§１．設計条件

（１）擁壁の概要

・築造地 ： 秦野市

・形　式 ： 片持梁式鉄筋コンクリート造擁壁

（２）背面土

・土質の種類　　： 関東ローム

・土の単位体積重量　　：γs=16.0 kN/m3

・内部摩擦角　　：　φ=20.0°

・粘 着 力　　：　C= 0 kN/m2

・壁背面と土との摩擦角：　δ=13.00°

（３）土圧（常時）

クーロンの土圧式による。

（４）支持地盤

・土質の種類　　： 関東ローム

・内部摩擦角　　：φ=20.0°

・粘 着 力　　：C=20.0 kN/m2

・許容地耐力度　　：fe= 100 kN/m2

・底面の摩擦係数　　：μ=tan20.0° =0.364

（５）材料の許容応力度（常時）

・ コンクリート

設計基準強度　　：σ28=21N/mm2

許容圧縮応力度　：σca=7.0N/mm2

許容せん断応力度：τca=0.7N/mm2

・ 鉄　筋（SD295A）

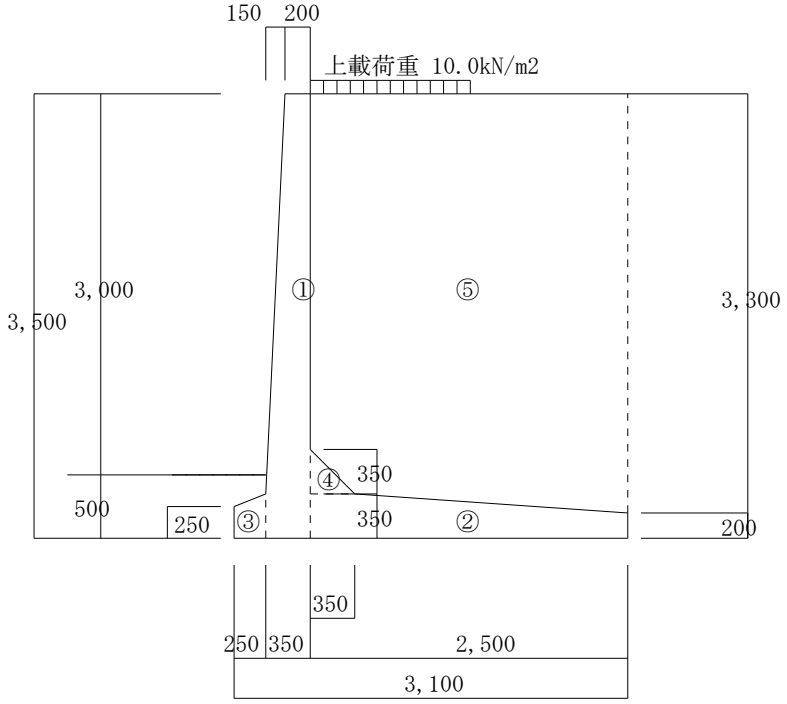
許容引張応力度　：σsa=195.0N/mm2

（６）単位体積重量

・鉄筋コンクリート　　：γc=24.0 kN/m3

§ 2．ＲＣ擁壁（Ｌ1）の設計

２－１ 荷重の計算（常時）



地表面と水平面とのなす角度 α=0.00°
壁背面と鉛直面とのなす角度 θ=0.00°
擁 壁 全 高 さ H=3.50m

１）自 重

区 分	面 積 Ａ (m2)	単位重量 γ (kN/m3)	重 量 W(kN/m)	重心距離 (m)		モーメント(kN･m/m)	
				x	y	W･x	W･y
① たて壁	3.150×(0.200＋0.350)/2 ＋0.350×0.350 ＝ 0.9888	24.0	23.7300	0.455	──	10.7940	──
②かかと版	2.500×(0.350＋0.200)/2 ＝ 0.6875	24.0	16.5000	1.736	──	28.6500	──
③つま先版	0.250×(0.350＋0.250)/2 ＝ 0.0750	24.0	1.8000	0.132	──	0.2375	──
④ ハンチ	0.350×0.350/2 ＝ 0.0613	24.0	1.4700	0.717	──	1.0535	──
⑤ 背面土	3.150×(2.500＋2.500)/2 ＋2.500×0.150/2－0.0613 ＝ 8.0013	16.0	128.0200	1.869	──	239.3318	──
⑥ 法面土							
⑦ 前面土							
合 計 Σ		──	171.5200	──	──	280.0668	──

重心 x＝ΣW･x/ΣW=280.067/171.520=1.633m

２）上載荷重

背面上載荷重･･･W=10.00×2.500=25.000kN/m

３）擁壁に及ぼす土圧

主働土圧係数

$$KA=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{\cos^2(20.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ+13.00^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(20.00^\circ+13.00^\circ)\times\sin(20.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos(0.00^\circ+13.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{0.8830}{1.0000\times0.9744\times\left\{1+\sqrt{\dfrac{0.5446\times0.3420}{0.9744\times1.0000}}\right\}^2}$$

$$=0.439$$

背面土による土圧
PA=1/2･KA･γ･H^2=1/2×0.439×16.0×3.500^2=43.0220kN/m
PAX=PA･cos(δ＋θ)=PA･cos(13.00＋0.00)°=43.022×0.9744=41.9194kN/m

背面上載荷重による土圧
△PA=KA･q･H=0.439×10.0×3.500=15.3650kN/m
△PAX=△PA･cos(δ＋θ)=△PA･cos(13.00＋0.00)°=15.3650×0.9744=14.9712kN/m

作用点の位置
PAX：y=H/3=3.500/3=1.167m
△PAX：y=H/2=3.500/2=1.750m

４）荷重の集計

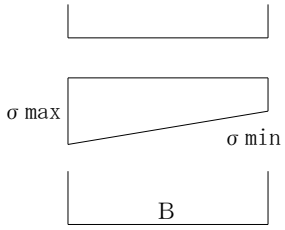
荷重の種類	鉛直力 V(kN/m)	水平力 H(kN/m)	作用点(m)		モーメント(kN･m/m)	
			x	y	V･x	H･y
自重(W)	171.5200	――	1.633	――	280.0668	――
土圧(PA)	――	41.9193	――	1.167	――	48.9059
土圧(△PA)	――	14.9712	――	1.750	――	26.1996
背面上載荷重	25.0000	――	1.850	――	46.2500	――
前面上載荷重						
合計 Σ	196.5200	56.8905	――	――	326.3168	75.1055

２－２ 安定性の検討（常時）

１）転倒に対する検討

抵抗モーメント Mr=ΣV･x=326.317kNm/m
転倒モーメント Mo=ΣH･y=75.105kNm/m
合力の作用位置　d=(Mr－Mo)/ΣV=(326.317－75.105)/196.520=1.278m
偏　心　距　離　e=(B/2)－d=(3.100/2)－1.278=0.272m ＜ B/6=3.100/6=0.517m ∴ O.K
転 倒 安 全 率　F=Mr/Mo=326.317/75.105=4.345 ＞ 1.5　∴ O.K

２）地盤支持力(接地圧)に対する検討

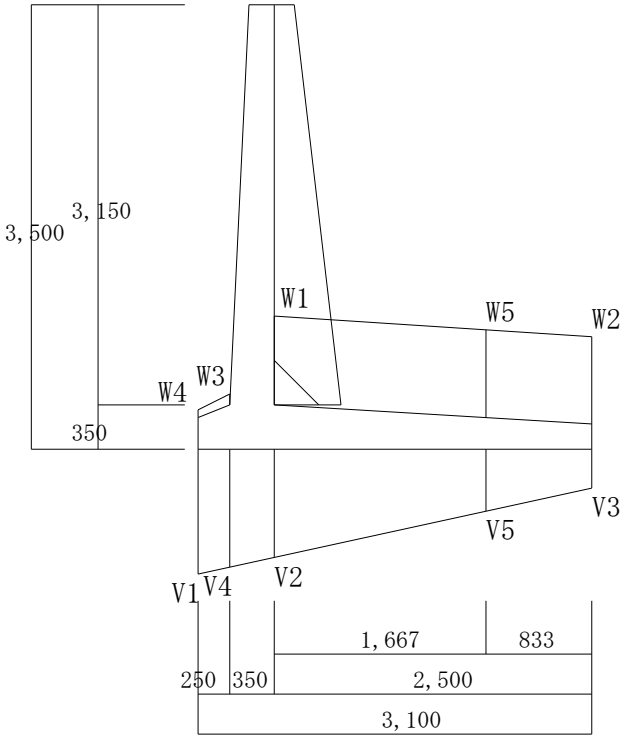


最 大 接 地 圧　σ max=(ΣV/B)･{1＋(6e/B)}
　　=(196.520/3.100)×{1＋(6×0.272/3.100)}
　　=96.730kN/m2
最 小 接 地 圧　σ min=(ΣV/B)･{1－(6e/B)}
　　=(196.520/3.100)×{1－(6×0.272/3.100)}
　　=30.057kN/m2
σ max, σ min ＜ 100.0kN/m2　∴ O.K

３）滑り出しに対する検討

水 平 力 の 総 和 ΣH=56.891kN/m
滑動に対する抵抗力 RH=C･B＋ΣV･μ=20.0×3.100＋196.520×0.364=133.533kN/m
滑 動 安 全 率　　F=RH/ΣH=133.533/56.891=2.347 ＞ 1.5　∴ O.K

２－３ 断面の検討（常時）



中立軸までの距離
Xn=(B/2)・[1＋{B/(6e)}]=(3.100/2)×[1＋{3.100/(6×0.272)}]=4.497m

V1=96.730kN/m2　V4=91.354kN/m2　V2=83.826kN/m2　V5=47.980kN/m2　V3=30.057kN/m2

W1=(3.150×16.0)＋(0.350×24.0)＋10.00=68.800kN/m2
W5=(3.250×16.0)＋(0.250×24.0)＋10.00=68.000kN/m2
W2=(3.300×16.0)＋(0.200×24.0)＋10.00=67.600kN/m2
W3=(0.350×24.0)＋0.00=8.400kN/m2
W4=(0.250×24.0)＋0.00=6.000kN/m2

１）たて壁（全高さの２/３部分）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(13.00° ＋0.00°)=1/2×0.439×16.0×1.167^2×0.9744=4.658kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(13.00° ＋0.00°)=0.439×10.0×1.167×0.9744=4.990kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={4.658×(1.167/3)＋4.990×(1.167/2)}×10^5=472240Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(4.658＋4.990)×10^3=9648N/m

D=25.556cm　　d=18.756cm　　j=16.411cm
at=M/(ft･j)=472240/(19500×16.411)=1.476cm2/m
φ=S/(fa･j)=9648/(140.00×16.411)=4.199cm/m

配筋 D16-1190@　-----> ∴ D16-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=662.000/(1000×187.56)=0.00353
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00353＋(15×0.00353)^2}－15×0.00353=0.277
j=1－(K/3)=1－(0.277/3)=0.908

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×4722397/(0.277×0.908×1000×187.56^2)=1.069N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=4722397/(662.000×0.908×187.56)=41.899N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=9648/(1000×0.908×187.56)=0.057N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

２）たて壁（固定部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(13.00° ＋0.00°)=1/2×0.439×16.0×3.150^2×0.9744=33.955kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(13.00° ＋0.00°)=0.439×10.0×3.150×0.9744=13.474kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={33.955×(3.150/3)＋13.474×(3.150/2)}×10^5=5687409Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(33.955＋13.474)×10^3=47429N/m

D=35.00cm　　d=28.20cm　　j=24.675cm
at=M/(ft･j)=5687409/(19500×24.675)=11.820cm2/m
φ=S/(fa･j)=47429/(140.00×24.675)=13.730cm/m

配筋 D16-168@　-----> ∴ D16-150@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=1324.000/(1000×282.00)=0.00470
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00470＋(15×0.00470)^2}－15×0.00470=0.311
j=1－(K/3)=1－(0.311/3)=0.896

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×56874080/(0.311×0.896×1000×282.00^2)=5.125N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=56874080/(1324.000×0.896×282.00)=169.972N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=47429/(1000×0.896×282.00)=0.188N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

３）かかと版（固定部）

M1=(W1＋2･W2)･B^2/6=(68.800＋2×67.600)×2.500^2/6=212.500kNm/m
S1=(W1＋W2)･B/2=(68.800＋67.600)×2.500/2=170.500kN/m
M2=(V2＋2･V3)･B^2/6=(83.826＋2×30.057)×2.500^2/6=149.937kNm/m
S2=(V2＋V3)･B/2=(83.826＋30.057)×2.500/2=142.353kN/m
M=|M1-M2|=|212.500-149.937|×10^5=6256345Ncm/m
S=|S1-S2|=|170.500-142.353|×10^3=28147N/m
D=35.00cm　d=28.20cm　j=24.675cm
at=M/(ft･j)=6256345/(19500×24.675)=13.003cm2/m
φ=S/(fa･j)=28147/(140.00×24.675)=8.148cm/m

配筋 D16-152@ -----> ∴ D16-150@ とする

---

n=15　b=100cm
p=As/(b･d)=1324.000/(1000×282.00)=0.00470
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00470＋(15×0.00470)^2}－15×0.00470=0.311
j=1－(K/3)=1－(0.311/3)=0.896

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×62563440/(0.311×0.896×1000×282.00^2)=5.638N/mm2
＜σca=7.0N/mm2 ∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=62563440/(1324.000×0.896×282.00)=186.975N/mm2
＜σsa=195N/mm2 ∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=28147/(1000×0.896×282.00)=0.111N/mm2
＜τca=0.7N/mm2 ∴ O.K

４）かかと版（かかと版幅の２/３部分）

M1=(W5＋2･W2)･(B/3)^2/6=(68.000＋2×67.600)×0.833^2/6=23.519kNm/m
S1=(W5＋W2)･(B/3)/2=(68.000＋67.600)×0.833/2=56.500kN/m
M2=(V5＋2･V3)･(B/3)^2/6=(47.980＋2×30.057)×0.833^2/6=12.511kNm/m
S2=(V5＋V3)･(B/3)/2=(47.980＋30.057)×0.833/2=32.515kN/m
M=|M1-M2|=|23.519-12.511|×10^5=1100776Ncm/m
S=|S1-S2|=|56.500-32.515|×10^3=23985N/m

D=25.00cm　d=18.20cm　j=15.925cm
at=M/(ft･j)=1100776/(19500×15.925)=3.545cm2/m
φ=S/(fa･j)=23985/(140.00×15.925)=10.758cm/m

配筋 D16-464@ -----> ∴ D16-300@ とする

---

n=15　b=100cm
p=As/(b･d)=662.000/(1000×182.00)=0.00364
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00364＋(15×0.00364)^2}－15×0.00364=0.280
j=1－(K/3)=1－(0.280/3)=0.907

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×11007760/(0.280×0.907×1000×182.00^2)=2.616N/mm2
＜σca=7.0N/mm2 ∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=11007760/(662.000×0.907×182.00)=100.777N/mm2
＜σsa=195N/mm2 ∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=23985/(1000×0.907×182.00)=0.145N/mm2
＜τca=0.7N/mm2 ∴ O.K

５）つま先版（固定部）

M1=(W3＋2･W4)･B0^2/6=(8.400＋2×6.000)×0.250^2/6=0.213kNm/m
S1=(W3＋W4)･B0/2=(8.400＋6.000)×0.250/2=1.800kN/m
M2=(V4＋2･V1)･B0^2/6=(91.354＋2×96.730)×0.250^2/6=2.967kNm/m
S2=(V4＋V1)･B0/2=(91.354＋96.730)×0.250/2=23.511kN/m
M=|M1-M2|=|0.213-2.967|×10^5=275432Ncm/m
S=|S1-S2|=|1.800-23.511|×10^3=21711N/m

D=35.00cm　　d=28.20cm　　j=24.675cm
at=M/(ft･j)=275432/(19500×24.675)=0.572cm2/m
φ=S/(fa･j)=21711/(140.00×24.675)=6.285cm/m

配筋 D16-795@　-----> ∴ D16-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=662.000/(1000×282.00)=0.00235
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00235＋(15×0.00235)^2}－15×0.00235=0.232
j=1－(K/3)=1－(0.232/3)=0.923

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×2754318/(0.232×0.923×1000×282.00^2)=0.323N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=2754318/(662.000×0.923×282.00)=15.993N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=21711/(1000×0.923×282.00)=0.083N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

２－４ 略配筋図

（ ）内は、鉄筋のかぶり厚さ(コンクリート表面から鉄筋表面までの最小間隔)を示す。