



杭基礎スラブ板の検討システム

スラブ板で杭基礎を使用する場合に杭の支持力照査やスラブ板の応力照査が可能

価格 ¥115,500(税+HASP 込)

本商品を別保有 HASP に追加登録する場合、価格は¥104,500(税込)となります。

適用基準

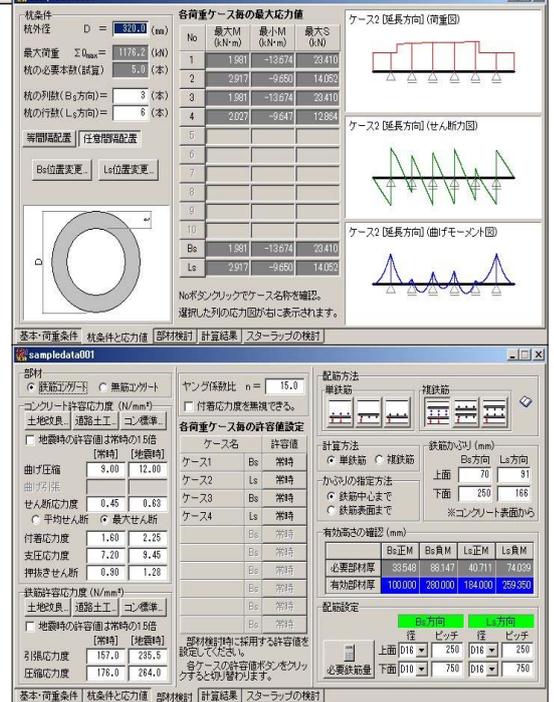
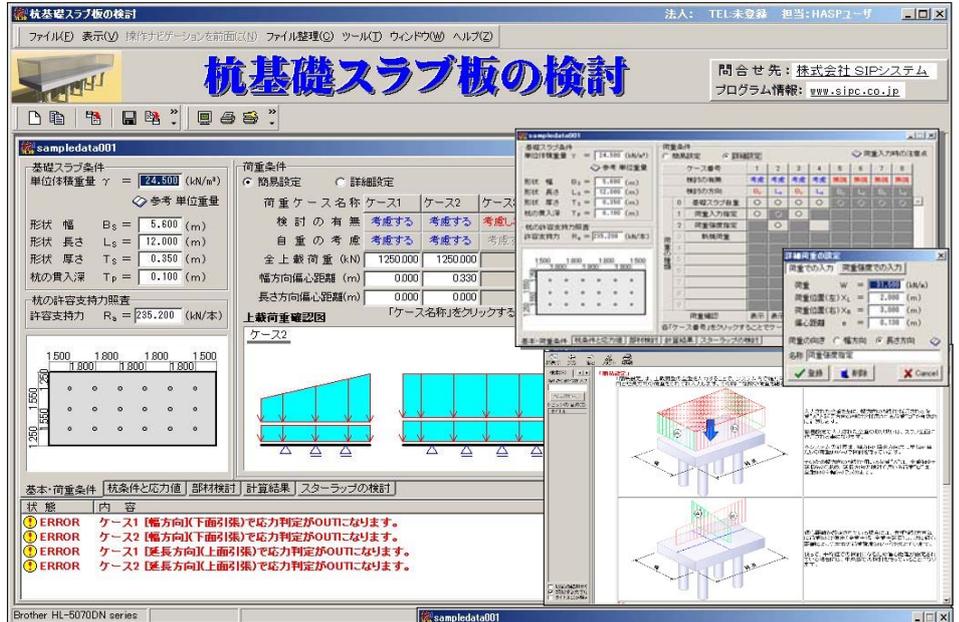
- 道路橋示方書「下部構造編」
- 土地改良設計基準「水路工」
- 道路土工「擁壁工指針」
- コンクリート標準示方書「構造標準性能照査編」

計算範囲

- 杭基礎を配置した長方形板
- 杭支点反力と支持力の照査
- 杭と底版結合部の応力照査
- 杭反力のスラブ板応力照査
- スターラップの計算機能

主な機能

1. 杭検討の対象スラブ形状は、**長方形板の断面形状**に対応。
2. 杭配置は、「**等間隔配置**」または「**任意間隔配置**」指定。
3. スラブ板上面に作用する荷重強度は「**簡易設定**」と「**詳細設定**」の何れかより指定。
4. 簡易設定は、**上載荷重の全合計**を入力し偏心量の指定も可能。
5. 詳細設定は、上載荷重を「**単位 m**」当りで荷重項目毎（最大9種の指定）に指定が可能。
6. **断面力図**（荷重、M 図、S 図）を画面上で確認が可能。
7. 断面照査は、支持力および杭と底版結合部の応力度照査が可能。
8. **応力度照査**時は、「必要鉄筋量」による適正配筋の検討が可能。
9. スラブ板の「せん断応力度」が「OUT」となる場合、**スターラップの計算機能**が可能。
10. 計算書は、**プレビュー画面**にて内容確認後出力、**Word への変換**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

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」迄お問い合わせ下さい。
- ・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「排水構造物設計シリーズ」のご案内



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

土地改良基準「水路工」に準拠した「水路設計計算システム」、柵構造の計算を行う「集水柵構造計算システム」また、水路の蓋版や底版の杭基礎スラブ板の解析が可能な「長方形板の計算システム」および「杭基礎スラブ板の検討システム」等、設計業務の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) S I Pシステム



＜ 水路設計計算システム / ¥209,000 (税+HASP 込) ＞

- ①水路工の常時・地震時の安定計算および部材断面照査を行い、左右側壁の高さが異なる偏土圧の検討も可能。
- ②浮上の検討では、必要フーチング幅を自動計算。
- ③滑動の検討で安全率を満足しない場合反力を考慮して検討。
- ④地震の検討時、内外水位に対し動水圧を考慮可能。
- ⑤水路上面の蓋版等の上面荷重を考慮可能。
- ⑥無筋・鉄筋コンクリートの断面応力度照査が可能。
- ⑦計算書は、プレビュー表示後印刷、Word出力も可能。



＜ 集水柵構造計算システム / ¥220,000 (税+HASP 込) ＞

- ①柵構造（鉄筋・無筋コンクリート）の常時・地震時の部材断面検討および浮力、地盤支持力の検討が可能。
- ②側壁は「水平応力解析」「三辺固定スラブ法」「両端固定梁+三辺固定版」、底版は「四辺固定スラブ法」で解析。
- ③水平応力解析では、側壁に対する軸力の考慮が可能。
- ④側壁（前面・側面）底版の全12断面の応力度照査が可能。また、開口部の指定や L_y/L_x 比を超える計算も可能。
- ⑤計算書は、プレビュー表示後印刷、Word出力も可能。

＜ 長方形板の計算システム / ¥121,000 (税+HASP 込) ＞

RC、鋼板の「有限要素法」および「級数解」による板の解析プログラム

＜ 無圧トンネル構造計算システム / ¥1121,000 (税+HASP 込) ＞

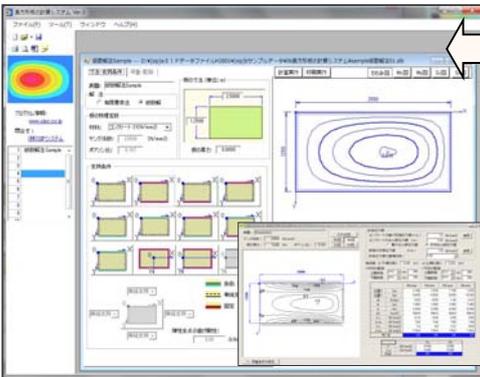
「水路トンネル」準拠した「円形・ほろ形・馬蹄形」の断面検討プログラム

＜ 杭基礎スラブ板の検討システム / ¥115,000 (税+HASP 込) ＞

水路、柵等で、杭が配置される長方形板（スラブ）の断面検討プログラム

＜ RC 水路橋構造計算システム / ¥121,000 (税+HASP 込) ＞

鉄筋コンクリート水路橋について単純支持・連続支持の検討可能なプログラム



その他商品の紹介

1. 「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)、「不等流水路水面追跡計算システム」(¥121,000)
2. 「管網計算システム」(¥319,000) + 「上水道給水量計算システム」(¥55,000) + 「DXF ファイルコンバータ」(¥110,000)
3. 「無筋擁壁設計システム」「RC 擁壁設計システム」「ボックスカルバート設計システム」など

(HASP+税込価格で表示)

株式会社 S I P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いただけます。

<http://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

1. 設計条件

1.1 単位換算表

項目	記号	値	単位
基礎コンクリート	V_{10}	24,500	kg/m ³
土	V_{10}	18,000	kg/m ³
水中土	V_{10}	10,000	kg/m ³
水	V_{10}	9,800	kg/m ³

1.2 形状

項目	記号	値	単位	備考
基礎高さ(左側)	H_{10}	2100	mm	
基礎高さ(右側)	H_{10}	1500	mm	
基礎厚さ(左側)	T_{10}	200	mm	
基礎厚さ(右側)	T_{10}	200	mm	
基礎土厚さ(左側)	T_{10}	300	mm	
基礎土厚さ(右側)	T_{10}	300	mm	
コンクリート厚さ(左側)	T_{10}	100	mm	
コンクリート厚さ(右側)	T_{10}	100	mm	
基礎中心位置	H_{10}	1500	mm	
地下水位(左側)	H_{10}	1500	mm	
地下水位(右側)	H_{10}	1500	mm	

2 荷重データ

2.1 地形土質表

項目	記号	値	単位	備考
コンクリート	V_{10}	24,500	kg/m ³	
土	V_{10}	18,000	kg/m ³	
水中土	V_{10}	10,000	kg/m ³	
水	V_{10}	9,800	kg/m ³	
基礎土厚さ(左側)	T_{10}	300	mm	
基礎土厚さ(右側)	T_{10}	300	mm	
基礎中心位置	H_{10}	1500	mm	
地下水位(左側)	H_{10}	1500	mm	
地下水位(右側)	H_{10}	1500	mm	

3 断面設計

3.1 断面力

項目	記号	値	単位	備考
基礎高さ(左側)	H_{10}	2100	mm	
基礎高さ(右側)	H_{10}	1500	mm	
基礎厚さ(左側)	T_{10}	200	mm	
基礎厚さ(右側)	T_{10}	200	mm	
基礎土厚さ(左側)	T_{10}	300	mm	
基礎土厚さ(右側)	T_{10}	300	mm	
コンクリート厚さ(左側)	T_{10}	100	mm	
コンクリート厚さ(右側)	T_{10}	100	mm	
基礎中心位置	H_{10}	1500	mm	
地下水位(左側)	H_{10}	1500	mm	
地下水位(右側)	H_{10}	1500	mm	

4 材料表

項目	記号	値	単位	備考
基礎コンクリート	V_{10}	24,500	kg/m ³	
土	V_{10}	18,000	kg/m ³	
水中土	V_{10}	10,000	kg/m ³	
水	V_{10}	9,800	kg/m ³	

●水路設計計算の出力

- 1) 入力データ
- 2) 安定/部材断面計算
- 3) 設計水平震度
- 4) 許容地盤支持力
- 5) 鉄筋組立図

5 断面設計

5.1 計算式

記号説明

- h: 部材厚
- b: 部材幅
- d: 有効深さ
- n: コンクリート比 = 15
- A: 引張鉄筋断面積
- p: 引張鉄筋比 = $A_s / b \cdot d$
- k: 中立軸位置
- $k = \sqrt{np \cdot \rho_p} \cdot \rho_p$
- x: 中立軸 = $k \cdot d$

コンクリートの曲げ圧縮応力 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

鉄筋の引張応力 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

コンクリートの平均せん断応力 τ

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d}$$

コンクリートの最大せん断応力 τ_{max}

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3}$$

6 部材断面の検討

6.1 部材の検討(縦向き)

項目	記号	値	単位	備考
基礎高さ(左側)	H_{10}	2100	mm	
基礎高さ(右側)	H_{10}	1500	mm	
基礎厚さ(左側)	T_{10}	200	mm	
基礎厚さ(右側)	T_{10}	200	mm	
基礎土厚さ(左側)	T_{10}	300	mm	
基礎土厚さ(右側)	T_{10}	300	mm	
コンクリート厚さ(左側)	T_{10}	100	mm	
コンクリート厚さ(右側)	T_{10}	100	mm	
基礎中心位置	H_{10}	1500	mm	
地下水位(左側)	H_{10}	1500	mm	
地下水位(右側)	H_{10}	1500	mm	

7 配筋図

1) 左側図

2) 右側図

3) 平面図

●集水桝構造計算の出力

- 1) 入力データ
- 2) 桝断面照査計算書
- 3) 浮き上がり
- 4) 地盤支持力

8 断面設計

8.1 計算式

記号説明

- h: 部材厚
- b: 部材幅
- d: 有効深さ
- n: コンクリート比 = 15
- A: 引張鉄筋断面積
- p: 引張鉄筋比 = $A_s / b \cdot d$
- k: 中立軸位置
- $k = \sqrt{np \cdot \rho_p} \cdot \rho_p$
- x: 中立軸 = $k \cdot d$

コンクリートの曲げ圧縮応力 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

鉄筋の引張応力 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

コンクリートの平均せん断応力 τ

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d}$$

コンクリートの最大せん断応力 τ_{max}

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3}$$

9 断面設計

9.1 計算式

記号説明

- h: 部材厚
- b: 部材幅
- d: 有効深さ
- n: コンクリート比 = 15
- A: 引張鉄筋断面積
- p: 引張鉄筋比 = $A_s / b \cdot d$
- k: 中立軸位置
- $k = \sqrt{np \cdot \rho_p} \cdot \rho_p$
- x: 中立軸 = $k \cdot d$

コンクリートの曲げ圧縮応力 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

鉄筋の引張応力 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

コンクリートの平均せん断応力 τ

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d}$$

コンクリートの最大せん断応力 τ_{max}

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3}$$

●杭基礎スラブ板の検討システム

- 1) 作用荷重の入力方法
- 2) 計算書(プレビュー表示)

5. 断面設計

5.1 計算式

記号説明

- h: 部材厚
- b: 部材幅
- d: 有効深さ
- n: コンクリート比 = 15
- A: 引張鉄筋断面積
- p: 引張鉄筋比 = $A_s / b \cdot d$
- k: 中立軸位置
- $k = \sqrt{np \cdot \rho_p} \cdot \rho_p$
- x: 中立軸 = $k \cdot d$

コンクリートの曲げ圧縮応力 σ_c

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

鉄筋の引張応力 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot x \cdot 3}$$

コンクリートの平均せん断応力 τ

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d}$$

コンクリートの最大せん断応力 τ_{max}

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3}$$

6. 有限要素法

6.1 要素分割

要素分割の図

6.2 計算式

計算式の図

6.3 最大たわみおよび最大断面力

項目	記号	値	単位	備考
基礎高さ(左側)	H_{10}	2100	mm	
基礎高さ(右側)	H_{10}	1500	mm	
基礎厚さ(左側)	T_{10}	200	mm	
基礎厚さ(右側)	T_{10}	200	mm	
基礎土厚さ(左側)	T_{10}	300	mm	
基礎土厚さ(右側)	T_{10}	300	mm	
コンクリート厚さ(左側)	T_{10}	100	mm	
コンクリート厚さ(右側)	T_{10}	100	mm	
基礎中心位置	H_{10}	1500	mm	
地下水位(左側)	H_{10}	1500	mm	
地下水位(右側)	H_{10}	1500	mm	

7. 断面設計

7.1 計算式

計算式の図

7.2 最大たわみおよび最大断面力

項目	記号	値	単位	備考
基礎高さ(左側)	H_{10}	2100	mm	
基礎高さ(右側)	H_{10}	1500	mm	
基礎厚さ(左側)	T_{10}	200	mm	
基礎厚さ(右側)	T_{10}	200	mm	
基礎土厚さ(左側)	T_{10}	300	mm	
基礎土厚さ(右側)	T_{10}	300	mm	
コンクリート厚さ(左側)	T_{10}	100	mm	
コンクリート厚さ(右側)	T_{10}	100	mm	
基礎中心位置	H_{10}	1500	mm	
地下水位(左側)	H_{10}	1500	mm	
地下水位(右側)	H_{10}	1500	mm	

●長方形板の計算の出力

- 1) 有限要素法解析
- 2) 級数解法解析
- 3) 鉄筋コンクリート
- 4) 鋼、鋳鋼、鋳鉄
- 5) 断面力/応力度評価

杭基礎スラブ板の検討システム

Ver1.0

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
- 道路土工「擁壁工指針」(H24/7)
- 土木学会 コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(H14/3)

出力例

杭基礎スラブ板の計算書

荷重項目：詳細設定&簡易設定（2種）

（3列4本杭の配列のスラブ板）

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

1. 設計条件

荷重：詳細設定

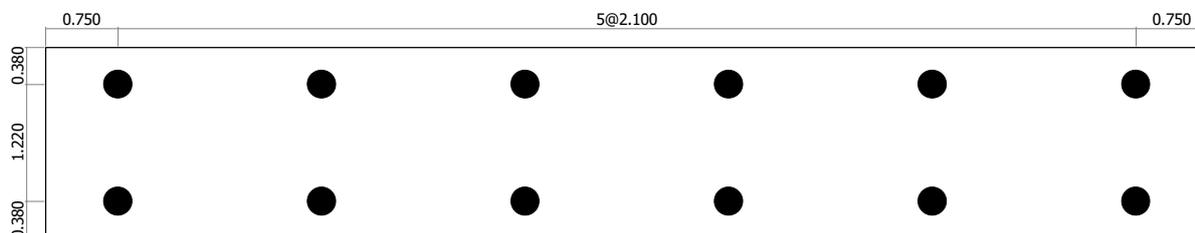
1.1 基礎スラブ条件

項目	記号	値	単位	備考
躯体単位体積重量	γ	24.500	kN/m ³	
基礎スラブ幅	B_s	1.980	m	
基礎スラブ延長	L_s	12.000	m	
基礎スラブ厚	T_s	0.350	m	
杭の貫入深	T_D	0.100	m	

1.2 杭条件

項目	記号	値	単位	備考
杭の許容支持力	R_a	244.310	kN/本	
杭外径	D	300.0	mm	
杭列数(幅方向)	B_{Num}	2	本	
杭行数(延長方向)	L_{Num}	6	本	
杭の配置条件	<input type="radio"/>	等間隔配置		任意間隔配置
項目	記号	値	単位	備考
幅方向杭ピッチ	B_{Pit}	1.220	m	
延長方向杭ピッチ	L_{Pit}	2.100	m	

1.3 杭配置図

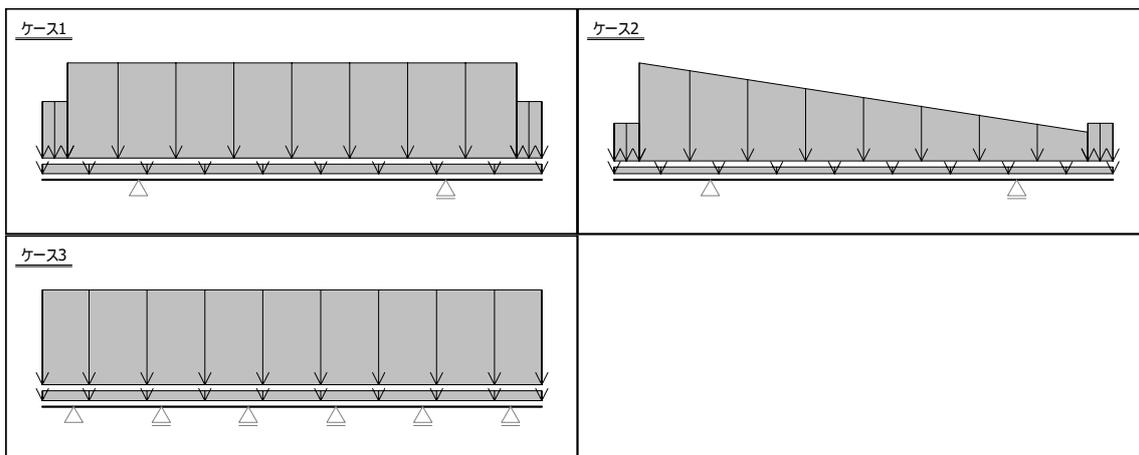


2. 荷重条件

2.1 荷重設定

荷重設定条件		簡易設定		詳細設定			
荷重No	荷重名称	上載荷重(kN/m)	荷重強度(kN/m ²)		作用範囲(m)		偏心距離(m)
			左	右	左から	右から	
1	輪荷重頂版中央時	151.176			0.100	0.100	0.000
2	輪荷重頂版端部時	151.176			0.100	0.100	-0.163
3	左側載荷重	5.046			0.000	1.880	0.000
4	右側載荷重	5.046			1.880	0.000	0.000
5	延長方向全重	979.909			0.000	0.000	0.000
No	荷重ケース名称				検討方向		
1	ケース1				幅方向		
2	ケース2				幅方向		
3	ケース3				鉛直方向		
荷重名称		1	2	3			
検討の方向		幅	幅	延長			
スラブ自重		○	○	○			
輪荷重頂版中央時		○	—	—			
輪荷重頂版端部時		—	○	—			
左側載荷重		○	○	—			
右側載荷重		○	○	—			
延長方向全重		—	—	○			

2.2 荷重ケース図



2.3 基礎スラブ自重の算出

$$\text{基礎スラブ自重 } W_s = B_s \cdot L_s \cdot T_s \cdot \gamma = 1.980 \times 12.000 \times 0.350 \times 24.500 = 203.742 \text{ (kN)}$$

$$\text{自重による荷重強度 } q_s = T_s \cdot \gamma = 0.350 \times 24.500 = 8.575 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.4 荷重強度の算出

- ・ 輪荷重頂版中央時(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T1} = B_s - 0.100 - 0.100 = 1.980 - 0.100 - 0.100 = 1.780 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_1 = Q_1 / B_s = 151.176 / 1.780 = 84.930 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ・ 輪荷重頂版端部時(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T2} = B_s - 0.100 - 0.100 = 1.980 - 0.100 - 0.100 = 1.780 \text{ (m)}$$

幅(1.780)/6 ≥ |偏心距離(-0.163)| であるため台形形状。

$$\text{荷重強度 } q_{L2} = Q_2(1 - 6E_b / B_s) / B_s = 151.176 \times (1 - 6 \times (-0.163) / 1.780) / 1.780 = 131.594 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R2} = Q_2(1 + 6E_b / B_s) / B_s = 151.176 \times (1 + 6 \times (-0.163) / 1.780) / 1.780 = 38.266 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・左側荷重(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T3} = B_s - 0.000 - 1.880 = 1.980 - 0.000 - 1.880 = 0.100 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_3 = Q_3 / B_s = 5.046 / 0.100 = 50.460 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・右側荷重(幅方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T4} = B_s - 1.880 - 0.000 = 1.980 - 1.880 - 0.000 = 0.100 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_4 = Q_4 / B_s = 5.046 / 0.100 = 50.460 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・延長方向全重(延長方向)

$$\text{荷重の作用幅 } B_{T5} = L_s - 0.000 - 0.000 = 12.000 - 0.000 - 0.000 = 12.000 \text{ (m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

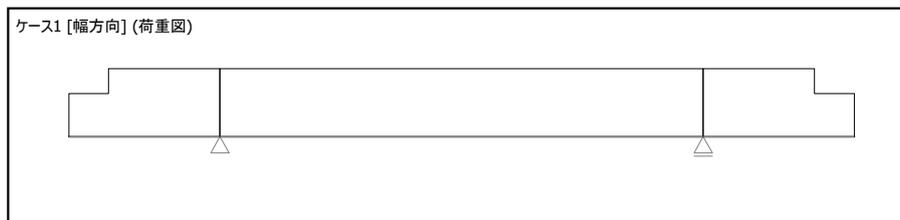
$$\text{荷重強度 } q_5 = Q_5 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.5 荷重図

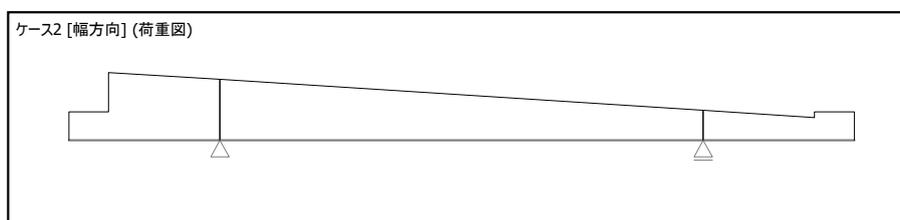
本計算では、各スパン(杭で分けられた区間)毎の荷重は、座標法により面積(荷重強度と区間による面積)として算出し、図心位置も座標法により算出している。

なお、3連モーメント式にて用いるモーメント荷重図は、50mmとスパン長の1/200のいずれか大きい値をピッチとしてモーメントを算出し作成している。

モーメント荷重図から算出する、面積や図心位置も全て座標法により算出している。

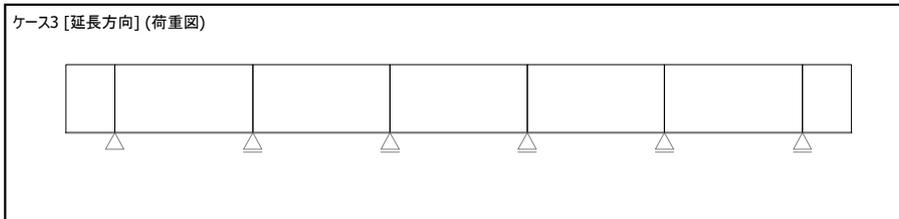


スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	59.035
3	0.100	59.035	4	0.100	93.505
5	0.380	93.505	6	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.205	荷重[面積]	F (kN/m)	32.085
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	93.505
3	1.600	93.505	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.990	荷重[面積]	F (kN/m)	114.077
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	93.505
3	1.880	93.505	4	1.880	59.035
5	1.980	59.035	6	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.775	荷重[面積]	F (kN/m)	32.085



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	59.035
3	0.100	59.035	4	0.100	140.169
5	0.380	125.489	6	0.380	0.000
図心 G _x (m)		0.212	荷重[面積] F (kN/m)		43.096
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	125.489
3	1.600	61.522	4	1.600	0.000
図心 G _x (m)		0.920	荷重[面積] F (kN/m)		114.077
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	6
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	61.522
3	1.880	46.841	4	1.880	59.035
5	1.980	59.035	6	1.980	0.000
図心 G _x (m)		1.789	荷重[面積] F (kN/m)		21.074

ケース3 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心 G _x (m)		0.375	荷重[面積] F (kN/m)		67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心 G _x (m)		1.800	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心 G _x (m)		3.900	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心 G _x (m)		6.000	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心 G _x (m)		8.100	荷重[面積] F (kN/m)		189.492

スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心 G _x (m)		10.200	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心 G _x (m)		11.625	荷重[面積] F (kN/m)		67.676

3. 応力計算

3.1 応力計算について

張り出し部に関しては「片持ち梁」として計算し、中央部は端部に曲げモーメントが生じる「単純梁」か「連続梁」として計算を行う。

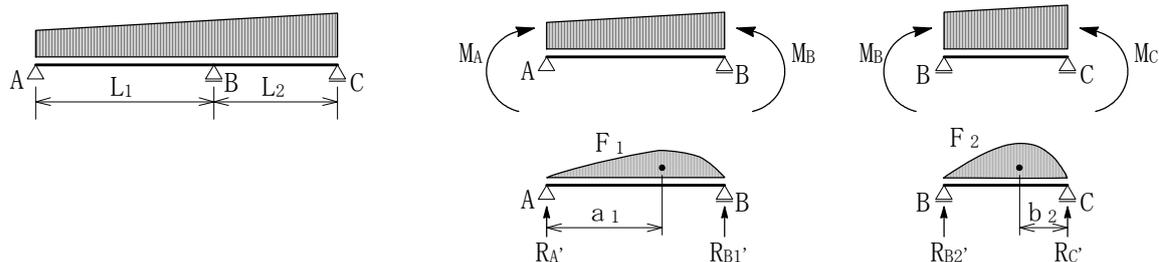
連続梁の計算は「3連モーメント公式」を用いて中央部支点の曲げモーメントを算出し、さらに各区間を端部に曲げモーメントが生じる単純梁として計算を行う。

本計算では、基礎スラブの断面形状や材質が、どの区間においても同一であることから断面二次モーメントは全て同じとして一般の3連モーメント公式を変化させたものを用いる。

以下に3連モーメント公式と、本計算で用いている式を記す。

なお、下図右側は左図をA～B間とB～C間の2つに分けた図であり、さらにその右下図は分布荷重から求めた曲げモーメントで表される「モーメント荷重図」である。

3連モーメント公式は、このモーメント荷重図を基に計算する。



分布荷重が作用する連続梁

・ 3連モーメント公式

$$M_A \frac{L_1}{I_1} + 2M_B \left(\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + M_C \frac{L_2}{I_2} = -6 \left(\frac{R_{B1}'}{I_1} + \frac{R_{B2}'}{I_2} \right)$$

ただし、 $R_{B1}' = F_1 \cdot a_1 / L_1$ …… A～B間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

$R_{B2}' = F_2 \cdot b_2 / L_2$ …… B～C間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

・ 断面二次モーメントが同一時の変化式

$$M_A \cdot L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C \cdot L_2 = -6(R_{B1}' + R_{B2}')$$

ここに、 L_1 、 L_2 : 各杭間の距離

M_A 、 M_B 、 M_C : 各支点(杭)に生じる曲げモーメント

F_1 、 F_2 : モーメント荷重図の面積

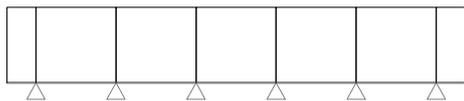
a_1 、 b_2 : 支点からモーメント荷重図図心までの距離

3.2 張出し部の計算（片持ち梁）

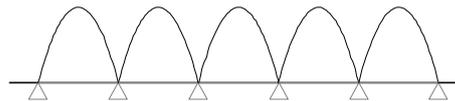
Case No	検討方向	スパンNo	スパン長 L (m)	荷重 F (kN)	図心位置 G _x (m)	アーム長 a (m)	モーメント M (kN・m)	備考
1	幅	1	0.380	32.085	0.205	0.175	-5.615	M=-32.085×0.175
1	幅	3	0.380	32.085	1.775	0.175	-5.615	M=-32.085×0.175
2	幅	1	0.380	43.096	0.212	0.168	-7.240	M=-43.096×0.168
2	幅	3	0.380	21.074	1.789	0.189	-3.983	M=-21.074×0.189
3	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
3	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375

3.3 3連モーメント計算

ケース3 [延長方向] (荷重図)



ケース3 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _{A'} (kN・m ²)	支点反力 R _{B'} (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800

$$-25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 = -364.304$$

$$M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 = -364.304$$

上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

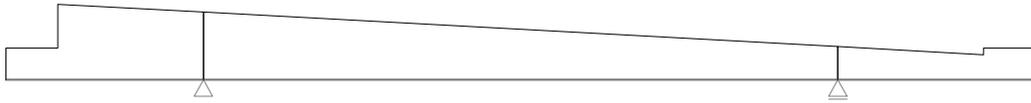
3.4 単純梁

ケース1 [幅方向] (荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	114.077	0.610	-57.039	-57.039	-5.615	-5.615

ケース2 [幅方向] (荷重図)



スパン No	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	114.077	0.540	-63.584	-50.493	-7.240	-3.983

ケース3 [延長方向] (荷重図)



スパン No	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-25.379	-35.186
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-32.734
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-32.734
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-35.186
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-25.379

3.5 支点反力

各スパン毎の支点反力は、下記に示す基本公式に基づき算出する。

また杭の支点反力は、その杭に対する左右スパンの該当側支点反力の合計になる。

- ・片持ち梁

$$R = -F$$

- ・単純梁

$$R_L = \{-F \cdot (L - a) + M_L - M_R\} / L$$

$$R_R = (-F \cdot a - M_L + M_R) / L$$

- ・杭の支点反力

$$R_n = R_{Rn} + R_{L(n+1)}$$

ここに、R, R_L, R_R : 支点反力 (R_L, R_Rは左右) (kN)

F : スパン上の全荷重 (荷重図面積) (kN)

a : スパン上の全荷重の図心位置 (m)

L : スパン長 (m)

M_L, M_R : 左右端の曲げモーメント (kN・m)

R_n : n番目の杭の支点反力 (kN)

R_{Rn} : n番目のスパンの右側支点反力 (kN)

R_{L(n+1)} : n+1番目のスパンの左側支点反力 (kN)

ケース1 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	32.085	0.205	——	-5.615	——	-32.085	-89.124
2	1.220	114.077	0.610	-5.615	-5.615	-57.039	-57.039	-89.124
3	0.380	32.085	0.175	-5.615	——	-32.085	——	——

ケース2 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)

ケース2 [幅方向]

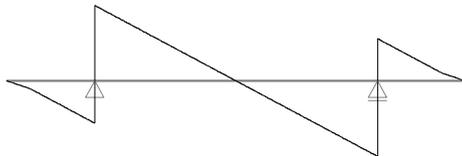
スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	43.096	0.212	—	-7.240	—	-43.096	-109.350
2	1.220	114.077	0.540	-7.240	-3.983	-66.254	-47.823	-68.897
3	0.380	21.074	0.189	-3.983	—	-21.074	—	—

ケース3 [延長方向]

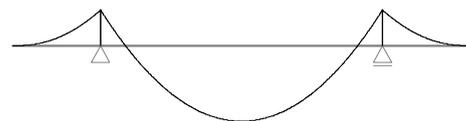
スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.750	67.676	0.375	—	-25.379	—	-67.676	-157.752
2	2.100	189.492	1.050	-25.379	-35.186	-90.076	-99.416	-195.329
3	2.100	189.492	1.050	-35.186	-32.734	-95.913	-93.579	-188.325
4	2.100	189.492	1.050	-32.734	-32.734	-94.746	-94.746	-188.325
5	2.100	189.492	1.050	-32.734	-35.186	-93.579	-95.913	-195.329
6	2.100	189.492	1.050	-35.186	-25.379	-99.416	-90.076	-157.752
7	0.750	67.676	0.375	-25.379	—	-67.676	—	—

3.6 せん断力・曲げモーメント

ケース1 [幅方向] (せん断力図)

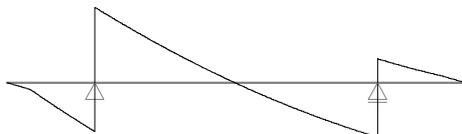


ケース1 [幅方向] (曲げモーメント図)

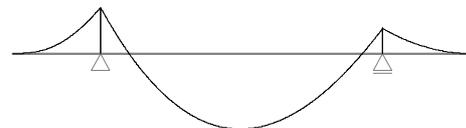


スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	—	0.380	-5.615	32.085
2	0.380	1.220	0.990	11.782	—	0.380	-5.615	57.039
3	1.600	0.380	1.980	0.000	—	1.600	-5.615	32.085
採用値			0.990	11.782	—	0.380	-5.615	57.039

ケース2 [幅方向] (せん断力図)

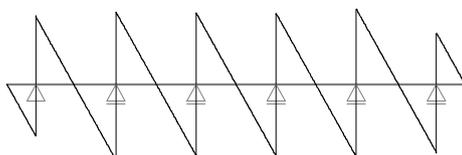


ケース2 [幅方向] (曲げモーメント図)

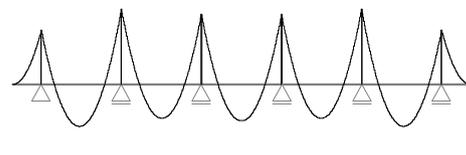


スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	—	0.380	-7.240	43.096
2	0.380	1.220	0.984	11.813	—	0.380	-7.240	66.254
3	1.600	0.380	1.980	0.000	—	1.600	-3.983	21.074
採用値			0.984	11.813	—	0.380	-7.240	66.254

ケース3 [延長方向] (せん断力図)



ケース3 [延長方向] (曲げモーメント図)



スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	———	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	———	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	———	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	———	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	———	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	———	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	———	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	———	2.850	-35.186	99.416

3.7 応力集計表

荷重ケース名称	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
ケース1 [幅方向]	0.990	11.782	———	0.380	-5.615	57.039
ケース2 [幅方向]	0.984	11.813	———	0.380	-7.240	66.254
ケース3 [延長方向]	10.252	19.580	———	2.850	-35.186	99.416

4 部材計算

4.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	8.00	N/mm ²	
許容せん断応力度	τ_a	0.42	N/mm ²	
許容付着応力度	τ_{0a}	1.50	N/mm ²	
許容支圧応力度	σ_{ba}	6.30	N/mm ²	
押抜きせん断応力度	$\tau_{a1'}$	0.85	N/mm ²	
容許容引張応力度	σ_{sa}	157.0	N/mm ²	
容許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		<input type="radio"/> 最大せん断力
その他の条件		付着応力度を無視できる。		

4.2 配筋条件

配筋方法	単鉄筋	全指定		奥外・幅内	幅外・奥内
	複鉄筋	全指定	<input type="radio"/>	奥外・幅内	幅外・奥内
計算方法		<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算
鉄筋かぶり (mm)	上 面	幅方向	92	延長方向	70
	下 面	幅方向	89	延長方向	70
鉄筋呼び径	上 面	幅方向	D22	延長方向	D22
	下 面	幅方向	D19	延長方向	D19
鉄筋ピッチ (mm)	上 面	幅方向	250	延長方向	250
	下 面	幅方向	250	延長方向	250
かぶりの指定方法		<input type="radio"/>	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで

5 応力計算公式

5.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

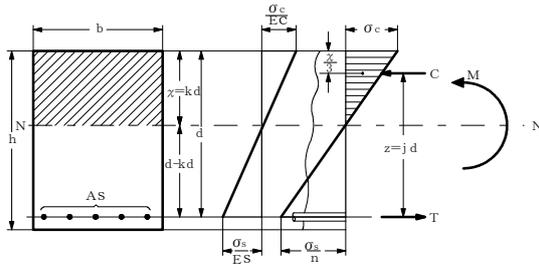
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

5.2 単鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

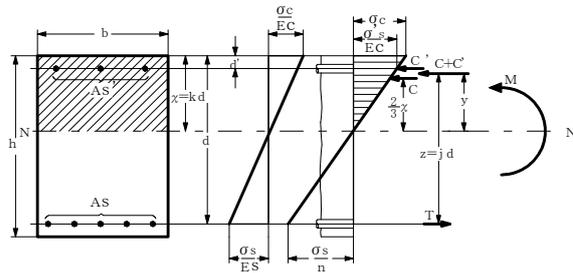
$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.3 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

(最大せん断力)

(平均せん断力)

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.4 応力検討

			許容値	ケース1 [幅方向]		ケース2 [幅方向]		ケース3 [延長方向]	
				下面引張	上面引張	下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M kN・m		11.782	-5.615	11.813	-7.240	19.580	-35.186
	せん断力	S kN		—	57.039	—	66.254	—	99.416
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h mm		350	350	350	350	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		89	92	89	92	70	70
	圧縮側 かぶり	c' mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ			D19@250	D22@250	D19@250	D22@250	D19@250	D22@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s mm ²		1146	1548	1146	1548	1146	1548
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s ' mm ²							
	鉄筋周長	U mm		240	280	240	280	240	280
	有効部材厚	d mm		261	258	261	258	280	280
	圧縮側 かぶり	d' mm							
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00439	0.00600	0.00439	0.00600	0.00409	0.00553
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.30298	0.34370	0.30298	0.34370	0.29427	0.33272
	応力軸比	j		0.89901	0.88543	0.89901	0.88543	0.90191	0.88909
		L _c							
	中立軸の位置	χ mm		79.047	88.606	79.047	88.606	82.396	93.162
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c N/mm ²	8.00	1.271	0.555	1.274	0.716	1.882	3.034
	引張応力度	σ _s N/mm ²	157.00	43.833	15.891	43.947	20.489	67.657	91.305
	圧縮応力度	σ _s ' N/mm ²	176.00						
	せん断応力度	τ N/mm ²	0.42	—	0.250	—	0.290	—	0.399
	付着応力度	τ ₀ N/mm ²	1.50	—	0.892	—	1.037	—	1.426
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算					

6. 基礎杭の検討

6.1 基礎杭の支持力照査

杭の支持力照査は下記式を満足しているかで判定を行う。

$$P = (R \times L) / N \leq R_a$$

ここに、P : 杭の押し込み力 (kN/本)

R : 支点反力 (kN/m)

L : 作用幅・作用長 (m)

N : 杭の本数 (本)

R_a : 杭の許容支持力 (kN/本)

杭の許容支持力 R_a = 244.310 (kN/本)

6.2 支点反力の集計と支持力照査

ケース名称	ケース1 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		89.124
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	89.124	89.124					

$$P = (89.124 \times 12.000) \div 6 = 178.248 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		109.350
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	109.350	68.897					

$$P = (109.350 \times 12.000) \div 6 = 218.700 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース3 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752	

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

6.3 杭と底版結合部の応力照査

(a) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = P / (\pi \cdot D^2 / 4) \leq \sigma_{cva}$$

ここに、σ_{cv} : コンクリートの垂直支圧応力度 (N/mm²)

P : 杭の最大押し込み力 (N)

D : 杭の外径 = 300.0 (mm)

σ_{cva} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

許容支圧応力度 σ_{cva} = 6.30 (N/mm²)

$$\sigma_{cv} = 218,700 \div (\pi \times 300.0^2 \div 4) = 3.094 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{cva} = 6.300 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(b) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = P / (\pi \cdot h (D + h)) \leq \tau_a$$

ここに、τ_v : コンクリートの押抜きせん断応力度 (N/mm²)

h : 押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 250.0 (mm)

τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

許容押抜きせん断応力度 τ_a = 0.85 (N/mm²)

$$\tau_v = 218,700 \div (\pi \times 250.0 \times (300.0 + 250.0)) = 0.506 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

1. 設計条件

荷重：簡易設定

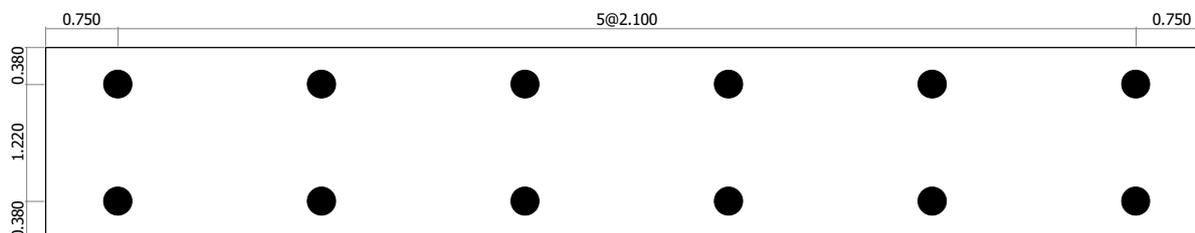
1.1 基礎スラブ条件

項目	記号	値	単位	備考
躯体単位体積重量	γ	24.500	kN/m ³	
基礎スラブ幅	B_s	1.980	m	
基礎スラブ延長	L_s	12.000	m	
基礎スラブ厚	T_s	0.350	m	
杭の貫入深	T_D	0.100	m	

1.2 杭条件

項目	記号	値	単位	備考
杭の許容支持力	R_a	244.310	kN/本	
杭 外 径	D	300.0	mm	
杭列数(幅方向)	B_{Num}	2	本	
杭行数(延長方向)	L_{Num}	6	本	
杭の配置条件	<input type="radio"/>	等間隔配置		任意間隔配置
項目	記号	値	単位	備考
幅方向杭ピッチ	B_{Pit}	1.220	m	
延長方向杭ピッチ	L_{Pit}	2.100	m	

1.3 杭配置図

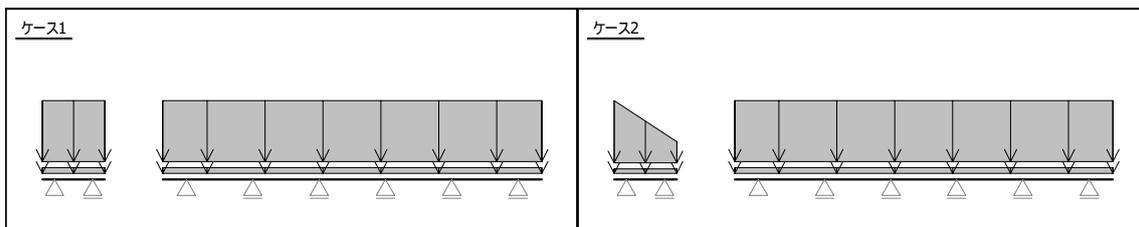


2. 荷重条件

2.1 荷重設定

荷重設定条件	○	簡易設定	詳細設定
荷重ケース名称		ケース1	ケース2
自重の考慮	○		○
全上載荷重 W(kN)		1940.220	1940.220
幅方向偏心距離 E _B (m)		0.000	-0.163
延長方向偏心距離 E _L (m)		0.000	0.000

2.2 荷重ケース図



2.3 基礎スラブ自重の算出

$$\text{基礎スラブ自重 } W_s = B_s \cdot L_s \cdot T_s \cdot \gamma = 1.980 \times 12.000 \times 0.350 \times 24.500 = 203.742 \text{ (kN)}$$

$$\text{自重による荷重強度 } q_s = T_s \cdot \gamma = 0.350 \times 24.500 = 8.575 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.4 荷重強度の算出

・ケース1(幅方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_1 = W_1 / L_s = 1940.220 \div 12.000 = 161.685 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_{11} = Q_1 / B_s = 161.685 / 1.980 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース2(幅方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_2 = W_2 / L_s = 1940.220 \div 12.000 = 161.685 \text{ (kN/m)}$$

幅(1.980)/6 ≥ |偏心距離(-0.163)| であるため台形形状。

$$\text{荷重強度 } q_{12} = Q_2(1 - 6E_B / B_s) / B_s = 161.685 \times (1 - 6 \times (-0.163) \div 1.980) \div 1.980 = 121.994 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{荷重強度 } q_{R2} = Q_2(1 + 6E_B / B_s) / B_s = 161.685 \times (1 + 6 \times (-0.163) \div 1.980) \div 1.980 = 41.324 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース1(延長方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_3 = W_1 / B_s = 1940.220 \div 1.980 = 979.909 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_3 = Q_3 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース2(延長方向)

$$\text{単位m当り重量 } Q_4 = W_2 / B_s = 1940.220 \div 1.980 = 979.909 \text{ (kN/m)}$$

偏心距離(0.000)=0であるため等分布。

$$\text{荷重強度 } q_4 = Q_4 / L_s = 979.909 / 12.000 = 81.659 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.5 荷重図

本計算では、各スパン(杭で分けられた区間)毎の荷重は、座標法により面積(荷重強度と区間による面積)として算出し、図心位置も座標法により算出している。

なお、3連モーメント式にて用いるモーメント荷重図は、50mmとスパン長の1/200のいずれか大きい値をピッチとしてモーメントを算出し作成している。

モーメント荷重図から算出する、面積や図心位置も全て座標法により算出している。

ケース1 [幅方向] (荷重図)



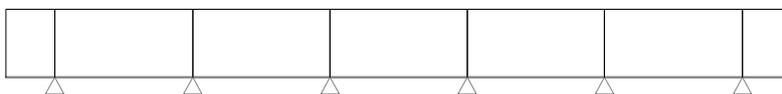
スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.380	90.234	4	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.190	荷重[面積]	F (kN/m)	34.289
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	90.234
3	1.600	90.234	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.990	荷重[面積]	F (kN/m)	110.086
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	90.234
3	1.980	90.234	4	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.790	荷重[面積]	F (kN/m)	34.289

ケース2 [幅方向] (荷重図)

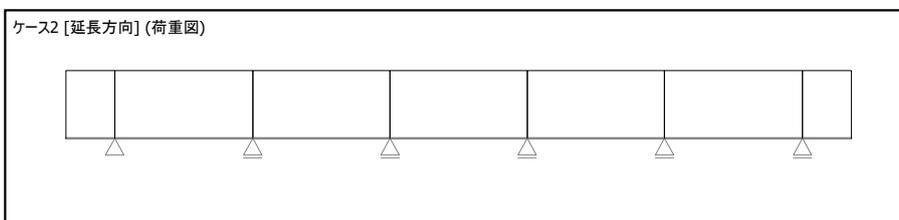


スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	130.569
3	0.380	115.087	4	0.380	0.000
図心	G _x (m)	0.186	荷重[面積]	F (kN/m)	46.675
スパンNo	2	スパン長 L (m)	1.220	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.380	0.000	2	0.380	115.087
3	1.600	65.381	4	1.600	0.000
図心	G _x (m)	0.934	荷重[面積]	F (kN/m)	110.086
スパンNo	3	スパン長 L (m)	0.380	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	1.600	0.000	2	1.600	65.381
3	1.980	49.899	4	1.980	0.000
図心	G _x (m)	1.781	荷重[面積]	F (kN/m)	21.903

ケース1 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心	G _x (m)	0.375	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心	G _x (m)	1.800	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心	G _x (m)	3.900	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心	G _x (m)	6.000	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心	G _x (m)	8.100	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心	G _x (m)	10.200	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心	G _x (m)	11.625	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676



スパンNo	1	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.000	0.000	2	0.000	90.234
3	0.750	90.234	4	0.750	0.000
図心	G _x (m)	0.375	荷重[面積]	F (kN/m)	67.676
スパンNo	2	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	0.750	0.000	2	0.750	90.234
3	2.850	90.234	4	2.850	0.000
図心	G _x (m)	1.800	荷重[面積]	F (kN/m)	189.492

スパンNo	3	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	2.850	0.000	2	2.850	90.234
3	4.950	90.234	4	4.950	0.000
図心 G _x (m)		3.900	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	4	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	4.950	0.000	2	4.950	90.234
3	7.050	90.234	4	7.050	0.000
図心 G _x (m)		6.000	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	5	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	7.050	0.000	2	7.050	90.234
3	9.150	90.234	4	9.150	0.000
図心 G _x (m)		8.100	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	6	スパン長 L (m)	2.100	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	9.150	0.000	2	9.150	90.234
3	11.250	90.234	4	11.250	0.000
図心 G _x (m)		10.200	荷重[面積] F (kN/m)		189.492
スパンNo	7	スパン長 L (m)	0.750	荷重構成点数	4
No.	X (m)	q (kN/m ²)	No.	X (m)	q (kN/m ²)
1	11.250	0.000	2	11.250	90.234
3	12.000	90.234	4	12.000	0.000
図心 G _x (m)		11.625	荷重[面積] F (kN/m)		67.676

3. 応力計算

3.1 応力計算について

張り出し部に関しては「片持ち梁」として計算し、中央部は端部に曲げモーメントが生じる「単純梁」か「連続梁」として計算を行う。

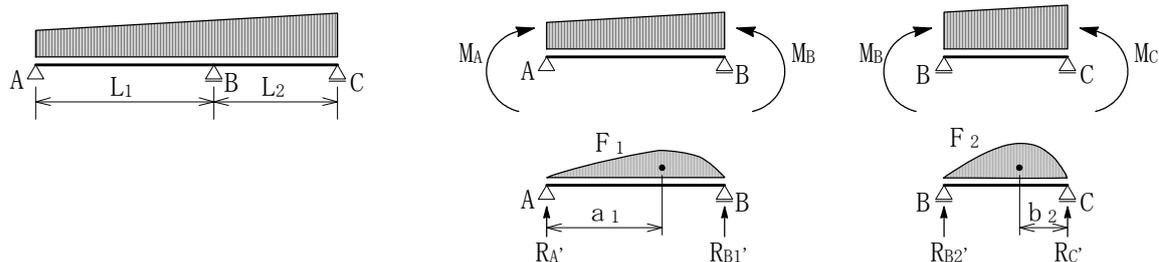
連続梁の計算は「3連モーメント公式」を用いて中央部支点の曲げモーメントを算出し、さらに各区間を端部に曲げモーメントが生じる単純梁として計算を行う。

本計算では、基礎スラブの断面形状や材質が、どの区間においても同一であることから断面二次モーメントは全て同じとして一般の3連モーメント公式を変化させたものを用いる。

以下に3連モーメント公式と、本計算で用いている式を記す。

なお、下図右側は左図をA～B間とB～C間の2つに分けた図であり、さらにその右下図は分布荷重から求めた曲げモーメントで表される「モーメント荷重図」である。

3連モーメント公式は、このモーメント荷重図を基に計算する。



分布荷重が作用する連続梁

・ 3連モーメント公式

$$M_A \frac{L_1}{I_1} + 2M_B \left(\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + M_C \frac{L_2}{I_2} = -6 \left(\frac{R_{B1'}}{I_1} + \frac{R_{B2'}}{I_2} \right)$$

ただし、 $R_{B1'} = F_1 \cdot a_1 / L_1$ …… A～B間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

$R_{B2'} = F_2 \cdot b_2 / L_2$ …… B～C間の外力のモーメント荷重図から求めたB点の反力

・ 断面二次モーメントが同一時の変化式

$$M_A \cdot L_1 + 2M_B(L_1 + L_2) + M_C \cdot L_2 = -6(R_{B1'} + R_{B2'})$$

ここに、 L_1 、 L_2 : 各杭間の距離

M_A 、 M_B 、 M_C : 各支点(杭)に生じる曲げモーメント

F_1 、 F_2 : モーメント荷重図の面積

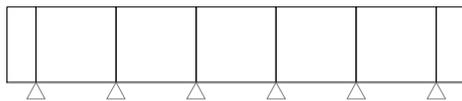
a_1 、 b_2 : 支点からモーメント荷重図図心までの距離

3.2 張出し部の計算（片持ち梁）

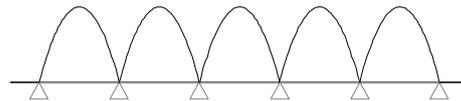
Case No	検討方向	スパンNo	スパン長 L (m)	荷重 F (kN)	図心位置 G _x (m)	アーム長 a (m)	モーメント M (kN・m)	備考
1	幅	1	0.380	34.289	0.190	0.190	-6.515	M=-34.289×0.190
1	幅	3	0.380	34.289	1.790	0.190	-6.515	M=-34.289×0.190
2	幅	1	0.380	46.675	0.186	0.194	-9.055	M=-46.675×0.194
2	幅	3	0.380	21.903	1.781	0.181	-3.964	M=-21.903×0.181
1	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
1	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
2	延長	1	0.750	67.676	0.375	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375
2	延長	7	0.750	67.676	11.625	0.375	-25.379	M=-67.676×0.375

3.3 3連モーメント計算

ケース1 [延長方向] (荷重図)



ケース1 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _{A'} (kN・m ²)	支点反力 R _{B'} (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800

$$-25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

$$M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 = -6 \times (34.800 + 34.800)$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 = -364.304$$

$$M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 = -417.600$$

$$M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 = -364.304$$

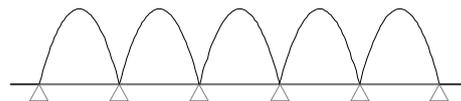
上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

ケース2 [延長方向] (荷重図)



ケース2 [延長方向] (モーメント荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				モーメント荷重図			
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	面積 F (kN・m ²)	図心位置 a (m)	支点反力 R _{A'} (kN・m ²)	支点反力 R _{B'} (kN・m ²)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	69.599	1.050	34.800	34.800

$$\begin{aligned}
 -25.379 \times 2.100 + 2 \times M_2 \times (2.100 + 2.100) + M_3 \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800) \\
 M_2 \times 2.100 + 2 \times M_3 \times (2.100 + 2.100) + M_4 \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800) \\
 M_3 \times 2.100 + 2 \times M_4 \times (2.100 + 2.100) + M_5 \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800) \\
 M_4 \times 2.100 + 2 \times M_5 \times (2.100 + 2.100) + (-25.379) \times 2.100 &= -6 \times (34.800 + 34.800)
 \end{aligned}$$

上記連立方程式の既知の値をまとめた式を以下に記す。

$$\begin{aligned}
 M_2 \times 8.400 + M_3 \times 2.100 &= -364.304 \\
 M_2 \times 2.100 + M_3 \times 8.400 + M_4 \times 2.100 &= -417.600 \\
 M_3 \times 2.100 + M_4 \times 8.400 + M_5 \times 2.100 &= -417.600 \\
 M_4 \times 2.100 + M_5 \times 8.400 &= -364.304
 \end{aligned}$$

上記連立方程式を解くことにより各支点の曲げモーメントを導き出す。

支点No	1	2	3	4	5	6
モーメント	-25.379	-35.186	-32.734	-32.734	-35.186	-25.379

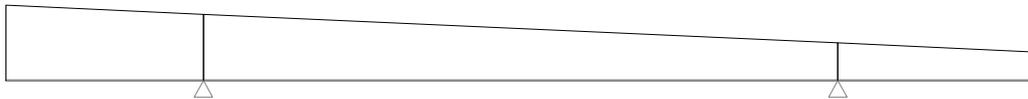
3.4 単純梁

ケース1 [幅方向] (荷重図)



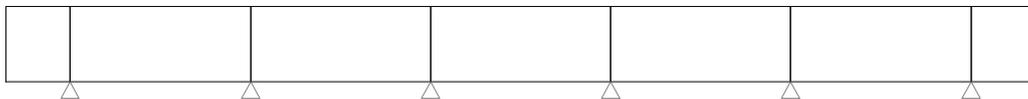
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	110.086	0.610	-55.043	-55.043	-6.515	-6.515

ケース2 [幅方向] (荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	1.220	110.086	0.554	-60.096	-49.990	-9.055	-3.964

ケース1 [延長方向] (荷重図)



スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-25.379	-35.186
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-32.734
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-32.734
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-35.186
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-25.379

ケース2 [延長方向] (荷重図)



スパン No	スパン長 L (m)	荷重図				部材端曲げモーメント	
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	支点反力 R _a (kN)	支点反力 R _b (kN)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)
2	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-25.379	-35.186
3	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-32.734
4	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-32.734
5	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-32.734	-35.186
6	2.100	189.492	1.050	-94.746	-94.746	-35.186	-25.379

3.5 支点反力

各スパン毎の支点反力は、下記に示す基本公式に基づき算出する。
また杭の支点反力は、その杭に対する左右スパンの該当側支点反力の合計になる。

- ・片持ち梁

$$R = -F$$

- ・単純梁

$$R_L = \{-F \cdot (L - a) + M_L - M_R\} / L$$

$$R_R = \{-F \cdot a - M_L + M_R\} / L$$

- ・杭の支点反力

$$R_n = R_{Rn} + R_{L(n+1)}$$

ここに、R, R_L, R_R : 支点反力 (R_L, R_Rは左右) (kN)

F : スパン上の全荷重(荷重図面積) (kN)

a : スパン上の全荷重の図心位置 (m)

L : スパン長 (m)

M_L, M_R : 左右端の曲げモーメント (kN・m)

R_n : n番目の杭の支点反力 (kN)

R_{Rn} : n番目のスパンの右側支点反力 (kN)

R_{L(n+1)} : n+1番目のスパンの左側支点反力 (kN)

ケース1 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	34.289	0.190	——	-6.515	——	-34.289	-89.332
2	1.220	110.086	0.610	-6.515	-6.515	-55.043	-55.043	-89.332
3	0.380	34.289	0.190	-6.515	——	-34.289	——	——

ケース2 [幅方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.380	46.675	0.186	——	-9.055	——	-46.675	-110.944
2	1.220	110.086	0.554	-9.055	-3.964	-64.269	-45.817	-67.720
3	0.380	21.903	0.181	-3.964	——	-21.903	——	——

ケース1 [延長方向]

スパン No	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.750	67.676	0.375	——	-25.379	——	-67.676	-157.752
2	2.100	189.492	1.050	-25.379	-35.186	-90.076	-99.416	-195.329
3	2.100	189.492	1.050	-35.186	-32.734	-95.913	-93.579	-188.325

ケース1 [延長方向]

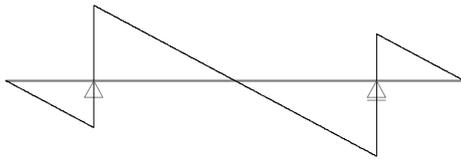
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
4	2.100	189.492	1.050	-32.734	-32.734	-94.746	-94.746	-188.325
5	2.100	189.492	1.050	-32.734	-35.186	-93.579	-95.913	-195.329
6	2.100	189.492	1.050	-35.186	-25.379	-99.416	-90.076	-157.752
7	0.750	67.676	0.375	-25.379	——	-67.676	——	——

ケース2 [延長方向]

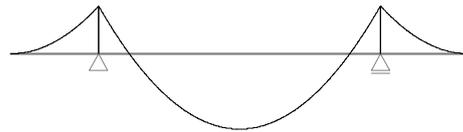
スパンNo	スパン長 L (m)	荷重図		部材端曲げモーメント		支点反力		
		面積 F (kN)	図心位置 a (m)	M _L (kN・m)	M _R (kN・m)	左側支点 R _L (kN)	右側支点 R _R (kN)	杭 R (kN)
1	0.750	67.676	0.375	——	-25.379	——	-67.676	-157.752
2	2.100	189.492	1.050	-25.379	-35.186	-90.076	-99.416	-195.329
3	2.100	189.492	1.050	-35.186	-32.734	-95.913	-93.579	-188.325
4	2.100	189.492	1.050	-32.734	-32.734	-94.746	-94.746	-188.325
5	2.100	189.492	1.050	-32.734	-35.186	-93.579	-95.913	-195.329
6	2.100	189.492	1.050	-35.186	-25.379	-99.416	-90.076	-157.752
7	0.750	67.676	0.375	-25.379	——	-67.676	——	——

3.6 せん断力・曲げモーメント

ケース1 [幅方向] (せん断力図)

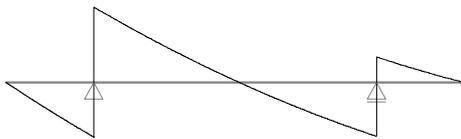


ケース1 [幅方向] (曲げモーメント図)

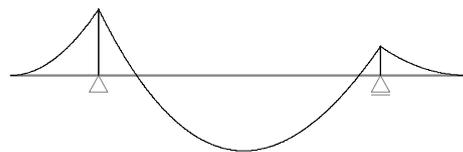


スパンNo	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	——	0.380	-6.515	34.289
2	0.380	1.220	0.990	10.273	——	0.380	-6.515	55.043
3	1.600	0.380	1.980	0.000	——	1.600	-6.515	34.289
採用値			0.990	10.273	——	0.380	-6.515	55.043

ケース2 [幅方向] (せん断力図)

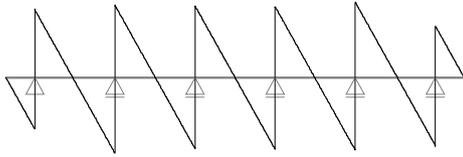


ケース2 [幅方向] (曲げモーメント図)

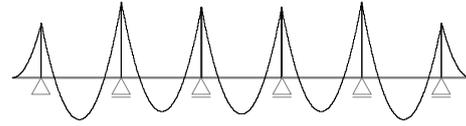


スパンNo	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.380	0.000	0.000	——	0.380	-9.055	46.675
2	0.380	1.220	1.009	10.293	——	0.380	-9.055	64.269
3	1.600	0.380	1.980	0.000	——	1.600	-3.964	21.903
採用値			1.009	10.293	——	0.380	-9.055	64.269

ケース1 [延長方向] (せん断力図)

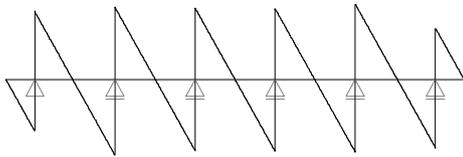


ケース1 [延長方向] (曲げモーメント図)

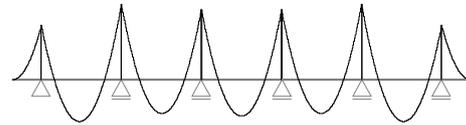


スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	——	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	——	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	——	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	——	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	——	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	——	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	——	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416

ケース2 [延長方向] (せん断力図)



ケース2 [延長方向] (曲げモーメント図)



スパン No	基準位置 SP (m)	スパン長 L (m)	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
			位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
1	0.000	0.750	0.000	0.000	——	0.750	-25.378	67.676
2	0.750	2.100	1.748	19.580	——	2.850	-35.186	99.416
3	2.850	2.100	3.913	15.789	——	2.850	-35.186	95.913
4	4.950	2.100	6.000	17.008	——	4.950	-32.734	94.746
5	7.050	2.100	8.087	15.789	——	9.150	-35.186	95.913
6	9.150	2.100	10.252	19.580	——	9.150	-35.186	99.416
7	11.250	0.750	12.000	0.000	——	11.250	-25.379	67.676
採用値			10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416

3.7 応力集計表

荷重ケース名称	最大曲げモーメント			最小曲げモーメント		
	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	位置 X (m)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
ケース1 [幅方向]	0.990	10.273	——	0.380	-6.515	55.043
ケース2 [幅方向]	1.009	10.293	——	0.380	-9.055	64.269
ケース1 [延長方向]	10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416
ケース2 [延長方向]	10.252	19.580	——	2.850	-35.186	99.416

4 部材計算

4.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	8.00	N/mm ²	
許容せん断応力度	τ_a	0.42	N/mm ²	
許容付着応力度	τ_{0a}	1.50	N/mm ²	
許容支圧応力度	σ_{ba}	6.30	N/mm ²	
押抜きせん断応力度	$\tau_{a1'}$	0.85	N/mm ²	
容許容引張応力度	σ_{sa}	176.0	N/mm ²	
容許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm ²	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法		平均せん断力		<input type="radio"/> 最大せん断力
その他の条件	<input type="radio"/>	付着応力度を無視できる。		

4.2 配筋条件

配筋方法	単鉄筋	全指定		奥外・幅内	幅外・奥内
	複鉄筋	全指定	<input type="radio"/>	奥外・幅内	幅外・奥内
計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
鉄筋かぶり (mm)	上 面	幅方向	76	延長方向	60
	下 面	幅方向	166	延長方向	150
鉄筋呼び径	上 面	幅方向	D16	延長方向	D16
	下 面	幅方向	D16	延長方向	D16
鉄筋ピッチ (mm)	上 面	幅方向	250	延長方向	250
	下 面	幅方向	250	延長方向	250
かぶりの指定方法	<input type="radio"/>	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで	

5 応力計算公式

5.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

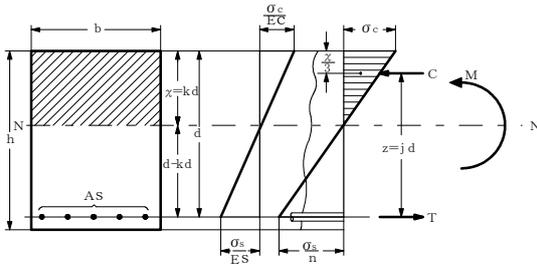
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

5.2 単鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

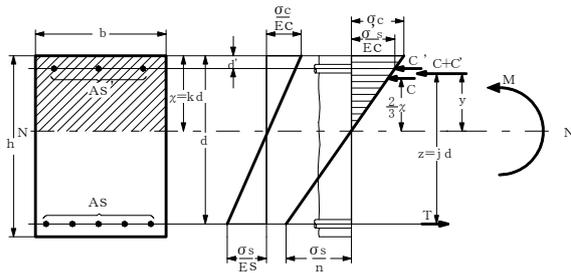
$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.3 複鉄筋公式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left(p + p' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$L_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

5.4 応力検討

			許容値	ケース1 [幅方向]		ケース2 [幅方向]		ケース1 [延長方向]	
				下面引張	上面引張	下面引張	上面引張	下面引張	上面引張
断面力	曲げモーメント	M kN・m		10.273	-6.515	10.293	-9.055	19.580	-35.186
	せん断力	S kN		—	55.043	—	64.269	—	99.416
部材	単位部材幅	b mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h mm		350	350	350	350	350	350
配筋計画	引張側 かぶり	c mm		166	76	166	76	150	60
	圧縮側 かぶり	c' mm							
	引張側 鉄筋・ピッチ			D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ								
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s mm ²		794	794	794	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s ' mm ²							
	鉄筋周長	U mm		200	200	200	200	200	200
	有効部材厚	d mm		184	274	184	274	200	290
	圧縮側 かぶり	d' mm							
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比	p		0.00431	0.00290	0.00431	0.00290	0.00397	0.00274
	圧縮鉄筋比	p'							
	中立軸比	k		0.30070	0.25465	0.30070	0.25465	0.29066	0.24854
	応力軸比	j		0.89977	0.91512	0.89977	0.91512	0.90311	0.91715
		L _c							
	中立軸の位置	χ mm		55.359	69.800	55.359	69.800	58.132	72.077
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c N/mm ²	8.00	2.241	0.744	2.245	1.034	3.730	3.671
	引張応力度	σ _s N/mm ²	176.00	78.109	32.712	78.263	45.465	136.529	166.614
	圧縮応力度	σ _s ' N/mm ²	176.00						
	せん断応力度	τ N/mm ²	0.42	—	0.219	—	0.256	—	0.374
	付着応力度	τ _o N/mm ²		—		—		—	
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算					

		許容値		ケース2 [延長方向]		
				下面引張	上面引張	
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	19.580	-35.186	
	せん断力	S	kN	—	99.416	
部材	単位部材幅	b	mm	1000	1000	
	部材厚	h	mm	350	350	
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm	150	60	
	圧縮側 かぶり	c'	mm			
	引張側 鉄筋・ピッチ			D16@250	D16@250	
	圧縮側 鉄筋・ピッチ					
データ	引張側 鉄筋断面積	A_s	mm ²	794	794	
	圧縮側 鉄筋断面積	$A_{s'}$	mm ²			
	鉄筋周長	U	mm	200	200	
	有効部材厚	d	mm	200	290	
	圧縮側 かぶり	d'	mm			
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	
	引張鉄筋比	p		0.00397	0.00274	
	圧縮鉄筋比	p'				
	中立軸比	k		0.29066	0.24854	
	応力軸比	j		0.90311	0.91715	
		L_c				
	中立軸の位置	χ	mm	58.132	72.077	
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	8.00	3.730	3.671
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	176.00	136.529	166.614
	圧縮応力度	$\sigma_{s'}$	N/mm ²	176.00		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.42	—	0.374
	付着応力度	τ_0	N/mm ²		—	
判定				OK	OK	
計算式				単鉄筋計算		

6. 基礎杭の検討

6.1 基礎杭の支持力照査

杭の支持力照査は下記式を満足しているかで判定を行う。

$$P = (R \times L) / N \leq R_a$$

ここに、P : 杭の押し込み力 (kN/本)

R : 支点反力 (kN/m)

L : 作用幅・作用長 (m)

N : 杭の本数 (本)

R_a : 杭の許容支持力 (kN/本)

杭の許容支持力 R_a = 244.310 (kN/本)

6.2 支点反力の集計と支持力照査

ケース名称	ケース1 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		89.332
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	89.332	89.332					

$$P = (89.332 \times 12.000) \div 6 = 178.664 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [幅方向]				最大反力 R (kN/m)		110.944
支点No	1	2					
支点反力 R (kN/m)	110.944	67.720					

$$P = (110.944 \times 12.000) \div 6 = 221.888 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース1 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752	

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

ケース名称	ケース2 [延長方向]				最大反力 R (kN/m)		195.329
支点No	1	2	3	4	5	6	
支点反力 R (kN/m)	157.752	195.329	188.325	188.325	195.329	157.752	

$$P = (195.329 \times 1.980) \div 2 = 193.376 \text{ (kN/本)} \leq R_a = 244.310 \text{ (kN/本)}$$

OK

6.3 杭と底版結合部の応力照査

(a) 底版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = P / (\pi \cdot D^2 / 4) \leq \sigma_{cva}$$

ここに、σ_{cv} : コンクリートの垂直支圧応力度 (N/mm²)

P : 杭の最大押し込み力 (N)

D : 杭の外径 = 300.0 (mm)

σ_{cva} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

許容支圧応力度 σ_{cva} = 6.30 (N/mm²)

$$\sigma_{cv} = 221,888 \div (\pi \times 300.0^2 \div 4) = 3.139 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{cva} = 6.300 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(b) 底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = P / (\pi \cdot h (D + h)) \leq \tau_a$$

ここに、 τ_v : コンクリートの押抜きせん断応力度 (N/mm²)

h : 押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 250.0 (mm)

τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

許容押抜きせん断応力度 $\tau_a = 0.85$ (N/mm²)

$$\tau_v = 221,888 \div (\pi \times 250.0 \times (300.0 + 250.0)) = 0.514 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_a = 0.850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{OK}$$