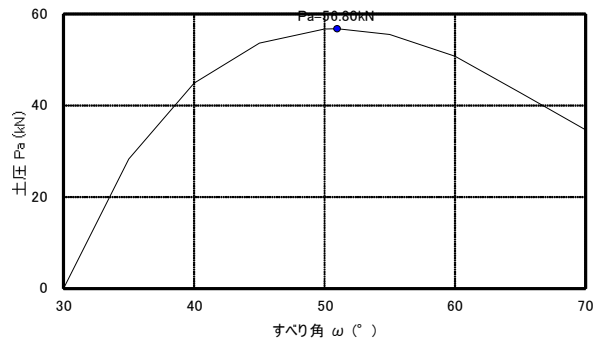


図-4 常時土圧の変化

### 主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々なに変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-4のようになり、すべり角 $\omega=50.96^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

$$\text{土くさびの重量 } W = 158.754 \text{ (kN)}$$

$$\text{すべり面の長さ } l = 5.922 \text{ (m)}$$

$$P_A = \frac{158.754 \times \sec 0.00 \times \sin(50.96 - 30.00 + 0.00) - 0.00 \times 5.922 \times \cos 30.00}{\cos(50.96 - 30.00 + 0.00 - 20.00)}$$

$$= 56.804 \text{ (kN)}$$

### 主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 56.804 \times \cos(0.0 + 20.0) = 53.378 \text{ (kN)}$$

### 換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 53.378}{19.0 \times 3.700^2} = 0.410$$

### A-A断面における土圧による断面力

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.410 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\}$$

$$= 78.465 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
M_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \\
&= \frac{1}{2} \times 0.410 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
&\quad \left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\} \\
&= 85.652 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

A～B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}
S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\
&= \frac{1}{2} \times 0.410 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\
&= 21.351 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 0.410 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\
&= 4.270 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

設計せん断力

$$\begin{aligned}
S_p &= \alpha_S \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \\
&= 1.00 \times \frac{78.465 + 21.351}{3.700} = 26.977 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

設計曲げモーメント (背面引張の場合)

$$\begin{aligned}
M_p &= \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \\
&= 1.20 \times \frac{85.652 + 78.465 \times 0.400 + 4.270}{3.700} = 39.343 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

### 1.4.3 地震時

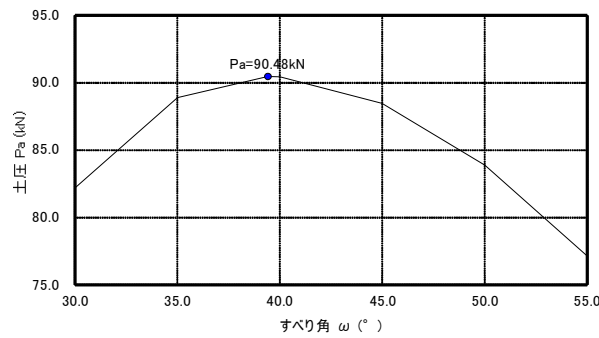


図-5 地震時土圧の変化

#### 主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-5のようになり、すべり角 $\omega=39.42^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

$$\text{土くさびの重量 } W = 224.858 \text{ (kN)}$$

$$\text{すべり面の長さ } l = 7.244 \text{ (m)}$$

$$P_A = \frac{224.858 \times \sec 13.50 \times \sin(39.42 - 30.00 + 13.50) - 0.00 \times 7.244 \times \cos 30.00}{\cos(39.42 - 30.00 + 0.00 - 15.00)}$$

$$= 90.475 \text{ (kN)}$$

#### 主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 90.475 \times \cos(0.0 + 15.0) = 87.393 \text{ (kN)}$$

#### 換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 87.393}{19.0 \times 3.700^2} = 0.672$$

#### A-A断面における土圧による断面力

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.672 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\}$$

$$= 128.465 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
M_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \\
&= \frac{1}{2} \times 0.672 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
&\quad \left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\} \\
&= 140.232 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

A～B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}
S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\
&= \frac{1}{2} \times 0.672 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\
&= 34.957 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 0.672 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\
&= 6.991 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

設計せん断力

$$\begin{aligned}
S_p &= \alpha_S \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \\
&= 1.00 \times \frac{128.465 + 34.957}{3.700} = 44.168 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

設計曲げモーメント (背面引張の場合)

$$\begin{aligned}
M_p &= \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \\
&= 1.20 \times \frac{140.232 + 128.465 \times 0.400 + 6.991}{3.700} = 64.414 \text{ (kNm)}
\end{aligned}$$

設計曲げモーメント（前面引張の場合）

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H}$$

$$= 1.00 \times \frac{140.232 + 128.465 \times 0.400 + 6.991}{3.700} = 53.678 \text{ (kNm)}$$

#### 1.4.4 暴風時

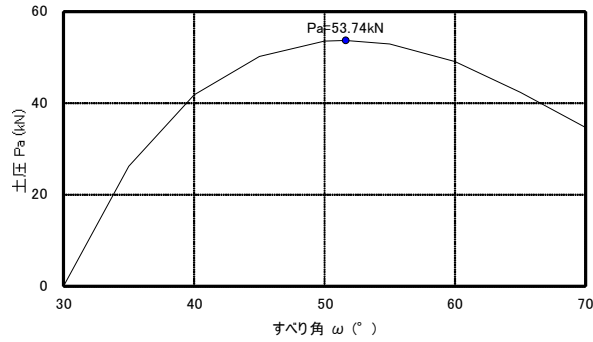


図-6 暴風時土圧の変化

主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-6のようになり、すべり角 $\omega=51.62^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

$$\text{土くさびの重量 } W = 145.813 \text{ (kN)}$$

$$\text{すべり面の長さ } l = 5.868 \text{ (m)}$$

$$P_A = \frac{145.813 \times \sec 0.00 \times \sin(51.62 - 30.00 + 0.00) - 0.00 \times 5.868 \times \cos 30.00}{\cos(51.62 - 30.00 + 0.00 - 20.00)}$$

$$= 53.740 \text{ (kN)}$$

主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 53.740 \times \cos(0.0 + 20.0) = 50.499 \text{ (kN)}$$

換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 50.499}{19.0 \times 3.700^2} = 0.388$$



A-A断面における土圧による断面力

$$\begin{aligned}
 S_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
 &\quad \left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\} \\
 &= 74.233 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right. \\
 &\quad \left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\} \\
 &= 81.032 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

A~B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}
 S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\
 &= 20.200 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\
 &= 4.040 \text{ (kNm)}
 \end{aligned}$$

設計せん断力

$$S_p = \alpha_s \cdot \frac{S_A + S_B}{H}$$

$$= 1.00 \times \frac{74.233 + 20.200}{3.700} = 25.522 \text{ (kN)}$$

設計曲げモーメント（背面引張の場合）

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H}$$

$$= 1.20 \times \frac{81.032 + 74.233 \times 0.400 + 4.040}{3.700} = 37.221 \text{ (kNm)}$$

設計曲げモーメント（前面引張の場合）

$$M_p = \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H}$$

$$= 1.00 \times \frac{81.032 + 74.233 \times 0.400 + 4.040}{3.700} = 31.018 \text{ (kNm)}$$

#### 1.4.5 衝突時

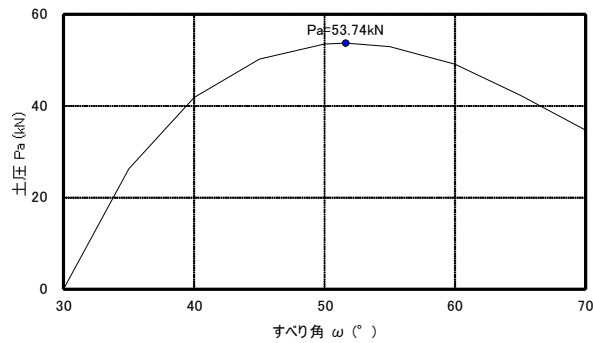


図-7 衝突時土圧の変化

主働土圧

主働すべり角 $\omega$ を様々に変化させた繰り返し計算を行った結果、土圧の変化は図-7のようになり、すべり角 $\omega=51.62^\circ$ の時に最大となった。この時、最大主働土圧は次のように求められる。

土くさびの重量  $W = 145.813 \text{ (kN)}$

すべり面の長さ  $l = 5.868 \text{ (m)}$

$$P_A = \frac{145.813 \times \sec 0.00 \times \sin(51.62 - 30.00 + 0.00) - 0.00 \times 5.868 \times \cos 30.00}{\cos(51.62 - 30.00 + 0.00 - 20.00)}$$

$$= 53.740 \text{ (kN)}$$

主働土圧の水平成分

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta) = 53.740 \times \cos(0.0 + 20.0) = 50.499 \text{ (kN)}$$

換算土圧係数

$$K = \frac{2P_{ah}}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 50.499}{19.0 \times 3.700^2} = 0.388$$

A-A断面における土圧による断面力

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^3}{3n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^2}{n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot L_A \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^3}{3 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^2}{1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times 3.600 \right\}$$

$$= 74.233 \text{ (kN)}$$

$$M_A = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \left\{ \frac{L_A^4}{12n^2} + (h_0 + H_1) \cdot \frac{L_A^3}{3n} + (2h_0 + H_1) \cdot H_1 \cdot \frac{L_A^2}{2} \right\}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times \left\{ \frac{3.600^4}{12 \times 1.200^2} + (0.000 + 0.700) \right.$$

$$\left. \times \frac{3.600^3}{3 \times 1.200} + (2 \times 0.000 + 0.700) \times 0.700 \times \frac{3.600^2}{2} \right\}$$

$$= 81.032 \text{ (kNm)}$$

A～B断面間の荷重による断面力

$$\begin{aligned}S_B &= \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B \\ &= \frac{1}{2} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400 \\ &= 20.200 \quad (\text{kNm})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_B &= \frac{1}{4} \cdot K \cdot \gamma \cdot (2h_0 + H) \cdot H \cdot L_B^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 0.388 \times 19.00 \times (2 \times 0.000 + 3.700) \times 3.700 \times 0.400^2 \\ &= 4.040 \quad (\text{kNm})\end{aligned}$$

設計せん断力

$$\begin{aligned}S_p &= \alpha_S \cdot \frac{S_A + S_B}{H} \\ &= 1.00 \times \frac{74.233 + 20.200}{3.700} = 25.522 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

設計曲げモーメント（背面引張の場合）

$$\begin{aligned}M_p &= \alpha_M \cdot \frac{M_A + S_A \cdot L_B + M_B}{H} \\ &= 1.20 \times \frac{81.032 + 74.233 \times 0.400 + 4.040}{3.700} = 37.221 \quad (\text{kNm})\end{aligned}$$

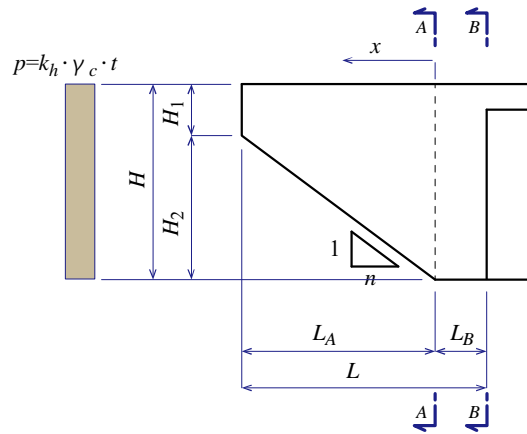


図-8 記号説明図

## 1.5 自重慣性力

### 1.5.1 ウイングの自重慣性力

$$p_s = k_h \cdot \gamma_c \cdot t$$

$$= 0.24 \times 24.50 \times 0.500 = 2.940 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $p_s$  : 自重慣性力による水平力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $k_h$  : 設計水平震度  
 $\gamma_c$  : コンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $t$  : ウイング厚 (m)

### 1.5.2 A-A断面における断面力

ウイング先端からA-A断面までの間に作用する自重慣性力によるA-A断面における単位幅あたり断面力は図8に示す記号を用いて式(10), (11)で求まる。

$$S_{As} = \frac{p_s}{2H} \cdot (H_1 + H) \cdot L_A \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$= \frac{2.940}{2 \times 3.700} \times (0.700 + 3.700) \times 3.600 = 6.293 \text{ (kN)}$$

$$M_{As} = \frac{p_s}{6H} \cdot (2H_1 + H) \cdot L_A^2 \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$= \frac{2.940}{6 \times 3.700} \times (2 \times 0.700 + 3.700) \times 3.600^2 = 8.753 \text{ (kNm)}$$

### 1.5.3 A~B断面間の荷重による断面力

A-A断面からB-B断面までの間に作用する自重慣性力によるB-B断面における単位幅あたり断面力は式(12), (13)で求める。

$$S_{Bs} = p_s \cdot L_B \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$= 2.940 \times 0.400 = 1.176 \text{ (kN)}$$

$$M_{Bs} = \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot L_B^2 \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$= \frac{1}{2} \times 2.940 \times 0.400^2 = 0.235 \text{ (kNm)}$$

#### 1.5.4 設計断面力

ウイングの自重慣性力による設計断面力は式(10)～(13)で求めた断面力より式(14), (15)で求める。

$$S_s = S_{As} + S_{Bs} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$= 6.293 + 1.176 = 7.469 \text{ (kN)}$$

$$M_s = M_{As} + S_{As} \cdot L_B + M_{Bs} \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$= 8.753 + 6.293 \times 0.400 + 0.235 = 11.506 \text{ (kNm)}$$

## 1.6 風荷重

風荷重による設計断面力は式(16)～(22)で求める。

$$p'_w = p_w \cdot h = 2.00 \times 3.000 = 6.000 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$m'_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 2.00 \times 3.000^2 = 9.000 \text{ (kNm)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$S_w = p'_w \cdot \frac{L}{H} = 6.000 \times \frac{4.000}{3.700} = 6.486 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \max(p)} &= (1.42L - 1.15) \cdot p'_w \quad \dots\dots\dots (19) \\ &= (1.42 \times 4.000 - 1.15) \times 6.000 = 27.180 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \max(m)} &= (0.09L + 0.41) \cdot m'_w \quad \dots\dots\dots (20) \\ &= (0.09 \times 4.000 + 0.41) \times 9.000 = 6.930 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \min(p)} &= (0.35L - 0.48) \cdot p'_w \quad \dots\dots\dots (21) \\ &= (0.35 \times 4.000 - 0.48) \times 6.000 = 5.520 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{w \cdot \min(m)} &= -(0.03L + 0.53) \cdot m'_w \quad \dots\dots\dots (22) \\ &= -(0.03 \times 4.000 + 0.53) \times 9.000 = -5.850 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

最大設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \max} = M_{w \cdot \max(p)} + M_{w \cdot \max(m)} = 27.180 + 6.930 = 34.110 \text{ (kNm)}$$

最小設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \min} = M_{w \cdot \min(p)} + M_{w \cdot \min(m)} = 5.520 - 5.850 = -0.330 \text{ (kNm)}$$

ここで、 $p'_w$  : ウイング天端における風荷重による水平力 (kN/m)

$m'_w$  : ウイング天端における風荷重による曲げモーメント (kNm/m)

$p_w$  : 風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : 防音壁の高さ (m)

$L$  : ウイング長さ (m)

$H$  : ウイング全高 (m)

$S_w$  : 風荷重によるウイングの単位幅あたり設計せん断力 (kN)

$M_{w \cdot \max(p)}$  : 風荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)

$M_{w \cdot \max(m)}$  : 風荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
じる単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)

$M_{w \cdot \min(p)}$  : 風荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)

$M_{w \cdot \min(m)}$  : 風荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
じる単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)

## 1.7 衝突荷重

衝突荷重による設計断面力は式(16)～(22)で求める。

$$p'_c = \frac{P_c}{L} = \frac{109.00}{4.000} = 27.250 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$m'_c = \frac{P_c}{L} \cdot h = \frac{109.00}{4.000} \times 1.000 = 27.250 \text{ (kNm)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$S_c = \frac{P_c}{H} = \frac{109.00}{3.700} = 29.459 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$\begin{aligned} M_{c \cdot \max(p)} &= (1.42L - 1.15) \cdot p'_c \quad \dots\dots\dots (19) \\ &= (1.42 \times 4.000 - 1.15) \times 27.250 = 123.443 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c \cdot \max(m)} &= (0.09L + 0.41) \cdot m'_c \quad \dots\dots\dots (20) \\ &= (0.09 \times 4.000 + 0.41) \times 27.250 = 20.983 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c \cdot \min(p)} &= (0.35L - 0.48) \cdot p'_c \quad \dots\dots\dots (21) \\ &= (0.35 \times 4.000 - 0.48) \times 27.250 = 25.070 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c \cdot \min(m)} &= -(0.03L + 0.53) \cdot m'_c \quad \dots\dots\dots (22) \\ &= -(0.03 \times 4.000 + 0.53) \times 27.250 = -17.713 \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

最大設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \max} = M_{w \cdot \max(p)} + M_{w \cdot \max(m)} = 123.443 + 20.983 = 144.425 \text{ (kNm)}$$

最小設計曲げモーメント

$$M_{w \cdot \min} = M_{w \cdot \min(p)} + M_{w \cdot \min(m)} = 25.070 - 17.713 = 7.357 \text{ (kNm)}$$

- ここで、 $p'_c$  : ウイング天端における衝突荷重による水平力 (kN/m)  
 $m'_c$  : ウイング天端における衝突荷重による曲げモーメント (kNm/m)  
 $P_c$  : 衝突荷重 (kN)  
 $h$  : 衝突荷重の作用高さ (m)  
 $L$  : ウイング長さ (m)  
 $H$  : ウイング全高 (m)  
 $S_c$  : 衝突荷重によるウイングの単位幅あたり設計せん断力 (kN)  
 $M_{c \cdot \max(p)}$  : 衝突荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
 単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)  
 $M_{c \cdot \max(m)}$  : 衝突荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
 じる単位幅あたり最大曲げモーメント (kNm)  
 $M_{c \cdot \min(p)}$  : 衝突荷重の水平力によりウイング付け根に生じる  
 単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)  
 $M_{c \cdot \min(m)}$  : 衝突荷重のモーメントによりウイング付け根に生  
 じる単位幅あたり最小曲げモーメント (kNm)



## 2 断面力の集計

### 2.1 常時

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	39.343	26.977
合計	39.343	26.977

### 2.2 地震時（背面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	64.414	44.168
自重慣性力	11.506	7.469
合計	75.919	51.637

### 2.3 地震時（前面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	53.678	44.168
自重慣性力	-11.506	-7.469
合計	42.172	36.699

### 2.4 暴風時（背面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	37.221	25.522
風荷重	34.110	6.486
合計	71.331	32.009

### 2.5 暴風時（前面引張）

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	31.018	25.522
風荷重	-34.110	-6.486
合計	-3.092	19.036

## 2.6 衝突時

	曲げモーメント M (kNm)	せん断力 S (kN)
土圧	37.221	25.522
衝突荷重	144.425	29.459
合計	181.646	54.982

### 3 断面設計

#### 3.1 計算式

##### 3.1.1 鉄筋コンクリート断面の応力度

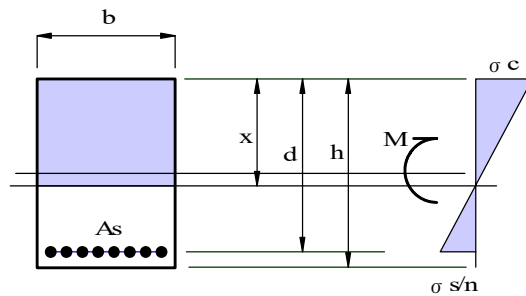


図-9 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は次式によって求める(図-9参照)。

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np$$

$$x = k \cdot d$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d - x/3)}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x}$$

- ここで、 $\sigma_c$ : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_s$ : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $x$ : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)  
 $M$ : 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)  
 $b$ : 断面の幅 (mm)  
 $d$ : 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)  
 $A_s$ : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $n$ : コンクリートと鉄筋のヤング係数比  $n=15$ とする。

### 3.1.2 せん断力に対する照査

RC断面に生じるせん断応力度は次式によって求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここで、 $\tau_m$ ：平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

S：設計せん断力 (N)

b：部材幅 (mm)

d：部材の有効高さ (mm)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートのせん断応力度が  $\tau_{a1}$  を超える場合、次の式で算出される断面積以上の斜引張鉄筋を配置する。

$$A_w = \frac{1.15S'_h \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S'_h = S - \tau_{a1} \cdot b \cdot d$$

ここで、 $A_w$ ：必要斜引張鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$\tau_{a1}$ ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S'_h$ ：斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\sigma_{sa}$ ：斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 3.2 応力度一覧表

### 3.2.1 曲げ応力度（背面引張）

使用鉄筋：D19-125

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
常時	1.64	< 7.00	48.4	< 160.0	OK
地震時	3.17	< 10.50	93.3	< 270.0	OK
暴風時	2.98	< 8.75	87.7	< 225.0	OK
衝突時	7.58	< 10.50	223.2	< 270.0	OK

### 3.2.2 曲げ応力度（前面引張）

使用鉄筋：D16-250

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
暴風時	0.19	< 8.75	10.5	< 225.0	OK

### 3.2.3 せん断応力度

荷重時	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
常時(背面引張)	0.07	< 0.22	< 1.60	OK
地震時(背面引張)	0.13	< 0.33	< 2.40	OK
暴風時(背面引張)	0.08	< 0.28	< 2.00	OK
衝突時(背面引張)	0.14	< 0.33	< 2.40	OK
暴風時(前面引張)	0.05	< 0.28	< 2.00	OK

### 3.3 常時（背面引張）

#### 3.3.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{曲げモーメント} & 39.343 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{有効高} & 400.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{引張鉄筋量} & 2292.00 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D19-ctc125)} \\ np &= 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860 \end{aligned}$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337 \\ x &= k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 39.343 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 1.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 7.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 1.64 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 48.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 160.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.3.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} S: \text{設計せん断力} & 26.977 \times 10^3 \text{ (N)} \\ M: \text{曲げモーメント} & 39.343 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{部材の有効高さ} & 400.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{26.98 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.4 地震時（背面引張）

#### 3.4.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	75.919×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	400.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	2292.00 (mm <sup>2</sup> ) (D19-ctc125)

$$np = 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337$$

$$x = k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 75.919 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 3.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 3.17 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 93.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.4.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

S: 設計せん断力	51.637×10 <sup>3</sup> (N)
M: 曲げモーメント	75.919×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 部材の有効高さ	400.0 (mm)

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{51.64 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.5 暴風時（背面引張）

#### 3.5.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{曲げモーメント} & 71.331 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{有効高} & 400.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{引張鉄筋量} & 2292.00 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D19-ctc125)} \\ np &= 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860 \end{aligned}$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337 \\ x &= k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 71.331 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 2.98 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 2.98 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 87.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.5.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} S: \text{設計せん断力} & 32.009 \times 10^3 \text{ (N)} \\ M: \text{曲げモーメント} & 71.331 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{部材の有効高さ} & 400.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{32.01 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$



### 3.6 暴風時（前面引張）

#### 3.6.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	3.092×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	400.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	794.40 (mm <sup>2</sup> ) (D16-ctc250)

$$np = 15 \times \frac{794.40}{1000.0 \times 400.0} = 0.0298$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0298 + 0.0298^2} - 0.0298 = 0.216$$

$$x = k \cdot d = 0.216 \times 400.0 = 86.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 3.092 \times 10^6}{1000.0 \times 86.4 \times (400.0 - 86.4/3)} \\ &= 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 0.19 \times \frac{400.0 - 86.4}{86.4} \\ &= 10.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.6.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

S: 設計せん断力	19.036×10 <sup>3</sup> (N)
M: 曲げモーメント	3.092×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 部材の有効高さ	400.0 (mm)

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{19.04 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3.7 衝突時（背面引張）

#### 3.7.1 曲げ応力度の計算

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	181.646 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	400.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	2292.00 (mm <sup>2</sup> ) (D19-ctc125)

$$np = 15 \times \frac{2292.00}{1000.0 \times 400.0} = 0.0860$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0860 + 0.0860^2} - 0.0860 = 0.337$$

$$x = k \cdot d = 0.337 \times 400.0 = 135.0 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 181.646 \times 10^6}{1000.0 \times 135.0 \times (400.0 - 135.0/3)} \\ &= 7.58 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 7.58 \times \frac{400.0 - 135.0}{135.0} \\ &= 223.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 3.7.2 せん断応力度の計算

断面力および断面寸法

S: 設計せん断力	54.982 × 10 <sup>3</sup> (N)
M: 曲げモーメント	181.646 × 10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 部材の有効高さ	400.0 (mm)

せん断応力度  $\tau_m$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{54.98 \times 10^3}{1000.0 \times 400.0} \\ &= 0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

## 4 本体側壁の補強鉄筋

### 4.1 応力度一覧表

#### 4.1.1 曲げ応力度（外側引張）

使用鉄筋：D16-125

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
常時	1.30	< 7.00	54.3	< 160.0	OK
地震時	2.52	< 10.50	104.8	< 270.0	OK
暴風時	2.36	< 8.75	98.5	< 225.0	OK
衝突時	6.02	< 10.50	250.8	< 270.0	OK

#### 4.1.2 曲げ応力度（内側引張）

使用鉄筋：D13-250

荷重時	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )		判定
	応力度	許容値	応力度	許容値	
暴風時	0.16	< 8.75	12.9	< 225.0	OK

## 4.2 常時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 39.343 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 39.343 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 1.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 7.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 1.30 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 54.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 160.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

### 4.3 地震時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 75.919 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 75.919 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 2.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 2.52 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 104.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 4.4 暴風時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 71.331 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 71.331 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 2.36 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 2.36 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 98.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(OK)} \end{aligned}$$

## 4.5 暴風時（内側引張）

断面力および断面寸法

M: 曲げモーメント	3.092×10 <sup>6</sup> (Nmm)
b: 部材幅	1000.0 (mm)
d: 有効高	500.0 (mm)
A <sub>s</sub> : 引張鉄筋量	506.80 (mm <sup>2</sup> ) (D13-ctc250)

$$np = 15 \times \frac{506.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0152$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0152 + 0.0152^2} - 0.0152 = 0.160$$

$$x = k \cdot d = 0.160 \times 500.0 = 79.9 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 3.092 \times 10^6}{1000.0 \times 79.9 \times (500.0 - 79.9/3)} \\ &= 0.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 8.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK})\end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 0.16 \times \frac{500.0 - 79.9}{79.9} \\ &= 12.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 225.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK})\end{aligned}$$

## 4.6 衝突時（外側引張）

断面力および断面寸法

$$\begin{aligned} M: \text{ 曲げモーメント} & 181.646 \times 10^6 \text{ (Nmm)} \\ b: \text{ 部材幅} & 1000.0 \text{ (mm)} \\ d: \text{ 有効高} & 500.0 \text{ (mm)} \\ A_s: \text{ 引張鉄筋量} & 1588.80 \text{ (mm}^2\text{)} \text{ (D16-ctc125)} \end{aligned}$$

$$np = 15 \times \frac{1588.80}{1000.0 \times 500.0} = 0.0477$$

圧縮縁から中立軸までの距離  $x$

$$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np = \sqrt{2 \times 0.0477 + 0.0477^2} - 0.0477 = 0.265$$

$$x = k \cdot d = 0.265 \times 500.0 = 132.4 \text{ (mm)}$$

コンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot (d-x/3)} = \frac{2 \times 181.646 \times 10^6}{1000.0 \times 132.4 \times (500.0 - 132.4/3)} \\ &= 6.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 10.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

鉄筋の引張応力度  $\sigma_s$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \frac{d-x}{x} = 15.0 \times 6.02 \times \frac{500.0 - 132.4}{132.4} \\ &= 250.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (\text{OK}) \end{aligned}$$