§１．一般事項(常時)

１－１ 工作物の概要

・築造地 ： 奈良市

・形　式 ： Ｕ型鉄筋コンクリート造擁壁

１－２ 使用材料 及 許容応力度

・ コンクリート
　設計基準強度　　：　Ｆc= 21 N/mm2
　許容圧縮応力度　：σca= 7.0 N/mm2
　許容せん断応力度：τca= 0.7 N/mm2
　許容付着応力度　：　ｆa= 1.4 N/mm2

・ 鉄　筋
　許容引張応力度　：ｆt= 195.0 N/mm2

・ 鉄筋コンクリート
　単位体積重量　　：ｒ= 24.0 kN/m3

１－３ 設計条件

◎背面土
・土質の種類　　：　砂質土
・土の単位体積重量　：γs= 17.0 kN/m3
・内部摩擦角　　：　φ= 24.0°
・粘 着 力　　：　C= 0 kN/m2
・仮想背面と土との摩擦角：（安定計算時）　δ=0.00°
・壁背面と土との摩擦角　：（断面計算時）　δ=16.00°

○土圧
　クーロンの土圧式による。

◎支持地盤
・土質の種類　　：　砂質土
・内部摩擦角　　：　φ= 24.0°
・粘 着 力　　：　C= 0 kN/m2
・許容地耐力度　　：　fe= 100 kN/m2
・底盤の摩擦係数　　：　μ= 0.4

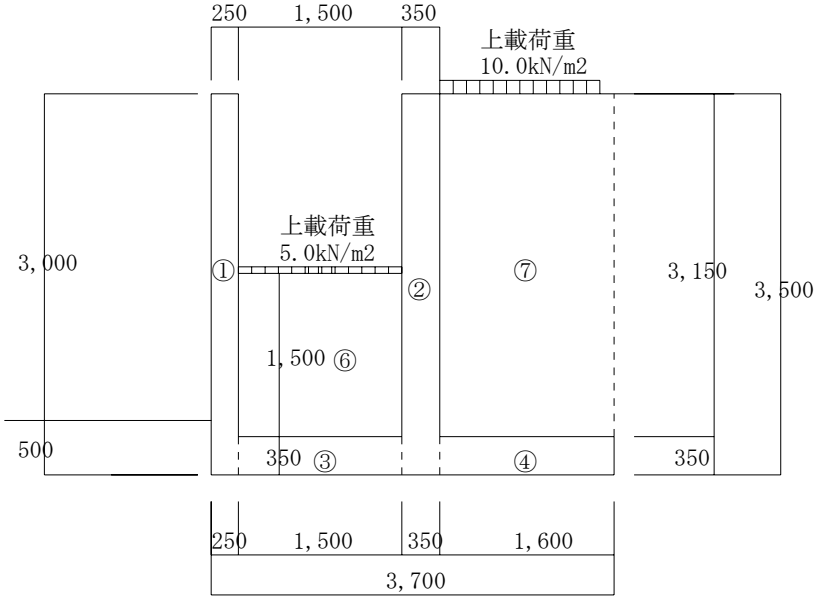
１－４ 設計方針

・　本計算は、片持梁式鉄筋コンクリート擁壁として、すべて土圧にて行う。

・　本計算は、宅地造成等規制法、同施行令、建築基準法、同施行令、及び、日本建築学会諸基準「鉄筋コンクリート構造計算基準、建築基礎構造設計指針」に準拠して行う。
　なお、応力計算は、日本土木学会「コンクリート標準示方書」による。

§ ２．ＲＣ擁壁（１）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 β=0°
壁背面と鉛直面とのなす角度 θ=0.00°（仮想背面）
粘着力０の土圧に対しては、H=Ho=3.500m

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前たて壁	0.250×3.500 ＝ 0.8750	24.0	21.0000	0.125	──	2.6250	──
②後たて壁	0.350×3.500 ＝ 1.2250	24.0	29.4000	1.920	──	56.4480	──
③ 底 版	1.500×0.350 ＝ 0.5250	24.0	12.6000	1.000	──	12.6000	──
④かかと版	1.600×0.350 ＝ 0.5600	24.0	13.4400	2.900	──	38.9760	──
⑤つま先版							
⑥ 中央土	1.500×1.500 ＝ 2.2500	17.0	38.2500	1.000	──	38.2500	──
⑦ 背面土	1.600×3.150 ＝ 5.0400	17.0	85.6800	2.900	──	248.4720	──
⑧ 前面土							
合 計 Σ		──	200.3700	──	──	397.3710	──

重心 x=ΣW･x/ΣW=397.371/200.370=1.983m

２）上載荷重

背面上載荷重･･･W=10.00×1.6000=16.0000kN/m
中央上載荷重･･･W=5.00×1.5000=7.5000kN/m

３）擁壁に及ぼす土圧

主働土圧係数
KA=tan^2(45°－φ/2)
=tan^2(45°-24.00°/2)
=tan^2(33.00°)
=0.422

前面及び背面土による土圧
PA=1/2･KA･γ･H^2=1/2×0.422×17.0×3.500^2=43.9408kN/m
PAX=PA･cosδ=PA･cos0.00°=43.9408×1.0000=43.9408kN/m
PAY=PA･sinδ=PA･sin0.00°=43.9408×0.0000=0.0000kN/m

背面上載荷重による土圧
△PA=KA･q･H=0.422×10.0×3.500=14.7700kN/m
△PAX=△PA･cosδ=△PA･cos0.00°=14.7700×1.0000=14.7700kN/m
△PAY=△PA･sinδ=△PA･sin0.00°=14.7700×0.0000=0.0000kN/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)	200.3700	――	1.983	――	397.3710	――
土圧(PA)	0.0000	43.9408	3.700	1.167	0.0000	51.2642
土圧(△PA)	0.0000	14.7700	3.700	1.750	0.0000	25.8475
背面上載荷重	16.0000	――	2.900	――	46.4000	――
中央上載荷重	7.5000	――	1.000	――	7.5000	――
前面上載荷重						
合計 Σ	223.8700	58.7107	――	――	451.2710	77.1117

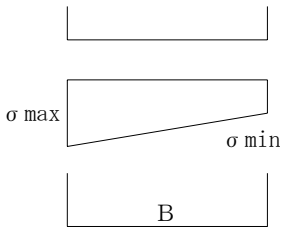
２－２ 安定性の検討（常時）

１）転倒に対する検討

抵抗モーメント Mr=ΣV･x=451.271kNm/m
転倒モーメント Mo=ΣH･y=77.112kNm/m
転 倒 安 全 率　F=Mr/Mo=451.271/77.112=5.852 ＞ 1.5　∴ O.K

２）地盤支持力(接地圧)に対する検討

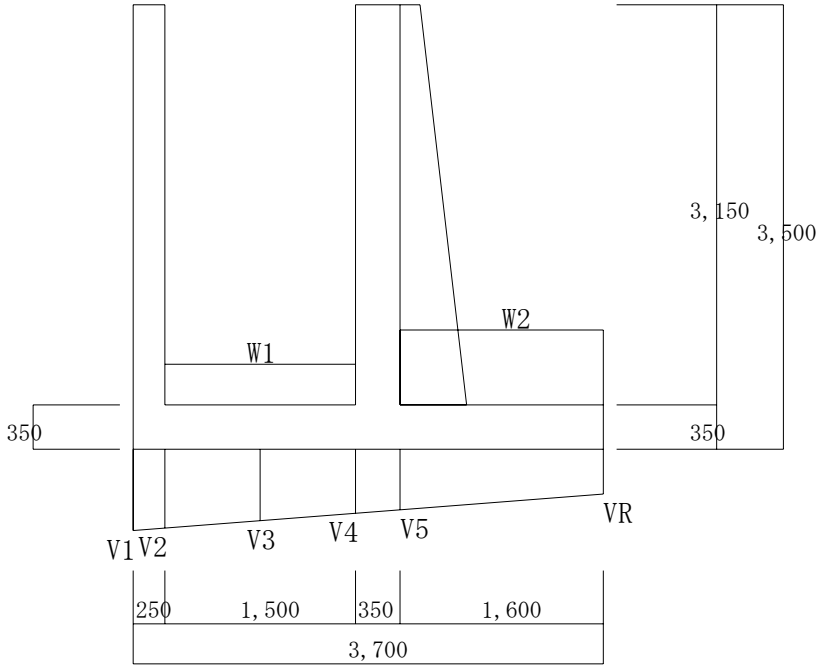
合力の作用位置 d=(Mr－Mo)/ΣV=(451.271－77.112)/223.870=1.671m
偏 心 距 離 e=(B/2)－d=(3.700/2)－1.671=0.179m
最 大 接 地 圧 σmax=(ΣV/B)･{1＋(6e/B)}
=(223.870/3.700)×{1＋(6×0.179/3.700)}
=78.037kN/m2
最 小 接 地 圧 σmin=(ΣV/B)･{1－(6e/B)}
=(223.870/3.700)×{1－(6×0.179/3.700)}
=42.974kN/m2
σmax, σmin ＜ 100.0kN/m2　∴ O.K



３）滑り出しに対する検討

水 平 力 の 総 和 ΣH=58.711kN/m
滑動に対する抵抗力 RH=C･B＋ΣV･μ=0.0×3.700＋223.870×0.4=89.548kN/m
滑 動 安 全 率　F=RH/ΣH=89.548/58.711=1.525 ＞ 1.5　∴ O.K

２－３ 断面の計算（常時）



中立軸までの距離
Xn=(B/2)･[1＋{B/(6e)}]=(3.700/2)×[1＋{3.700/(6×0.179)}]=8.235m

V1=78.037KN/m2　V2=75.667KN/m2　V3=68.560KN/m2　V4=61.453KN/m2
V5=58.136KN/m2　VR=42.974KN/m2

W1=(1.500×17.0)＋(0.350×24.0)＋5.00=38.900KN/m2
W2=(3.150×17.0)＋(0.350×24.0)＋10.00=71.950KN/m2

地表面と水平面とのなす角度　　：β=0.00°
後壁背面と鉛直面とのなす角度　：θ=0.00°

主働土圧係数

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

$$=\frac{\cos^2(24.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ+16.00^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ+16.00^\circ)\times\sin(24.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos(0.00^\circ+16.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{0.8346}{1.0000\times0.9613\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.6428\times0.4067}{0.9613\times1.0000}}\right\}^2}$$

=0.375

１）たて壁（中央部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(16.00°＋0.00°)=1/2×0.375×17.0×1.575^2×0.9613=7.601kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(16.00°＋0.00°)=0.375×10.0×1.575×0.9613=5.677kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={7.601×(1.575/3)＋5.677×(1.575/2)}×10^5=846136Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(7.601＋5.677)×10^3=13278N/m

D=35.00cm　　d=28.05cm　　j=24.544cm
at=M/(ft･j)=846136/(19500×24.544)=1.768cm2/m
φ=S/(fa･j)=13278/(140.00×24.544)=3.864cm/m

配筋 D19-1552@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×280.50)=0.00340
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00340＋(15×0.00340)^2}－15×0.00340=0.273
j=1－(K/3)=1－(0.273/3)=0.909

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×8461356/(0.273×0.909×1000×280.50^2)=0.868N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=8461356/(955.000×0.909×280.50)=34.743N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=13278/(1000×0.909×280.50)=0.052N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

２）たて壁（固定部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(16.00°＋0.00°)=1/2×0.375×17.0×3.150^2×0.9613=30.403kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(16.00°＋0.00°)=0.375×10.0×3.150×0.9613=11.355kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={30.403×(3.150/3)＋11.355×(3.150/2)}×10^5=4980688Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(30.403＋11.355)×10^3=41758N/m

D=35.00cm　　d=28.05cm　　j=24.544cm
at=M/(ft･j)=4980688/(19500×24.544)=10.407cm2/m
φ=S/(fa･j)=41758/(140.00×24.544)=12.153cm/m

配筋 D19-275@　-----> ∴ D19-150@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=1910.000/(1000×280.50)=0.00681
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00681＋(15×0.00681)^2}－15×0.00681=0.361
j=1－(K/3)=1－(0.361/3)=0.880

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×49806880/(0.361×0.880×1000×280.50^2)=3.985N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=49806880/(1910.000×0.880×280.50)=105.692N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=41758/(1000×0.880×280.50)=0.169N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

３）底版（中央部）

C1=(W1･B^2)/12=(38.900×1.500^2)/12=7.294KNm/m
M1=(W1･B^2)/8－C1=(38.900×1.500^2)/8－7.294=3.647KNm/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(61.453×1.500^2)/12＋{(75.667－61.453)×1.500^2)/20}=13.122KNm/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(61.453×1.500^2)/12＋{(75.667－61.453)×1.500^2)/30}=12.589KNm/m
M2=(V4･B^2/8)＋(V2-V4)･B^2/(9･Sqr(3))－(C21＋C22)/2
=(61.453×1.500^2)/8＋(75.667－61.453)×1.500^2/(9×Sqr(3))
－(13.122＋12.589)/2=6.480KNm/m
M=|M1-M2|=|3.647-6.480|×10^5=283342Ncm/m

D=35.00cm　　d=28.05cm　　j=24.544cm
at=M/(ft･j)=283342/(19500×24.544)=0.592cm2/m

配筋 D19-4839@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×280.50)=0.00340
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00340＋(15×0.00340)^2}－15×0.00340=0.273
j=1－(K/3)=1－(0.273/3)=0.909

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×2833420/(0.273×0.909×1000×280.50^2)=0.291N/mm2
<σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=2833420/(955.000×0.909×280.50)=11.634N/mm2
<σsa=195N/mm2　∴ O.K

４）底版（前面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(38.900×1.500^2)/12=7.294KNm/m
M1=C1=7.294KNm/m
S1=(W1･B)/2=(38.900×1.500)/2=29.175KN/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(61.453×1.500^2)/12＋{(75.667－61.453)×1.500^2)/20}=13.122KNm/m
M2=C21=13.122KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/3=(61.453×1.500)/2＋(75.667－61.453)×1.500/3=53.197KN/m
M=|M1-M2|=|7.294-13.122|×10^5=582782Ncm/m
S=|S1-S2|=|29.175-53.197|×10^3=24022N/m

D=35.00cm　　d=28.05cm　　j=24.544cm
at=M/(ft･j)=582782/(19500×24.544)=1.218cm2/m
φ=S/(fa･j)=24022/(140.00×24.544)=6.991cm/m

配筋 D19-858@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×280.50)=0.00340
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00340＋(15×0.00340)^2}－15×0.00340=0.273
j=1－(K/3)=1－(0.273/3)=0.909

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×5827818/(0.273×0.909×1000×280.50^2)=0.598N/mm2
<σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=5827818/(955.000×0.909×280.50)=23.930N/mm2
<σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=24022/(1000×0.909×280.50)=0.094N/mm2
<τca=0.7N/mm2　∴ O.K

５）底版（後面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(38.900×1.500^2)/12=7.294KNm/m
M1=C1=7.294KNm/m
S1=(W1･B)/2=(38.900×1.500)/2=29.175KN/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(61.453×1.500^2)/12＋{(75.667－61.453)×1.500^2)/30}=12.589KNm/m
M2=C22=12.589KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/6=(61.453×1.500)/2＋(75.667－61.453)×1.500/6=49.643KN/m
M=|M1-M2|=|7.294-12.589|×10^5=529478Ncm/m
S=|S1-S2|=|29.175-49.643|×10^3=20468N/m

D=35.00cm　　d=28.05cm　　j=24.544cm
at=M/(ft･j)=529478/(19500×24.544)=1.106cm2/m
φ=S/(fa･j)=20468/(140.00×24.544)=5.957cm/m

配筋 D19-1007@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×280.50)=0.00340
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00340＋(15×0.00340)^2}－15×0.00340=0.273
j=1－(K/3)=1－(0.273/3)=0.909

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×5294776/(0.273×0.909×1000×280.50^2)=0.543N/mm2
<σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=5294776/(955.000×0.909×280.50)=21.741N/mm2
<σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=20468/(1000×0.909×280.50)=0.080N/mm2
<τca=0.7N/mm2　∴ O.K

６）かかと版（固定部）

M1=(W2･B^2)/2=(71.950×1.600^2)/2=92.096KNm/m
S1=W2･B=71.950×1.600=115.120KN/m
M2=(V5＋2･VR)･B^2/6=(58.136＋2×42.974)×1.600^2/6=61.476KNm/m
S2=(V5＋VR)･B/2=(58.136＋42.974)×1.600/2=80.888KN/m
M=|M1-M2|=|92.096-61.476|×10^5=3061979Ncm/m
S=|S1-S2|=|115.120-80.888|×10^3=34232N/m

D=35.00cm　　d=28.05cm　　j=24.544cm
at=M/(ft･j)=3061979/(19500×24.544)=6.398cm2/m
φ=S/(fa･j)=34232/(140.00×24.544)=9.962cm/m

配筋 D19-447@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×280.50)=0.00340
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00340＋15×0.00340)^2}－15×0.00340=0.273
j=1－(K/3)=1－(0.273/3)=0.909

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×30619790/(0.273×0.909×1000×280.50^2)=3.141N/mm2
<σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=30619790/(955.000×0.909×280.50)=125.729N/mm2
<σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=34232/(1000×0.909×280.50)=0.139N/mm2
<τca=0.7N/mm2　∴ O.K

§１．一般事項(常時)

１－１ 工作物の概要

・築造地 ： 奈良市

・形　式 ： Ｕ型鉄筋コンクリート造擁壁

１－２ 使用材料 及 許容応力度

・ コンクリート
　設計基準強度　　：　Ｆc= 21 N/mm2
　許容圧縮応力度　：σca= 7.0 N/mm2
　許容せん断応力度：τca= 0.7 N/mm2
　許容付着応力度　：　ｆa= 1.4 N/mm2

・ 鉄　筋
　許容引張応力度　：ｆt= 195.0 N/mm2

・ 鉄筋コンクリート
　単位体積重量　　：ｒ= 24.0 kN/m3

１－３ 設計条件

◎背面土
・土質の種類　　：　砂質土
・土の単位体積重量　：γs= 17.0 kN/m3
・内部摩擦角　　：　φ= 24.0°
・粘 着 力　　：　Ｃ= 0 kN/m2
・仮想背面と土との摩擦角：（安定計算時）　δ=0.00°
・壁背面と土との摩擦角　：（断面計算時）　δ=16.00°

○土圧
　直接入力 KA=0.4

◎支持地盤
・土質の種類　　：　砂質土
・内部摩擦角　　：　φ= 24.0°
・粘 着 力　　：　Ｃ= 0 kN/m2
・許容地耐力度　　：　fe= 100 kN/m2
・底盤の摩擦係数　　：　μ= 0.4

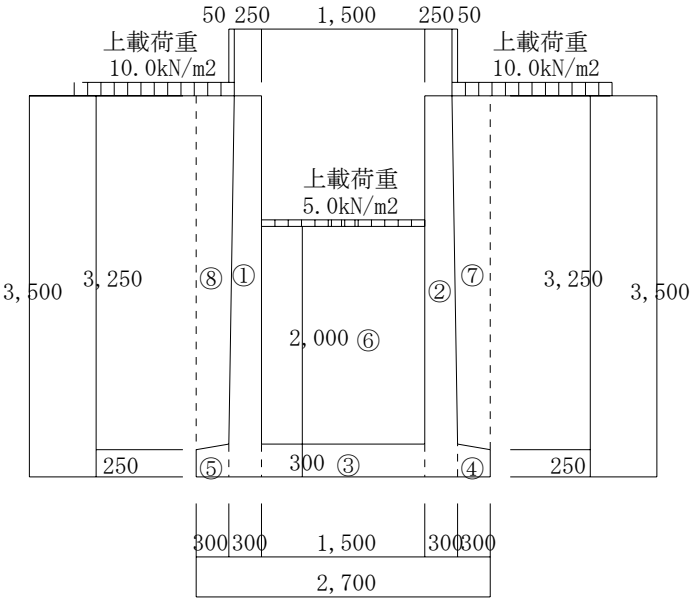
１－４ 設計方針

・　本計算は、片持梁式鉄筋コンクリート擁壁として、すべて土圧にて行う。

・　本計算は、宅地造成等規制法、同施行令、建築基準法、同施行令、及び、日本建築学会諸基準「鉄筋コンクリート構造計算基準、建築基礎構造設計指針」に準拠して行う。
　なお、応力計算は、日本土木学会「コンクリート標準示方書」による。

§ 3．ＲＣ擁壁（２）の設計

３－１ 荷重の計算（常時）



地表面と水平面とのなす角度 $\beta=0^{\circ}$
壁背面と鉛直面とのなす角度 $\theta=0.00^{\circ}$（仮想背面）
粘着力０の土圧に対しては、H=Ho=3.500m

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前たて壁	3.200×(0.250＋0.300)/2 ＋0.300×0.300 ＝ 0.9700	24.0	23.2800	0.461	──	10.7320	──
②後たて壁	3.200×(0.250＋0.300)/2 ＋0.300×0.300 ＝ 0.9700	24.0	23.2800	2.239	──	52.1240	──
③ 底 版	1.500×0.300 ＝ 0.4500	24.0	10.8000	1.350	──	14.5800	──
④かかと版	0.300×(0.300＋0.250)/2 ＝ 0.0825	24.0	1.9800	2.545	──	5.0400	──
⑤つま先版	0.300×(0.300＋0.250)/2 ＝ 0.0825	24.0	1.9800	0.155	──	0.3060	──
⑥ 中央土	1.500×2.000 ＝ 3.0000	17.0	51.0000	1.350	──	68.8500	──
⑦ 背面土	3.200×(0.300＋0.350)/2 ＋0.300×0.050/2 ＝ 1.0475	17.0	17.8075	2.538	──	45.1888	──
⑧ 前面土	3.200×(0.300＋0.350)/2 ＋0.300×0.050/2 ＝ 1.0475	17.0	17.8075	0.162	──	2.8914	──
合 計 Σ		──	147.9350	──	──	199.7123	──

重心 $x=\Sigma W\cdot x/\Sigma W=199.712/147.935=1.350m$

２）上載荷重

背面上載荷重･･･W=10.00×0.3500=3.5000kN/m
中央上載荷重･･･W=5.00×1.5000=7.5000kN/m
前面上載荷重･･･W=10.00×0.3500=3.5000kN/m

３）擁壁に及ぼす土圧

主働土圧係数 KA=0.40

前面及び背面土による土圧
PA=1/2･KA･γ･H^2=1/2×0.40×17.0×3.500^2=41.6500kN/m
PAX=PA･cosδ=PA･cos0.00°=41.6500×1.0000=41.6500kN/m
PAY=PA･sinδ=PA･sin0.00°=41.6500×0.0000=0.0000kN/m

背面上載荷重による土圧
△PA=KA･q･H=0.40×10.0×3.500=14.0000kN/m
△PAX=△PA･cosδ=△PA･cos0.00°=14.0000×1.0000=14.0000kN/m
△PAY=△PA･sinδ=△PA･sin0.00°=14.0000×0.0000=0.0000kN/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)	147.9350	――	1.350	――	199.7123	――
背面上載荷重	3.5000	――	2.525	――	8.8375	――
中央上載荷重	7.5000	――	1.350	――	10.1250	――
前面上載荷重	3.5000	――	0.175	――	0.6125	――
合計 Σ	162.4350	――	――	――	219.2873	――

両面対称土圧の為、土圧によるモーメントΣHy＝０

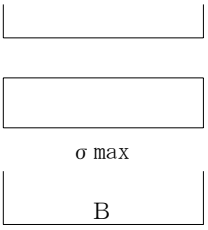
３－２ 安定性の検討（常時）

１）転倒に対する検討

対称土圧の為、転倒は生じない。

２）地盤支持力(接地圧)に対する検討

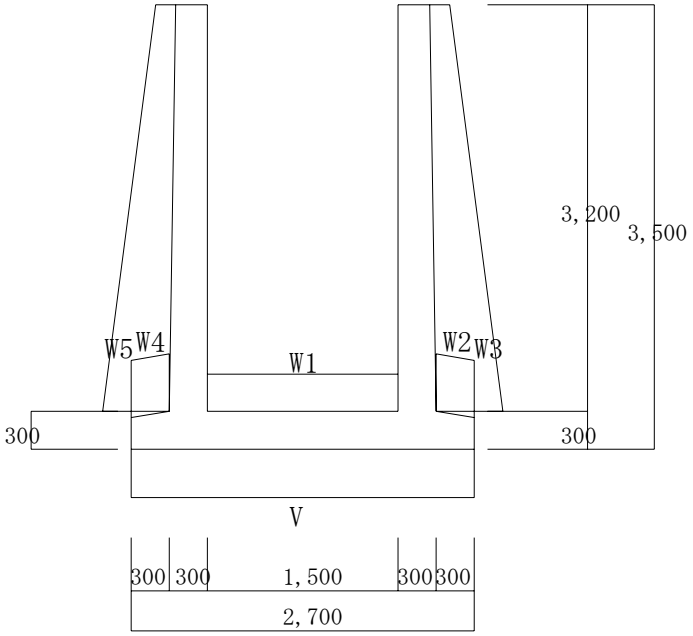
抵抗モーメント Mr=ΣV･x=219.287kNm/m
転倒モーメント Mo=ΣH･y=0kNm/m
合力の作用位置 d=(Mr－Mo)/ΣV=(219.287－0.000)/162.435=1.350m
偏　心　距　離 e=(B/2)－d=(2.700/2)－1.350=0.000m
最 大 接 地 圧 σmax=(ΣV/B)･{1＋(6e/B)}
=(162.435/2.700)×{1＋(6×0.000/2.700)}
=60.161kN/m2
σmax ＜ 100.0kN/m2　∴ O.K



３）滑り出しに対する検討

対称土圧の為､滑動は生じない。

３－３ 断面の計算（常時）



V=60.161KN/m2

W1=(2.000×17.0)＋(0.300×24.0)＋5.00=46.200KN/m2
W2=(3.200×17.0)＋(0.300×24.0)＋10.00=71.600KN/m2
W3=(3.250×17.0)＋(0.250×24.0)＋10.00=71.250KN/m2
W4=(3.200×17.0)＋(0.300×24.0)＋10.00=71.600KN/m2
W5=(3.250×17.0)＋(0.250×24.0)＋10.00=71.250KN/m2

地表面と水平面とのなす角度　　：β=0.00°
後壁背面と鉛直面とのなす角度　：θ=0.90°
主働土圧係数 KA=0.40

１）たて壁（中央部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(16.00°＋0.895°)=1/2×0.40×17.0×1.600^2×0.9568=8.328kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(16.00°＋0.895°)=0.40×10.0×1.600×0.9568=6.124kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={8.328×(1.600/3)＋6.124×(1.600/2)}×10^5=934078Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(8.328＋6.124)×10^3=14452N/m

D=27.50cm　　d=20.55cm　　j=17.981cm
at=M/(ft･j)=934078/(19500×17.981)=2.664cm2/m
φ=S/(fa･j)=14452/(140.00×17.981)=5.741cm/m

配筋 D19-1045@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×205.50)=0.00465
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00465＋(15×0.00465)^2}－15×0.00465=0.310
j=1－(K/3)=1－(0.310/3)=0.897

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×9340782/(0.310×0.897×1000×205.50^2)=1.591N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=9340782/(955.000×0.897×205.50)=53.083N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=14452/(1000×0.897×205.50)=0.078N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

２）たて壁（固定部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(16.00°＋0.895°)=1/2×0.40×17.0×3.200^2×0.9568=33.313kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(16.00°＋0.895°)=0.40×10.0×3.200×0.9568=12.248kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={33.313×(3.200/3)＋12.248×(3.200/2)}×10^5=5513021Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(33.313＋12.248)×10^3=45561N/m

D=30.00cm　　d=23.05cm　　j=20.169cm
at=M/(ft･j)=5513021/(19500×20.169)=14.018cm2/m
φ=S/(fa･j)=45561/(140.00×20.169)=16.136cm/m

配筋 D19-204@　-----> ∴ D19-150@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=1910.000/(1000×230.50)=0.00829
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00829＋(15×0.00829)^2}－15×0.00829=0.390
j=1－(K/3)=1－(0.390/3)=0.870

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×55130210/(0.390×0.870×1000×230.50^2)=6.122N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=55130210/(1910.000×0.870×230.50)=143.910N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=45561/(1000×0.870×230.50)=0.227N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

３）底版（中央部）

C1=(W1･B^2)/12=(46.200×1.500^2)/12=8.663KNm/m
M1=(W1･B^2)/8－C1=(46.200×1.500^2)/8－8.663=4.331KNm/m
C2=(V･B^2)/12=(60.161×1.500^2)/12=11.280KNm/m
M2=(V･B^2)/8－C2=(60.161×1.500^2)/8－11.280=5.640KNm/m
M=|M1-M2|=|4.331-5.640|×10^5=130886Ncm/m

D=30.00cm　d=23.05cm　j=20.169cm
at=M/(ft･j)=130886/(19500×20.169)=0.333cm2/m

配筋 D19-8608@ -----> ∴ D19-300@ とする

---

n=15　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×230.50)=0.00414
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00414＋(15×0.00414)^2}－15×0.00414=0.296
j=1－(K/3)=1－(0.296/3)=0.901

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×1308855/(0.296×0.901×1000×230.50^2)=0.185N/mm2
＜σca=7.0N/mm2 ∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=1308855/(955.000×0.901×230.50)=6.596N/mm2
＜σsa=195N/mm2 ∴ O.K

４）底版（前面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(46.200×1.500^2)/12=8.663KNm/m
M1=C1=8.663KNm/m
S1=(W1･B)/2=(46.200×1.500)/2=34.650KN/m
C2=(V･B^2)/12=(60.161×1.500^2)/12=11.280KNm/m
M2=C2=11.280KNm/m
S2=(V･B)/2=(60.161×1.500)/2=45.121KN/m
M=|M1-M2|=|8.663-11.280|×10^5=261771Ncm/m
S=|S1-S2|=|34.650-45.121|×10^3=10471N/m

D=30.00cm　d=23.05cm　j=20.169cm
at=M/(ft･j)=261771/(19500×20.169)=0.666cm2/m
φ=S/(fa･j)=10471/(140.00×20.169)=3.708cm/m

配筋 D19-1617@ -----> ∴ D19-300@ とする

---

n=15　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×230.50)=0.00414
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00414＋(15×0.00414)^2}－15×0.00414=0.296
j=1－(K/3)=1－(0.296/3)=0.901

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×2617708/(0.296×0.901×1000×230.50^2)=0.370N/mm2
＜σca=7.0N/mm2 ∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=2617708/(955.000×0.901×230.50)=13.193N/mm2
＜σsa=195N/mm2 ∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=10471/(1000×0.901×230.50)=0.050N/mm2
＜τca=0.7N/mm2 ∴ O.K

５）底版（後面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(46.200×1.500^2)/12=8.663KNm/m
M1=C1=8.663KNm/m
S1=(W1･B)/2=(46.200×1.500)/2=34.650KN/m
C2=(V･B^2)/12=(60.161×1.500^2)/12=11.280KNm/m
M2=C2=11.280KNm/m
S2=(V･B)/2=(11.280×1.500)/2=45.121KN/m
M=|M1-M2|=|8.663-11.280|×10^5=261771Ncm/m
S=|S1-S2|=|34.650-45.121|×10^3=10471N/m

D=30.00cm　　d=23.05cm　　j=20.169cm
at=M/(ft･j)=261771/(19500×20.169)=0.666cm2/m
φ=S/(fa･j)=10471/(140.00×20.169)=3.708cm/m

配筋 D19-1617@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×230.50)=0.00414
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00414＋(15×0.00414)^2}－15×0.00414=0.296
j=1－(K/3)=1－(0.296/3)=0.901

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×2617708/(0.296×0.901×1000×230.50^2)=0.370N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=2617708/(955.000×0.901×230.50)=13.193N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=10471/(1000×0.901×230.50)=0.050N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

６）かかと版（固定部）

M1=(W2＋2･W3)･B^2/6=(71.600＋2×71.250)×0.300^2/6=3.212KNm/m
S1=(W2＋W3)･B/2=(71.600＋71.250)×0.300/2=21.428KN/m
M2=(V5＋2･VR)･B^2/6=(60.161＋2×60.161)×0.300^2/6=2.707KNm/m
S2=(V5＋VR)･B/2=(60.161＋60.161)×0.300/2=18.048KN/m
M=|M1-M2|=|3.212-2.707|×10^5=50425Ncm/m
S=|S1-S2|=|21.428-18.048|×10^3=3379N/m

D=30.00cm　　d=23.05cm　　j=20.169cm
at=M/(ft･j)=50425/(19500×20.169)=0.128cm2/m
φ=S/(fa･j)=3379/(140.00×20.169)=1.197cm/m

配筋 D19-5013@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×230.50)=0.00414
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00414＋15×0.00414)^2}－15×0.00414=0.296
j=1－(K/3)=1－(0.296/3)=0.901

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×504250/(0.296×0.901×1000×230.50^2)=0.071N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=504250/(955.000×0.901×230.50)=2.541N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=3379/(1000×0.901×230.50)=0.017N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

7）つま先版（固定部）

M1=(W4＋2･W5)･B^2/6=(71.600＋2×71.250)×0.300^2/6=3.212KNm/m
S1=(W4＋W5)･B/2=(71.600＋71.250)×0.300/2=21.428KN/m
M2=(V1＋2･VP)･B^2/6=(60.161＋2×60.161)×0.300^2/6=2.707KNm/m
S2=(V1＋VP)･B/2=(60.161＋60.161)×0.300/2=18.048KN/m
M=|M1-M2|=|3.212-2.707|×10^5=50425Ncm/m
S=|S1-S2|=|21.428-18.048|×10^3=3379Ncm/m

D=30.00cm　　d=23.05cm　　j=20.169cm
at=M/(ft･j)=50425/(19500×20.169)=0.128cm2/m
φ=S/(fa･j)=3379/(140.00×20.169)=1.197cm/m

配筋 D19-5013@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×230.50)=0.00414
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00414＋15×0.00414)^2}－15×0.00414=0.296
j=1－(K/3)=1－(0.296/3)=0.901

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×504250/(0.296×0.901×1000×230.50^2)=0.071N/mm2
＜σca=7.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=504250/(955.000×0.901×230.50)=2.541N/mm2
＜σsa=195N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=3379/(1000×0.901×230.50)=0.016N/mm2
＜τca=0.7N/mm2　∴ O.K

§１．一般事項(地震時)

１－１ 工作物の概要

・築造地 ： 奈良市

・形　式 ： Ｕ型鉄筋コンクリート造擁壁

１－２ 使用材料 及 許容応力度

・ コンクリート
　設計基準強度　　：　Ｆc= 21 N/mm2
　許容圧縮応力度　：σca= 21.0 N/mm2
　許容せん断応力度：τca= 2.1 N/mm2
　許容付着応力度　：　ｆa= 2.1 N/mm2

・ 鉄　筋
　許容引張応力度　：ｆt= 295.0 N/mm2

・ 鉄筋コンクリート
　単位体積重量　　：ｒ= 24.0 kN/m3

１－３ 設計条件

◎背面土
・土質の種類　　：砂質土
・土の単位体積重量　：γs= 17.0 kN/m3
・内部摩擦角　　：φ= 24.0°
・粘 着 力　　：Ｃ= 0 kN/m2
・仮想背面と土との摩擦角：（安定計算時）δ= 計算による
・壁背面と土との摩擦角　：（断面計算時）δ=12.00°

○土圧
岡部･物部式による。(水平震度 Kh＝0.25)

◎支持地盤
・土質の種類　　：砂質土
・内部摩擦角　　：φ= 24.0°
・粘 着 力　　：Ｃ= 0 kN/m2
・許容地耐力度　　：fe= 200 kN/m2
・底盤の摩擦係数　　：μ= 0.4

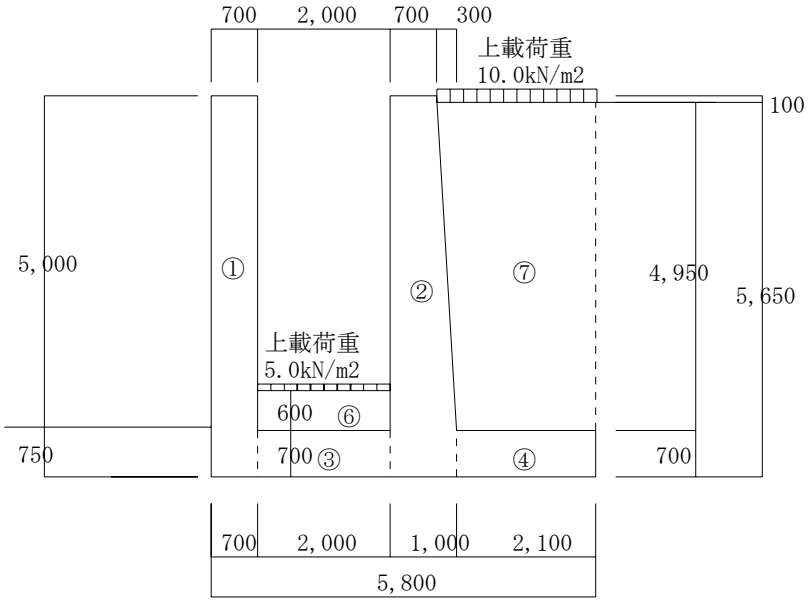
１－４ 設計方針

・　本計算は、片持梁式鉄筋コンクリート擁壁として、すべて土圧にて行う。

・　本計算は、宅地造成等規制法、同施行令、建築基準法、同施行令、及び、日本建築学会諸基準「鉄筋コンクリート構造計算基準、建築基礎構造設計指針」に準拠して行う。
　なお、応力計算は、日本土木学会「コンクリート標準示方書」による。

§ ４．ＲＣ擁壁（３）の設計

４－１ 荷重の計算（地震時）



地表面と水平面とのなす角度 β=0°
壁背面と鉛直面とのなす角度 θ=0.00°（仮想背面）
粘着力０の土圧に対しては、H=Ho=5.650m

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前たて壁	0.700×5.750 ＝ 4.0250	24.0	96.6000	0.350	──	33.8100	──
②後たて壁	5.050×(0.700＋1.000)/2 ＋1.000×0.700 ＝ 4.9925	24.0	119.8200	3.118	──	373.6320	──
③ 底 版	2.000×0.700 ＝ 1.4000	24.0	33.6000	1.700	──	57.1200	──
④かかと版	2.100×0.700 ＝ 1.4700	24.0	35.2800	4.750	──	167.5800	──
⑤つま先版							
⑥ 中央土	2.000×0.600 ＝ 1.2000	17.0	20.4000	1.700	──	34.6800	──
⑦ 背面土	(2.100＋2.394)×4.950/2 ＝ 11.1228	17.0	189.0875	4.675	──	883.9619	──
⑧ 前面土							
合 計 Σ		──	494.7876	──	──	1550.7839	──

重心 x=ΣW･x/ΣW=1550.784/494.788=3.134m

２）上載荷重

背面上載荷重･･･W=10.00×2.3941=23.9406kN/m
中央上載荷重･･･W=5.00×2.0000=10.0000kN/m

3）擁壁に及ぼす土圧

設計水平震度Kh=0.25　　設計鉛直震度Kv=0.00

地震合成角 θk=Atn{Kh/(1−Kv)}=Atn{0.25/(1−0.00)}=14.04°

土(仮想背面)と土との摩擦角

$$\sin\Delta=\frac{\sin(\beta+\theta k)}{\sin\phi}=\frac{\sin(0.00^\circ+14.04^\circ)}{\sin 24.00^\circ}=\frac{0.2425}{0.4067}=0.5963\quad\therefore\Delta=36.61^\circ$$

$$\tan\delta=\frac{\sin\phi\cdot\sin(\theta k+\Delta-\beta)}{1-\sin\phi\cdot\cos(\theta k+\Delta-\beta)}=\frac{\sin 24.00^\circ\times\sin(14.04^\circ+36.61^\circ-0.00^\circ)}{1-\sin 24.00^\circ\times\cos(14.04^\circ+36.61^\circ-0.00^\circ)}$$

$$=\frac{0.4067\times0.7732}{1-0.4067\times0.6342}=0.4238\quad\therefore\delta=22.97^\circ$$

地震時主働土圧係数

$$KAE=\frac{(1-Kv)\cos^2(\phi-\theta-\theta k)}{\cos\theta k\cdot\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\theta k)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi-\beta-\theta k)\sin(\phi+\delta)}{\cos(\delta+\theta+\theta k)\cos(\theta-\beta)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{(1-0.00)\times\cos^2(24.00^\circ-0.00^\circ-14.04^\circ)}{\cos 14.04^\circ\times\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(22.97^\circ+0.00^\circ+14.04^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ-0.00^\circ-14.04^\circ)\times\sin(24.00^\circ+22.97^\circ)}{\cos(22.97^\circ+0.00^\circ+14.04^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{1.00\times0.9701}{0.9701\times1.0000\times0.7986\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.1730\times0.7310}{0.7986\times1.0000}}\right\}^2}$$

=0.640

前面及び背面土による土圧

PA=1/2・KA・γ・H^2=1/2×0.64×17.0×5.650^2=173.6584kN/m

PAX=PA・cosδ=PA・cos22.97°=173.6584×0.9207=159.8889kN/m

PAY=PA・sinδ=PA・sin22.97°=173.6584×0.3902=67.7700kN/m

背面上載荷重による土圧

△PA=KA・q・H=0.64×10.0×5.650=36.1600kN/m

△PAX=△PA・cosδ=△PA・cos22.97°=36.1600×0.9207=33.2929kN/m

△PAY=△PA・sinδ=△PA・sin22.97°=36.1600×0.3902=14.1114kN/m

作用点の位置

PAX：y=H/3=5.650/3=1.883m　　PAY：x=5.800m

△PAX：y=H/2=5.650/2=2.825m　　△PAY：x=5.800m

4）荷重の集計（水平力＝地震時土圧）

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)	494.7876	――	3.134	――	1550.7839	――
土圧(PA)	67.7700	159.8889	5.800	1.883	393.0659	301.1242
土圧(△PA)	14.1114	33.2929	5.800	2.825	81.8461	94.0523
背面上載荷重	23.9406	――	4.603	――	110.1978	――
中央上載荷重	10.0000	――	1.700	――	17.0000	――
前面上載荷重						
合計 Σ	610.6096	193.1818	――	――	2152.8937	395.1765

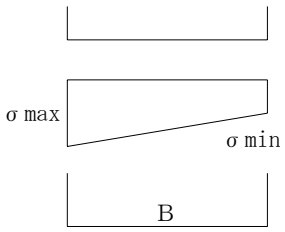
４－２ 安定性の検討（地震時）

１）転倒に対する検討

抵抗モーメント Mr=ΣV･x=2152.894kNm/m
転倒モーメント Mo=ΣH･y=395.176kNm/m
転 倒 安 全 率　F=Mr/Mo=2152.894/395.176=5.448 ＞ 1.0　∴ O.K

２）地盤支持力(接地圧)に対する検討

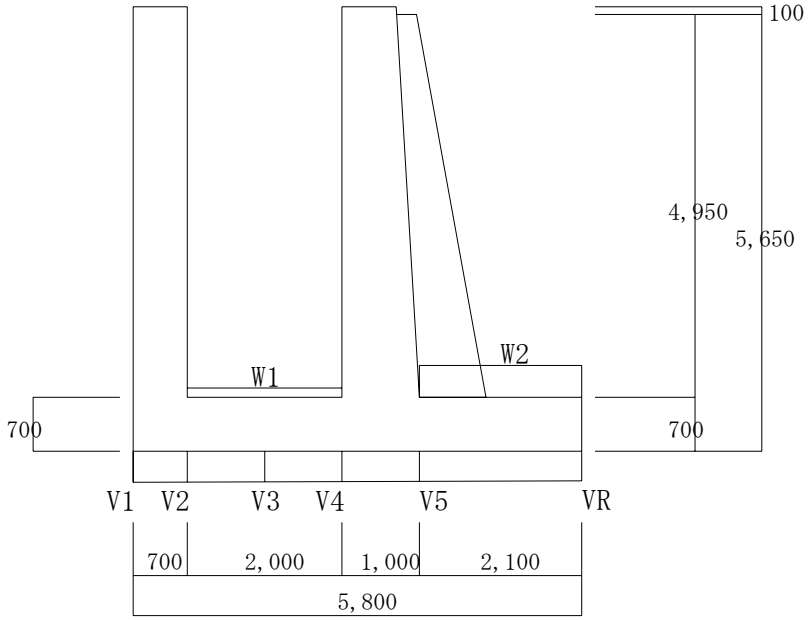
合力の作用位置 d=(Mr－Mo)/ΣV=(2152.894－395.176)/610.610=2.879m
偏 心 距 離 e=(B/2)－d=(5.800/2)－2.879=0.021m
最 大 接 地 圧 σmax=(ΣV/B)･{1＋(6e/B)}
=(610.610/5.800)×{1＋(6×0.021/5.800)}
=107.605kN/m2
最 小 接 地 圧 σmin=(ΣV/B)･{1－(6e/B)}
=(610.610/5.800)×{1－(6×0.021/5.800)}
=102.950kN/m2
σmax, σmin ＜ 200.0kN/m2　∴ O.K



３）滑り出しに対する検討

水 平 力 の 総 和 ΣH=193.182kN/m
滑動に対する抵抗力 RH=C･B＋ΣV･μ=0.0×5.800＋610.610×0.4=244.244kN/m
滑 動 安 全 率　F=RH/ΣH=244.244/193.182=1.264 ＞ 1.0　∴ O.K

４－３ 断面の計算（地震時）



中立軸までの距離
Xn=(B/2)･[1＋{B/(6e)}]=(5.800/2)×[1＋{5.800/(6×0.021)}]=134.065m

V1=107.605KN/m2　V2=107.043KN/m2　V3=106.241KN/m2　V4=105.438KN/m2
V5=104.635KN/m2　VR=102.950KN/m2

W1=(0.600×17.0)＋(0.700×24.0)＋5.00=32.000KN/m2
W2=(4.950×17.0)＋(0.700×24.0)＋10.00=110.950KN/m2

地表面と水平面とのなす角度　　：β=0.00°
後壁背面と鉛直面とのなす角度　：θ=3.40°

水平震度Kh=0.25　　鉛直震度Kv=0.00
地震合成角 θk=Atn{Kh/(1－Kv)}=Atn{0.25/(1－0.00)}=14.04°

地震時主働土圧係数

$$KAE=\frac{(1-Kv)\cos^2(\phi-\theta-\theta k)}{\cos\theta k\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\theta k)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi-\beta-\theta k)\sin(\phi+\delta)}{\cos(\delta+\theta+\theta k)\cos(\theta-\beta)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{(1-0.00)\times\cos^2(24.00^\circ-3.40^\circ-14.04^\circ)}{\cos14.04^\circ\times\cos^2(3.40^\circ)\times\cos(12.00^\circ+3.40^\circ+14.04^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ-0.00^\circ-14.04^\circ)\times\sin(24.00^\circ+12.00^\circ)}{\cos(12.00^\circ+3.40^\circ+14.04^\circ)\times\cos(3.40^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{1.00\times0.9869}{0.9701\times0.9965\times0.8709\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.1730\times0.5878}{0.8709\times0.9982}}\right\}^2}$$

=0.651

１）たて壁（中央部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(12.00°＋3.40°)=1/2×0.651×17.0×2.425^2×0.9641=31.372kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(12.00°＋3.40°)=0.651×10.0×2.425×0.9641=15.220kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={31.372×(2.475/3)＋15.220×(2.475/2)}×10^5=4381335Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(31.372＋15.220)×10^3=46592N/m

D=85.00cm　　d=78.05cm　　j=68.294cm
at=M/(ft･j)=4381335/(29500×68.294)=2.175cm2/m
φ=S/(fa･j)=46592/(210.00×68.294)=3.249cm/m

配筋 D19-1317@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×780.50)=0.00122
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00122＋(15×0.00122)^2}－15×0.00122=0.174
j=1－(K/3)=1－(0.174/3)=0.942

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×43813340/(0.174×0.942×1000×780.50^2)=0.877N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=43813340/(955.000×0.942×780.50)=62.402N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=46592/(1000×0.942×780.50)=0.063N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

２）たて壁（固定部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(12.00°＋3.40°)=1/2×0.651×17.0×4.950^2×0.9641=130.717kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(12.00°＋3.40°)=0.651×10.0×4.950×0.9641=31.068kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n={130.717×(4.950/3)＋31.068×(4.950/2)}×10^5=29257470Ncm/m
S=PAX＋△PAX=(130.717＋31.068)×10^3=161784N/m

D=100.00cm　　d=93.05cm　　j=81.419cm
at=M/(ft･j)=29257470/(29500×81.419)=12.181cm2/m
φ=S/(fa･j)=161784/(210.00×81.419)=9.462cm/m

配筋 D19-235@　-----> ∴ D19-150@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=1910.000/(1000×930.50)=0.00205
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00205＋(15×0.00205)^2}－15×0.00205=0.219
j=1－(K/3)=1－(0.219/3)=0.927

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×292574700/(0.219×0.927×1000×930.50^2)=3.325N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=292574700/(1910.000×0.927×930.50)=177.602N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=161784/(1000×0.927×930.50)=0.188N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

３）底版（中央部）

C1=(W1･B^2)/12=(32.000×2.000^2)/12=10.667KNm/m
M1=(W1･B^2)/8－C1=(32.000×2.000^2)/8－10.667=5.333KNm/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(105.438×2.000^2)/12＋{(107.043－105.438)×2.000^2)/20}=35.467KNm/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(105.438×2.000^2)/12＋{(107.043－105.438)×2.000^2)/30}=35.360KNm/m
M2=(V4･B^2/8)＋(V2-V4)･B^2/(9･Sqr(3))－(C21＋C22)/2
=(105.438×2.000^2)/8＋(107.043－105.438)×2.000^2/(9×Sqr(3))
－(35.467＋35.360)/2=17.717KNm/m
M=|M1-M2|=|5.333-17.717|×10^5=1238404Ncm/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=1238404/(29500×55.169)=0.761cm2/m

配筋 D19-3765@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×12384040/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.347N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=12384040/(955.000×0.936×630.50)=21.971N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

４）底版（前面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(32.000×2.000^2)/12=10.667KNm/m
M1=C1=10.667KNm/m
S1=(W1･B)/2=(32.000×2.000)/2=32.000KN/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(105.438×2.000^2)/12＋{(107.043－105.438)×2.000^2)/20}=35.467KNm/m
M2=C21=35.467KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/3=(105.438×2.000)/2＋(107.043－105.438)×2.000/3=106.508KN/m
M=|M1-M2|=|10.667-35.467|×10^5=2480040Ncm/m
S=|S1-S2|=|32.000-106.508|×10^3=74508N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=2480040/(29500×55.169)=1.524cm2/m
φ=S/(fa･j)=74508/(210.00×55.169)=6.431cm/m

配筋 D19-932@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×24800400/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.695N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=24800400/(955.000×0.936×630.50)=43.999N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=74508/(1000×0.936×630.50)=0.126N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

５）底版（後面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(32.000×2.000^2)/12=10.667KNm/m
M1=C1=10.667KNm/m
S1=(W1･B)/2=(32.000×2.000)/2=32.000KN/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(105.438×2.000^2)/12＋{(107.043－105.438)×2.000^2)/30}=35.360KNm/m
M2=C22=35.360KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/6=(105.438×2.000)/2＋(107.043－105.438)×2.000/6=105.973KN/m
M=|M1-M2|=|10.667-35.360|×10^5=2469338Ncm/m
S=|S1-S2|=|32.000-105.973|×10^3=73973N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=2469338/(29500×55.169)=1.517cm2/m
φ=S/(fa･j)=73973/(210.00×55.169)=6.385cm/m

配筋 D19-939@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×24693380/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.692N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=24693380/(955.000×0.936×630.50)=43.809N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=73973/(1000×0.936×630.50)=0.125N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

６）かかと版（固定部）

M1=(W2･B^2)/2=(110.950×2.100^2)/2=244.645KNm/m
S1=W2･B=110.950×2.100=232.995KN/m
M2=(V5＋2･VR)･B^2/6=(104.635＋2×102.950)×2.100^2/6=228.243KNm/m
S2=(V5＋VR)･B/2=(104.635＋102.950)×2.100/2=217.965KN/m
M=|M1-M2|=|244.645-228.243|×10^5=1640141Ncm/m
S=|S1-S2|=|232.995-217.965|×10^3=15030N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=1640141/(29500×55.169)=1.008cm2/m
φ=S/(fa･j)=15030/(210.00×55.169)=1.297cm/m

配筋 D19-2842@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×16401410/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.460N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=16401410/(955.000×0.936×630.50)=29.098N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=15030/(1000×0.936×630.50)=0.026N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

§１．一般事項(地震時)

１－１ 工作物の概要

・築造地 ： 奈良市

・形　式 ： Ｕ型鉄筋コンクリート造擁壁

１－２ 使用材料 及 許容応力度

・ コンクリート
　設計基準強度　　：　Ｆc= 21 N/mm2
　許容圧縮応力度　：σca= 21.0 N/mm2
　許容せん断応力度：τca= 2.1 N/mm2
　許容付着応力度　：　ｆa= 2.1 N/mm2

・ 鉄　筋
　許容引張応力度　：ｆt= 295.0 N/mm2

・ 鉄筋コンクリート
　単位体積重量　　：ｒ= 24.0 kN/m3

１－３ 設計条件

◎背面土
・土質の種類　　：砂質土
・土の単位体積重量　：γs= 17.0 kN/m3
・内部摩擦角　　：φ= 24.0°
・粘 着 力　　：Ｃ= 0 kN/m2
・仮想背面と土との摩擦角：（安定計算時）δ= 計算による
・壁背面と土との摩擦角　：（断面計算時）δ=12.00°

○土圧
　クーロンの土圧式による。(水平震度 Kh＝0.25)

◎支持地盤
・土質の種類　　：砂質土
・内部摩擦角　　：φ= 24.0°
・粘 着 力　　：Ｃ= 0 kN/m2
・許容地耐力度　　：fe= 200 kN/m2
・底盤の摩擦係数　　：μ= 0.4

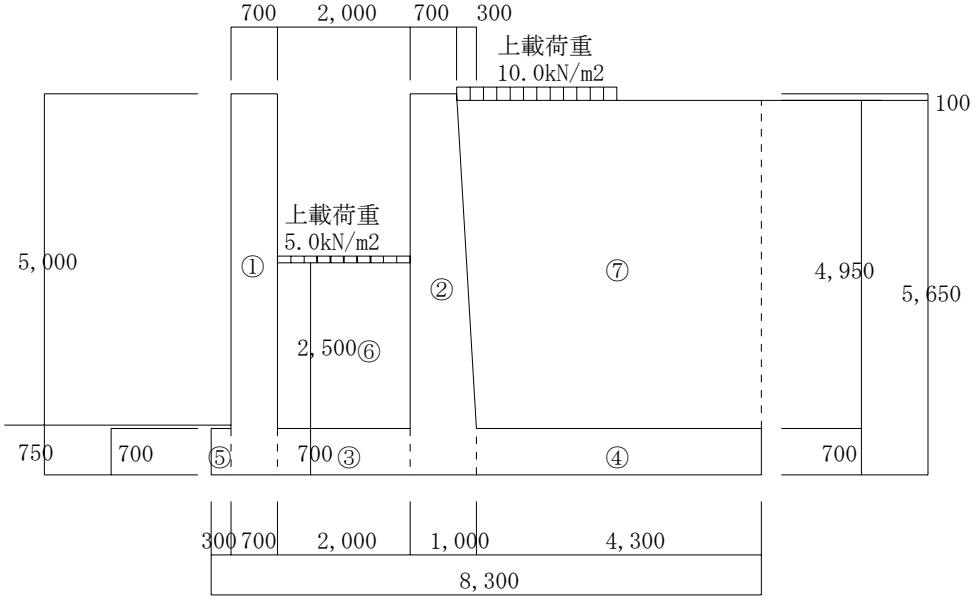
１－４ 設計方針

・　本計算は、片持梁式鉄筋コンクリート擁壁として、すべて土圧にて行う。

・　本計算は、宅地造成等規制法、同施行令、建築基準法、同施行令、及び、日本建築学会諸基準「鉄筋コンクリート構造計算基準、建築基礎構造設計指針」に準拠して行う。
　なお、応力計算は、日本土木学会「コンクリート標準示方書」による。

§ ５．ＲＣ擁壁（４）の設計

５－１ 荷重の計算（地震時）



地表面と水平面とのなす角度 $\beta=0^{\circ}$
壁背面と鉛直面とのなす角度 $\theta=0.00^{\circ}$（仮想背面）
粘着力０の土圧に対しては、H=Ho=5.650m

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前たて壁	0.700×5.750 ＝ 4.0250	24.0	96.6000	0.650	2.875	62.7900	277.7250
②後たて壁	5.050×(0.700＋1.000)/2 ＋1.000×0.700 ＝ 4.9925	24.0	119.8200	3.418	2.694	409.5780	322.8180
③ 底 版	2.000×0.700 ＝ 1.4000	24.0	33.6000	2.000	0.350	67.2000	11.7600
④かかと版	4.300×0.700 ＝ 3.0100	24.0	72.2400	6.150	0.350	444.2760	17.9095
⑤つま先版	0.300×0.700 ＝ 0.2100	24.0	5.0400	0.150	0.350	0.7560	1.2495
⑥ 中央土	2.000×2.500 ＝ 5.0000	17.0	85.0000	2.000	1.950	170.0000	165.7500
⑦ 背面土	(4.300＋4.594)×4.950/2 ＝ 22.0128	17.0	374.2176	6.076	3.202	2273.6245	1198.3484
⑧ 前面土							
合 計 Σ		──	786.5176	──	──	3428.2246	2003.4495

重心 x＝ΣW･x/ΣW=3428.225/786.518=4.359m
y＝ΣW･y/ΣW=2003.449/786.518=2.547m

２）上載荷重

背面上載荷重･･･W=10.00×4.5941=45.9406kN/m
中央上載荷重･･･W=5.00×2.0000=10.0000kN/m

３）擁壁に及ぼす土圧

設計水平震度Kh=0.25　　設計鉛直震度Kv=0.00

地震合成角 θk=Atn{Kh/(1－Kv)}=Atn{0.25/(1－0.00)}=14.04°

土(仮想背面)と土との摩擦角

$$\sin\Delta=\frac{\sin(\beta+\theta k)}{\sin\phi}=\frac{\sin(0.00^\circ+14.04^\circ)}{\sin 24.00^\circ}=\frac{0.2425}{0.4067}=0.5963 \quad \therefore \Delta=36.61^\circ$$

$$\tan\delta=\frac{\sin\phi\cdot\sin(\theta k+\Delta-\beta)}{1-\sin\phi\cdot\cos(\theta k+\Delta-\beta)}=\frac{\sin 24.00^\circ\times\sin(14.04^\circ+36.61^\circ-0.00^\circ)}{1-\sin 24.00^\circ\times\cos(14.04^\circ+36.61^\circ-0.00^\circ)}$$

$$=\frac{0.4067\times 0.7732}{1-0.4067\times 0.6342}=0.4238 \quad \therefore \delta=22.97^\circ$$

主働土圧係数

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

$$=\frac{\cos^2(24.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ+22.97^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(24.00^\circ+22.97^\circ)\times\sin(24.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos(0.00^\circ+22.97^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{0.8346}{1.0000\times 0.9207\times\left\{1+\sqrt{\dfrac{0.7310\times 0.4067}{0.9207\times 1.0000}}\right\}^2}$$

$=0.422$

前面及び背面土による土圧

PA=1/2･KA･γ･H^2=1/2×0.422×17.0×5.650^2=114.5060kN/m

PAX=PA･cosδ=PA･cos22.97°=114.5060×0.9207=105.4268kN/m

PAY=PA･sinδ=PA･sin22.97°=114.5060×0.3902=44.6858kN/m

背面上載荷重による土圧

△PA=KA･q･H=0.422×10.0×5.650=23.8430kN/m

△PAX=△PA･cosδ=△PA･cos22.97°=23.8430×0.9207=21.9525kN/m

△PAY=△PA･sinδ=△PA･sin22.97°=23.8430×0.3902=9.3047kN/m

作用点の位置

PAX：y=H/3=5.650/3=1.883m　　PAY：x=8.300m

△PAX：y=H/2=5.650/2=2.825m　　△PAY：x=8.300m

４）荷重の集計（水平力＝慣性力＋常時土圧）

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)	786.5176	196.6294	4.359	2.547	3428.2246	500.8624
土圧(PA)	44.6858	105.4268	8.300	1.883	370.8924	198.5537
土圧(△PA)	9.3047	21.9525	8.300	2.825	77.2290	62.0157
背面上載荷重	45.9406	11.4851	6.003	5.650	275.7800	64.8911
中央上載荷重	10.0000	2.5000	2.000	3.200	20.0000	8.0000
前面上載荷重						
合計 Σ	896.4487	329.5119	――	――	4172.1261	834.3229

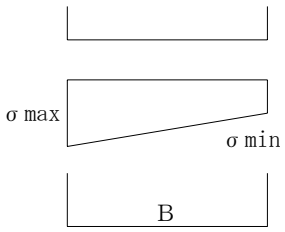
５－２ 安定性の検討（地震時）

１）転倒に対する検討

抵抗モーメント Mr=ΣV･x=4172.126kNm/m
転倒モーメント Mo=ΣH･y=834.323kNm/m
転 倒 安 全 率　F=Mr/Mo=4172.126/834.323=5.001 ＞ 1.0　∴ O.K

２）地盤支持力(接地圧)に対する検討

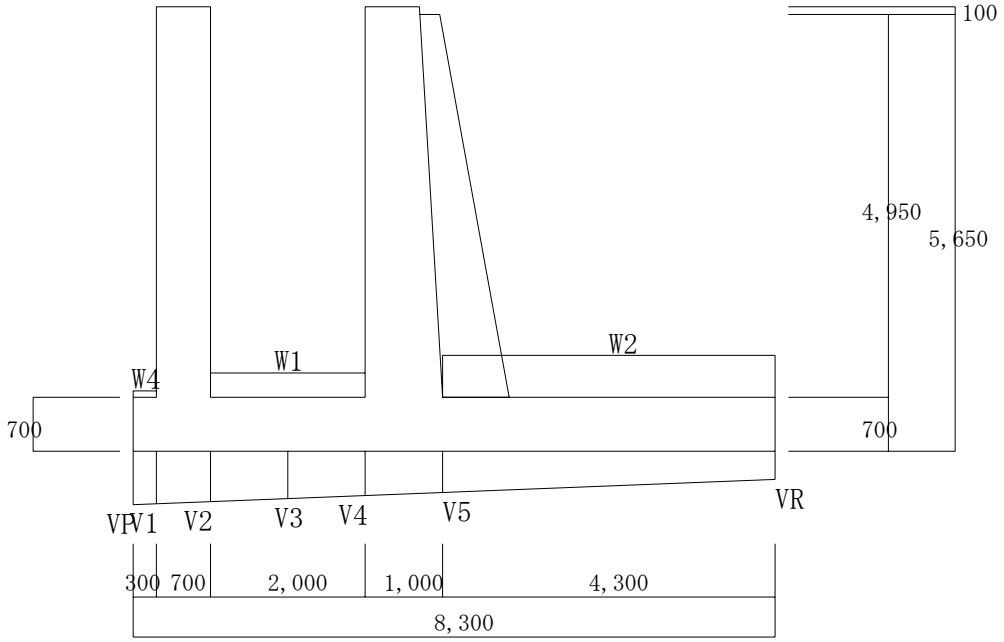
合力の作用位置 d=(Mr－Mo)/ΣV=(4172.126－834.323)/896.449=3.723m
偏 心 距 離 e=(B/2)－d=(8.300/2)－3.723=0.427m
最 大 接 地 圧 σmax=(ΣV/B)･{1＋(6e/B)}
=(896.449/8.300)×{1＋(6×0.427/8.300)}
=141.316kN/m2
最 小 接 地 圧 σmin=(ΣV/B)･{1－(6e/B)}
=(896.449/8.300)×{1－(6×0.427/8.300)}
=74.695kN/m2
σmax, σmin ＜ 200.0kN/m2　∴ O.K



３）滑り出しに対する検討

水 平 力 の 総 和 ΣH=329.512kN/m
滑動に対する抵抗力 RH=C･B＋ΣV･μ=0.0×8.300＋896.449×0.4=358.580kN/m
滑 動 安 全 率　F=RH/ΣH=358.580/329.512=1.088 ＞ 1.0　∴ O.K

５－３ 断面の計算（地震時）



中立軸までの距離
Xn=(B/2)･[1＋{B/(6e)}]=(8.300/2)×[1＋{8.300/(6×0.427)}]=17.606m

VP=141.316KN/m2　V1=138.908KN/m2　V2=133.290KN/m2　V3=125.263KN/m2　V4=117.237KN/m2
V5=109.210KN/m2　VR=74.695KN/m2

W1=(2.500×17.0)＋(0.700×24.0)＋5.00=64.300KN/m2
W2=(4.950×17.0)＋(0.700×24.0)＋10.00=110.950KN/m2
W4=(0.700×24.0)＋0.00=16.800KN/m2

地表面と水平面とのなす角度　　：β=0.00°
後壁背面と鉛直面とのなす角度　：θ=3.40°

主働土圧係数

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

$$=\frac{\cos^2(24.00^\circ-3.40^\circ)}{\cos^2(3.40^\circ)\times\cos(3.40^\circ+12.00^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ+12.00^\circ)\times\sin(24.00^\circ-0.00^\circ)}{\cos(3.40^\circ+12.00^\circ)\times\cos(3.40^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{0.8762}{0.9965\times0.9641\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.5878\times0.4067}{0.9641\times0.9982}}\right\}^2}$$

=0.406

１）たて壁（中央部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(12.00°＋3.40°)=1/2×0.406×17.0×2.425^2×0.9641=19.565kN/m

△PAX=KA･q･H･cos(12.00°＋3.40°)=0.406×10.0×2.425×0.9641=9.492kN/m

たて壁重量 W1=46.965kN/m　　背面土重量 W2=186.421kN/m

M=PAX･n＋△PAX･n＋W1･Kh･y1＋W2･Kh･y2＋q･Kh･y3

={19.565×(2.425/3)＋9.492×(2.425/2)＋46.965×0.25×1.222

＋186.421×0.25×1.219＋10.000×0.25×2.425}×10^5=10455310Ncm/m

S=PAX＋△PAX＋W1･Kh＋W2･Kh＋q･Kh

=(19.565＋9.492＋46.965×0.25＋186.421×0.25＋10.000×0.25)×10^3

=89904N/m

D=85.00cm　　d=77.90cm　　j=68.163cm

at=M/(ft･j)=10455310/(29500×68.163)=5.200cm2/m

φ=S/(fa･j)=89904/(210.00×68.163)=6.281cm/m

配筋 D22-744@　-----> ∴ D22-300@　とする

---

n=15　　b=100cm

p=As/(b･d)=1290.333/(1000×779.00)=0.00166

k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00166＋(15×0.00166)^2}－15×0.00166=0.199

j=1－(K/3)=1－(0.199/3)=0.934

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×104553100/(0.199×0.934×1000×779.00^2)=1.851N/mm2

＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度

σs=M/(As･j･d)=104553100/(1290.333×0.934×779.00)=111.423N/mm2

＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度

τc=S/(b･j･d)=89904/(1000×0.934×779.00)=0.124N/mm2

＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

２）たて壁（固定部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(12.00°＋3.40°)=1/2×0.406×17.0×4.950^2×0.9641=81.522kN/m

△PAX=KA･q･H･cos(12.00°＋3.40°)=0.406×10.0×4.950×0.9641=19.375kN/m

たて壁重量 W1=103.020kN/m　　背面土重量 W2=374.218kN/m

M=PAX･n＋△PAX･n＋W1･Kh･y1＋W2･Kh･y2＋q･Kh･y3

={81.522×(4.950/3)＋19.375×(4.950/2)＋103.020×0.25×2.376

＋374.218×0.25×2.502＋10.000×0.25×4.950}×10^5=49014600Ncm/m

S=PAX＋△PAX＋W1･Kh＋W2･Kh＋q･Kh

=(81.522＋19.375＋103.020×0.25＋374.218×0.25＋10.000×0.25)×10^3

=222707N/m

D=100.00cm　　d=92.90cm　　j=81.288cm

at=M/(ft･j)=49014600/(29500×81.288)=20.440cm2/m

φ=S/(fa･j)=222707/(210.00×81.288)=13.046cm/m

配筋 D22-189@　-----> ∴ D22-150@　とする

---

n=15　　b=100cm

p=As/(b･d)=2580.667/(1000×929.00)=0.00278

k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00278＋(15×0.00278)^2}－15×0.00278=0.250

j=1－(K/3)=1－(0.250/3)=0.917

・コンクリートの曲げ圧縮応力度

σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×490146000/(0.250×0.917×1000×929.00^2)=4.956N/mm2

＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度

σs=M/(As･j･d)=490146000/(2580.667×0.917×929.00)=223.032N/mm2

＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度

τc=S/(b･j･d)=222707/(1000×0.917×929.00)=0.262N/mm2

＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

３）底版（中央部）

C1=(W1･B^2)/12=(64.300×2.000^2)/12=21.433KNm/m
M1=(W1･B^2)/8－C1=(64.300×2.000^2)/8－21.433=10.717KNm/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(117.237×2.000^2)/12＋{(133.290－117.237)×2.000^2)/20}=42.289KNm/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(117.237×2.000^2)/12＋{(133.290－117.237)×2.000^2)/30}=41.219KNm/m
M2=(V4･B^2/8)＋(V2-V4)･B^2/(9･Sqr(3))－(C21＋C22)/2
=(117.237×2.000^2)/8＋(133.290－117.237)×2.000^2/(9×Sqr(3))
－(42.289＋41.219)/2=20.983KNm/m
M=|M1-M2|=|10.717-20.983|×10^5=1026647Ncm/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=1026647/(29500×55.169)=0.631cm2/m

配筋 D19-4541@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×10266470/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.288N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=10266470/(955.000×0.936×630.50)=18.214N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

４）底版（前面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(64.300×2.000^2)/12=21.433KNm/m
M1=C1=21.433KNm/m
S1=(W1･B)/2=(64.300×2.000)/2=64.300KN/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(117.237×2.000^2)/12＋{(133.290－117.237)×2.000^2)/20}=42.289KNm/m
M2=C21=42.289KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/3=(117.237×2.000)/2＋(133.290－117.237)×2.000/3=127.939KN/m
M=|M1-M2|=|21.433-42.289|×10^5=2085613Ncm/m
S=|S1-S2|=|64.300-127.939|×10^3=63639N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=2085613/(29500×55.169)=1.282cm2/m
φ=S/(fa･j)=63639/(210.00×55.169)=5.493cm/m

配筋 D19-1092@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×20856130/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.585N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=20856130/(955.000×0.936×630.50)=37.001N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=63639/(1000×0.936×630.50)=0.108N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

５）底版（後面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(64.300×2.000^2)/12=21.433KNm/m
M1=C1=21.433KNm/m
S1=(W1･B)/2=(64.300×2.000)/2=64.300KN/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(117.237×2.000^2)/12＋{(133.290－117.237)×2.000^2)/30}=41.219KNm/m
M2=C22=41.219KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/6=(117.237×2.000)/2＋(133.290－117.237)×2.000/6=122.588KN/m
M=|M1-M2|=|21.433-41.219|×10^5=1978592Ncm/m
S=|S1-S2|=|64.300-122.588|×10^3=58288N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=1978592/(29500×55.169)=1.216cm2/m
φ=S/(fa･j)=58288/(210.00×55.169)=5.031cm/m

配筋 D19-1192@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×19785920/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.555N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=19785920/(955.000×0.936×630.50)=35.103N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=58288/(1000×0.936×630.50)=0.099N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

６）かかと版（固定部）

M1=(W2･B^2)/2=(110.950×4.300^2)/2=1025.733KNm/m
S1=W2･B=110.950×4.300=477.085KN/m
M2=(V5＋2･VR)･B^2/6=(109.210＋2×74.695)×4.300^2/6=796.921KNm/m
S2=(V5＋VR)･B/2=(109.210＋74.695)×4.300/2=395.396KN/m
M=|M1-M2|=|1025.733-796.921|×10^5=22881150Ncm/m
S=|S1-S2|=|477.085-395.396|×10^3=81689N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=22881150/(29500×55.169)=14.059cm2/m
φ=S/(fa･j)=81689/(210.00×55.169)=7.051cm/m

配筋 D19-203@　-----> ∴ D19-150@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=1910.000/(1000×630.50)=0.00303
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00303＋15×0.00303)^2}－15×0.00303=0.259
j=1－(K/3)=1－(0.259/3)=0.914

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×228811500/(0.259×0.914×1000×630.50^2)=4.857N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=228811500/(1910.000×0.914×630.50)=207.989N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=81689/(1000×0.914×630.50)=0.141N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

7）つま先版（固定部）

M1=(W4･B^2)/2=(16.800×0.300^2)/2=0.756KNm/m
S1=W4･B=16.800×0.300=5.040KN/m
M2=(V1＋2･VP)･B^2/6=(138.908＋2×141.316)×0.300^2/6=6.323KNm/m
S2=(V1＋VP)･B/2=(138.908＋141.316)×0.300/2=42.034KN/m
M=|M1-M2|=|0.756-6.323|×10^5=556711Ncm/m
S=|S1-S2|=|5.040-42.034|×10^3=36994Ncm/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=556711/(29500×55.169)=0.342cm2/m
φ=S/(fa･j)=36994/(210.00×55.169)=3.193cm/m

配筋 D19-1879@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×5567114/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.156N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=5567114/(955.000×0.936×630.50)=9.877N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･j･d)=36994/(1000×0.936×630.50)=0.063N/mm2
＜τca=2.1N/mm2　∴ O.K

§１．一般事項(地震時)

１－１ 工作物の概要

・築造地 ： 奈良市

・形　式 ： Ｕ型鉄筋コンクリート造擁壁

１－２ 使用材料 及 許容応力度

・ コンクリート
　設計基準強度　　：σck= 21 N/mm2
　許容圧縮応力度　：σca= 21.0 N/mm2
　許容せん断応力度：τca= 1.08 N/mm2
　許容付着応力度　：τ0a= 2.1 N/mm2

・ 鉄　筋
　許容引張応力度　：σsa= 295.0 N/mm2

・ 鉄筋コンクリート
　単位体積重量　　：r= 24.0 kN/m3

１－３ 設計条件

◎背面土
・土質の種類　　：砂質土
・土の単位体積重量　：γs= 17.0 kN/m3
・せん断抵抗角　　：φ= 24.0°
・粘 着 力　　：C= 0 kN/m2
・仮想背面と土との摩擦角：(安定計算時) δ= 計算による
・壁背面と土との摩擦角　：(断面計算時) δ=12.00°

○土圧
岡部･物部式による。(水平震度 Kh＝0.2125)

◎支持地盤
・土質の種類　　：砂質土
・せん断抵抗角　　：φ= 24.0°
・粘 着 力　　：C= 20.0 kN/m2
・許容地耐力度　　：qa= 150 kN/m2
・底盤の摩擦係数　　：μ= 0.4

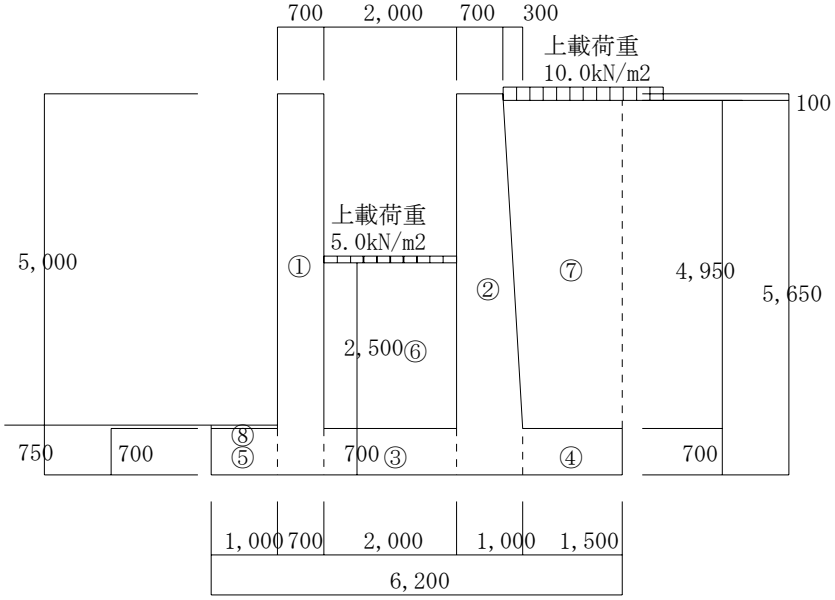
１－４ 設計方針

・　本計算は、片持梁式鉄筋コンクリート擁壁として、すべて土圧にて行う。

・　本計算は、(社)日本道路協会「道路土工(擁壁工指針)」及び、日本土木学会「コンクリート標準示方書」に準拠して行う。

§ ６．ＲＣ擁壁（５）の設計

６－１ 荷重の計算（地震時）



地表面と水平面とのなす角度 $\beta=0^{\circ}$
壁背面と鉛直面とのなす角度 $\theta=0.00^{\circ}$（仮想背面）
粘着力０の土圧に対しては、H=Ho=5.650m

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前たて壁	0.700×5.750 ＝ 4.0250	24.0	96.6000	1.350	2.875	130.4100	277.7250
②後たて壁	5.050×(0.700＋1.000)/2 ＋1.000×0.700 ＝ 4.9925	24.0	119.8200	4.118	2.694	493.4520	322.8180
③ 底 版	2.000×0.700 ＝ 1.4000	24.0	33.6000	2.700	0.350	90.7200	11.7600
④かかと版	1.500×0.700 ＝ 1.0500	24.0	25.2000	5.450	0.350	137.3400	6.2475
⑤つま先版	1.000×0.700 ＝ 0.7000	24.0	16.8000	0.500	0.350	8.4000	4.1650
⑥ 中央土	2.000×2.500 ＝ 5.0000	17.0	85.0000	2.700	1.950	229.5000	165.7500
⑦ 背面土	(1.500＋1.794)×4.950/2 ＝ 8.1528	17.0	138.5976	5.374	3.249	744.8645	450.2546
⑧ 前面土	1.000×0.050 ＝ 0.0500	17.0	0.8500	0.500	0.725	0.4250	0.6163
合 計 Σ		──	516.4676	──	──	1835.1116	1243.6239

重心 $x=\Sigma W\cdot x/\Sigma W=1835.112/516.468=3.553$m
$y=\Sigma W\cdot y/\Sigma W=1243.624/516.468=2.408$m

２）上載荷重

背面上載荷重･･･W=10.00×1.7941=17.9406kN/m
中央上載荷重･･･W=5.00×2.0000=10.0000kN/m

3）擁壁に及ぼす土圧

設計水平震度Kh=CZ･Kho=0.85×0.25=0.2125　　設計鉛直震度Kv=0.00

地震合成角 θk=Atn{Kh/(1−Kv)}=Atn{0.2125/(1−0.00)}=12.00°

土(仮想背面)と土との摩擦角

$$\sin\Delta=\frac{\sin(\beta+\theta k)}{\sin\phi}=\frac{\sin(0.00^\circ+12.00^\circ)}{\sin 24.00^\circ}=\frac{0.2079}{0.4067}=0.5110\quad\therefore\Delta=30.73^\circ$$

$$\tan\delta=\frac{\sin\phi\cdot\sin(\theta k+\Delta-\beta)}{1-\sin\phi\cdot\cos(\theta k+\Delta-\beta)}=\frac{\sin 24.00^\circ\times\sin(12.00^\circ+30.73^\circ-0.00^\circ)}{1-\sin 24.00^\circ\times\cos(12.00^\circ+30.73^\circ-0.00^\circ)}$$

$$=\frac{0.4067\times0.6785}{1-0.4067\times0.7346}=0.3936\quad\therefore\delta=21.48^\circ$$

地震時主働土圧係数

$$KAE=\frac{(1-Kv)\cos^2(\phi-\theta-\theta k)}{\cos\theta k\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\theta k)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi-\beta-\theta k)\sin(\phi+\delta)}{\cos(\delta+\theta+\theta k)\cos(\theta-\beta)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{(1-0.00)\times\cos^2(24.00^\circ-0.00^\circ-12.00^\circ)}{\cos 12.00^\circ\times\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(21.48^\circ+0.00^\circ+12.00^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ-0.00^\circ-12.00^\circ)\times\sin(24.00^\circ+21.48^\circ)}{\cos(21.48^\circ+0.00^\circ+12.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{1.00\times0.9568}{0.9782\times1.0000\times0.8341\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.2080\times0.7130}{0.8341\times1.0000}}\right\}^2}$$

=0.597

前面及び背面土による土圧

PA=1/2･KA･γ･H^2=1/2×0.597×17.0×5.650^2=161.9907kN/m

PAX=PA･cosδ=PA･cos21.48°=161.9907×0.9305=150.7398kN/m

PAY=PA･sinδ=PA･sin21.48°=161.9907×0.3662=59.3171kN/m

背面上載荷重による土圧

△PA=KA･q･H=0.597×10.0×5.650=33.7305kN/m

△PAX=△PA･cosδ=△PA･cos21.48°=33.7305×0.9305=31.3878kN/m

△PAY=△PA･sinδ=△PA･sin21.48°=33.7305×0.3662=12.3513kN/m

作用点の位置

PAX：y=H/3=5.650/3=1.883m　　PAY：x=6.200m

△PAX：y=H/2=5.650/2=2.825m　　△PAY：x=6.200m

4）荷重の集計（水平力＝慣性力＋地震時土圧）

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)	516.4676	109.7494	3.553	2.408	1835.1116	264.2701
土圧(PA)	59.3171	150.7398	6.200	1.883	367.7663	283.8932
土圧(△PA)	12.3513	31.3878	6.200	2.825	76.5781	88.6704
背面上載荷重	17.9406	――	5.303	――	95.1384	――
中央上載荷重	10.0000	――	2.700	――	27.0000	――
前面上載荷重						
合計 Σ	616.0766	291.8769	――	――	2401.5944	636.8337

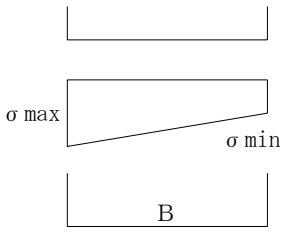
６－２ 安定性の検討（地震時）

１）転倒に対する検討

抵抗モーメント Mr=ΣV･x=2401.594kNm/m
転倒モーメント Mo=ΣH･y=636.834kNm/m
転 倒 安 全 率　F=Mr/Mo=2401.594/636.834=3.771 ＞ 1.0　∴ O.K

２）地盤支持力(接地圧)に対する検討

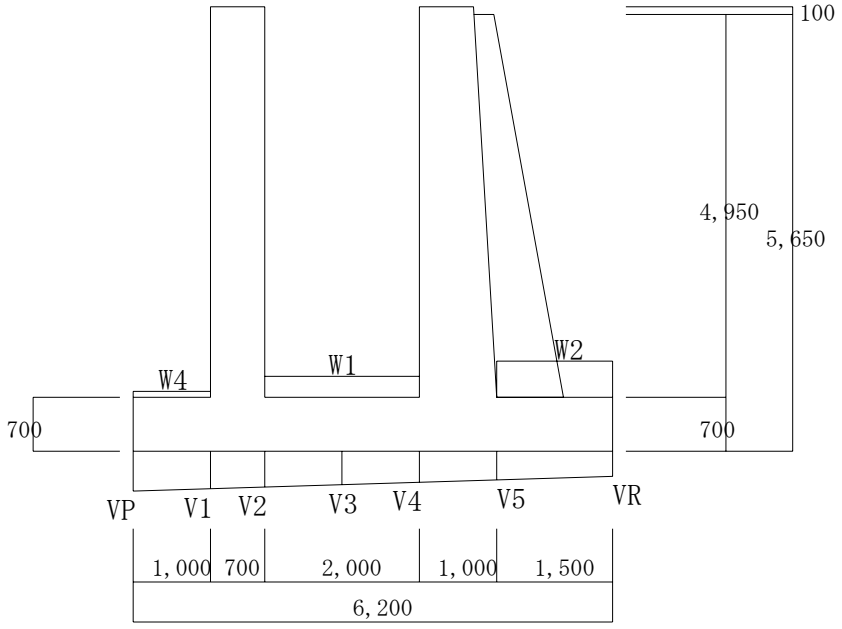
合力の作用位置 d=(Mr－Mo)/ΣV=(2401.594－636.834)/616.077=2.865m
偏 心 距 離 e=(B/2)－d=(6.200/2)－2.865=0.235m
最 大 接 地 圧 σmax=(ΣV/B)･{1＋(6e/B)}
=(616.077/6.200)×{1＋(6×0.235/6.200)}
=122.012kN/m2
最 小 接 地 圧 σmin=(ΣV/B)･{1－(6e/B)}
=(616.077/6.200)×{1－(6×0.235/6.200)}
=76.723kN/m2
σmax, σmin ＜ 150.0kN/m2　∴ O.K



３）滑り出しに対する検討

底版の有効載荷面積 A'=B-2e=6.200－2×0.235=5.729m2/m
水 平 力 の 総 和 ΣH=291.877kN/m
滑動に対する抵抗力 RH=C･A'＋ΣV･μ=20.0×5.729＋616.077×0.4=361.011kN/m
滑 動 安 全 率　F=RH/ΣH=361.011/291.877=1.237 ＞ 1.0　∴ O.K

６－３ 断面の計算（地震時）



中立軸までの距離
Xn=(B/2)･[1＋{B/(6e)}]=(6.200/2)×[1＋{6.200/(6×0.235)}]=16.703m

VP=122.012KN/m2　V1=114.707KN/m2　V2=109.594KN/m2　V3=102.289KN/m2　V4=94.984KN/m2
V5=87.680KN/m2　VR=76.723KN/m2

W1=(2.500×17.0)＋(0.700×24.0)＋5.00=64.300KN/m2
W2=(4.950×17.0)＋(0.700×24.0)＋10.00=110.950KN/m2
W4=(0.050×17.0)＋(0.700×24.0)＋0.00=17.650KN/m2

地表面と水平面とのなす角度　　：β=0.00°
後壁背面と鉛直面とのなす角度　：θ=3.40°

水平震度Kh=0.21　　鉛直震度Kv=0.00
地震合成角θk=Atn{Kh/(1－Kv)}=Atn{0.21/(1－0.00)}=12.00°

地震時主働土圧係数

$$KAE=\frac{(1-Kv)\cos^2(\phi-\theta-\theta k)}{\cos\theta k\cos^2\theta\cos(\delta+\theta+\theta k)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi-\beta-\theta k)\sin(\phi+\delta)}{\cos(\delta+\theta+\theta k)\cos(\theta-\beta)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{(1-0.00)\times\cos^2(24.00^\circ-3.40^\circ-12.00^\circ)}{\cos12.00^\circ\times\cos^2(3.40^\circ)\times\cos(12.00^\circ+3.40^\circ+12.00^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ-0.00^\circ-12.00^\circ)\times\sin(24.00^\circ+12.00^\circ)}{\cos(12.00^\circ+3.40^\circ+12.00^\circ)\times\cos(3.40^\circ-0.00^\circ)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{1.00\times0.9776}{0.9782\times0.9965\times0.8878\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.2080\times0.5878}{0.8878\times0.9982}}\right\}^2}$$

=0.601

1）たて壁（中央部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(12.00°＋3.40°)=1/2×0.601×17.0×2.425^2×0.9641=28.963kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(12.00°＋3.40°)=0.601×10.0×2.425×0.9641=14.051kN/m
たて壁重量 W=46.965kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n＋W･Kh･y
={28.963×(2.475/3)＋14.051×(2.475/2)＋46.965×0.21×1.222}×10^5=5264165Ncm/m
S=PAX＋△PAX＋W･Kh=(28.963＋14.051＋46.965×0.21)×10^3=52994N/m
D=85.00cm　d=78.05cm　j=68.294cm
at=M/(ft･j)=5264165/(29500×68.294)=2.613cm2/m
φ=S/(fa･j)=52994/(210.00×68.294)=3.695cm/m

配筋 D19-1096@ -----> ∴ D19-300@ とする

---

n=15　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×780.50)=0.00122
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00122＋(15×0.00122)^2}－15×0.00122=0.174
j=1－(K/3)=1－(0.174/3)=0.942

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×52641640/(0.174×0.942×1000×780.50^2)=1.054N/mm2
<σca=21.0N/mm2 ∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=52641640/(955.000×0.942×780.50)=74.976N/mm2
<σsa=295N/mm2 ∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･d)=52994/(1000×780.50)=0.068N/mm2
<τca=1.08N/mm2 ∴ O.K

2）たて壁（固定部）

PAX=1/2･KA･γ･H^2･cos(12.00°＋3.40°)=1/2×0.601×17.0×4.950^2×0.9641=120.677kN/m
△PAX=KA･q･H･cos(12.00°＋3.40°)=0.601×10.0×4.950×0.9641=28.681kN/m
たて壁重量 W=103.020kN/m
M=PAX･n＋△PAX･n＋W･Kh･y
={120.677×(4.950/3)＋28.681×(4.950/2)＋103.020×0.21×2.376}×10^5=32212860Ncm/m
S=PAX＋△PAX＋W･Kh=(120.677＋28.681＋103.020×0.21)×10^3=171250N/m
D=100.00cm　d=93.05cm　j=81.419cm
at=M/(ft･j)=32212860/(29500×81.419)=13.412cm2/m
φ=S/(fa･j)=171250/(210.00×81.419)=10.016cm/m

配筋 D19-213@ -----> ∴ D19-150@ とする

---

n=15　b=100cm
p=As/(b･d)=1910.000/(1000×930.50)=0.00205
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00205＋(15×0.00205)^2}－15×0.00205=0.219
j=1－(K/3)=1－(0.219/3)=0.927

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×322128600/(0.219×0.927×1000×930.50^2)=3.661N/mm2
<σca=21.0N/mm2 ∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=322128600/(1910.000×0.927×930.50)=195.543N/mm2
<σsa=295N/mm2 ∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･d)=171250/(1000×930.50)=0.184N/mm2
<τca=1.08N/mm2 ∴ O.K

３）底版（中央部）

C1=(W1･B^2)/12=(64.300×2.000^2)/12=21.433KNm/m
M1=(W1･B^2)/8－C1=(64.300×2.000^2)/8－21.433=10.717KNm/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(94.984×2.000^2)/12＋{(109.594－94.984)×2.000^2)/20}=34.583KNm/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(94.984×2.000^2)/12＋{(109.594－94.984)×2.000^2)/30}=33.609KNm/m
M2=(V4･B^2/8)＋(V2-V4)･B^2/(9･Sqr(3))－(C21＋C22)/2
=(94.984×2.000^2)/8＋(109.594－94.984)×2.000^2/(9×Sqr(3))
－(34.583＋33.609)/2=17.145KNm/m
M=|M1-M2|=|10.717-17.145|×10^5=642794Ncm/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=642794/(29500×55.169)=0.395cm2/m

配筋 D19-7253@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×6427939/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.180N/mm2
<σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=6427939/(955.000×0.936×630.50)=11.404N/mm2
<σsa=295N/mm2　∴ O.K

４）底版（前面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(64.300×2.000^2)/12=21.433KNm/m
M1=C1=21.433KNm/m
S1=(W1･B)/2=(64.300×2.000)/2=64.300KN/m
C21=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/20}
=(94.984×2.000^2)/12＋{(109.594－94.984)×2.000^2)/20}=34.583KNm/m
M2=C21=34.583KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/3=(94.984×2.000)/2＋(109.594－94.984)×2.000/3=104.724KN/m
M=|M1-M2|=|21.433-34.583|×10^5=1315001Ncm/m
S=|S1-S2|=|64.300-104.724|×10^3=40424N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=1315001/(29500×55.169)=0.808cm2/m
φ=S/(fa･j)=40424/(210.00×55.169)=3.489cm/m

配筋 D19-1719@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×13150010/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.369N/mm2
<σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=13150010/(955.000×0.936×630.50)=23.330N/mm2
<σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･d)=40424/(1000×630.50)=0.064N/mm2
<τca=1.08N/mm2　∴ O.K

５）底版（後面固定部）

C1=(W1･B^2)/12=(64.300×2.000^2)/12=21.433KNm/m
M1=C1=21.433KNm/m
S1=(W1･B)/2=(64.300×2.000)/2=64.300KN/m
C22=(V4･B^2/12)＋{(V2-V4)･B^2/30}
=(94.984×2.000^2)/12＋{(109.594－94.984)×2.000^2)/30}=33.609KNm/m
M2=C22=33.609KNm/m
S2=(V4･B)/2＋(V2－V4)･B/6=(94.984×2.000)/2＋(109.594－94.984)×2.000/6=99.854KN/m
M=|M1-M2|=|21.433-33.609|×10^5=1217605Ncm/m
S=|S1-S2|=|64.300-99.854|×10^3=35554N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=1217605/(29500×55.169)=0.748cm2/m
φ=S/(fa･j)=35554/(210.00×55.169)=3.069cm/m

配筋 D19-1955@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋(15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×12176050/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.341N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=12176050/(955.000×0.936×630.50)=21.602N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･d)=35554/(1000×630.50)=0.056N/mm2
＜τca=1.08N/mm2　∴ O.K

６）かかと版（固定部）

M1=(W2･B^2)/2=(110.950×1.500^2)/2=124.819KNm/m
S1=W2･B=110.950×1.500=166.425KN/m
M2=(V5＋2･VR)･B^2/6=(87.680＋2×76.723)×1.500^2/6=90.422KNm/m
S2=(V5＋VR)･B/2=(87.680＋76.723)×1.500/2=123.302KN/m
M=|M1-M2|=|124.819-90.422|×10^5=3439701Ncm/m
S=|S1-S2|=|166.425-123.302|×10^3=43123N/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=3439701/(29500×55.169)=2.114cm2/m
φ=S/(fa･j)=43123/(210.00×55.169)=3.722cm/m

配筋 D19-1355@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×34397010/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=0.965N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=34397010/(955.000×0.936×630.50)=61.024N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･d)=43123/(1000×630.50)=0.068N/mm2
＜τca=1.08N/mm2　∴ O.K

7）つま先版（固定部）

M1=(W4･B^2)/2=(17.650×1.000^2)/2=8.825KNm/m
S1=W4･B=17.650×1.000=17.650KN/m
M2=(V1＋2･VP)･B^2/6=(114.707＋2×122.012)×1.000^2/6=59.788KNm/m
S2=(V1＋VP)･B/2=(114.707＋122.012)×1.000/2=118.360KN/m
M=|M1-M2|=|8.825-59.788|×10^5=5096348Ncm/m
S=|S1-S2|=|17.650-118.360|×10^3=100710Ncm/m

D=70.00cm　　d=63.05cm　　j=55.169cm
at=M/(ft･j)=5096348/(29500×55.169)=3.131cm2/m
φ=S/(fa･j)=100710/(210.00×55.169)=8.693cm/m

配筋 D19-690@　-----> ∴ D19-300@　とする

---

n=15　　b=100cm
p=As/(b･d)=955.000/(1000×630.50)=0.00151
k=sqr{2n･p＋(n･p)^2}－n･p=sqr{2×15×0.00151＋15×0.00151)^2}－15×0.00151=0.192
j=1－(K/3)=1－(0.192/3)=0.936

・コンクリートの曲げ圧縮応力度
σc=2M/(k･j･b･d^2)=2×50963480/(0.192×0.936×1000×630.50^2)=1.429N/mm2
＜σca=21.0N/mm2　∴ O.K

・鉄筋の引張応力度
σs=M/(As･j･d)=50963480/(955.000×0.936×630.50)=90.415N/mm2
＜σsa=295N/mm2　∴ O.K

・コンクリートのせん断応力度
τc=S/(b･d)=100710/(1000×630.50)=0.160N/mm2
＜τca=1.08N/mm2　∴ O.K