



DISEÑOS PARA LAS OBRAS DE CONTENCIÓN REQUERIDAS PARA LA CONFORMACIÓN DE LA CANZALDA EN EL K17+200 DE LA VIA LA USA CAICEDO.

INFORME TÉCNICO MEMORIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

**DEACIVIL S.A.S
MEDELLÍN, AGOSTO DEL 2022**

Elaborado por:	Fecha de revisión:	Custodia documento original
Daniel Eduardo Arias	03/08/2022	OFICINAS DEACIVIL S.A.S.
Firma:		

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

Índice de revisión	Responsable	Fecha de modificación	Observación
REV01	Daniel Eduardo Arias	03/08/2022	Elaboración de informe

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato No.:

N/A

Fecha:

03/08/2022

Documento No.:

01 DIS-EST-MURO K17+200-LA USA CAICEDO-REV01



TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. GENERALIDADES	1
2.1. LOCALIZACIÓN	1
2.2. NORMATIVA DE DISEÑO	1
2.3. ASPECTOS DE RESISTENCIA.....	1
2.3.1. Factores de modificación de carga	2
2.3.2. Factor de resistencia	2
2.4. MATERIALES.....	2
2.4.1. Acero de refuerzo	2
2.4.2. Concretos	3
2.5. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	3
2.5.1. Estructuras de contención.	3
3. PARÁMETROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.	4
3.1. CARGAS DE DISEÑO	4
3.1.1. Cargas permanentes.	4
3.1.2. Peso propio de los componentes estructurales (DC).	4
3.1.3. Empuje horizontal de suelo (EH)	4
3.1.4. Cargas transitorias.....	5
3.1.5. Zona de desempeño sísmico	8
3.1.6. Combinaciones de carga	8
3.1.7. Coeficientes de resistencia	9
3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS.....	10
3.2.1. Geometría	10
3.2.2. Cargas.....	10
3.2.3. Solicitaciones de diseño	12
3.2.4. Diseño a flexión vástago.....	13
3.2.5. Diseño a flexión viga cabezal	15
3.2.6. Diseño de pilas	32
4. BIBLIOGRAFÍA.....	38



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Factores para carga sísmica.	6
Tabla 2. Combinaciones de carga - 3.4.1-1 CCP-14.	8

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización del proyecto.	1
Figura 2. Planta topográfica del proyecto – abscisas 17+200 vía La Usa Caicedo.	3
Figura 3. Perfil longitudinal estructuras de contención.	4
Figura 4. Zona de desempeño sísmico 3.10.6 CCP14.	8
Figura 5 . Modelo estructural de estructura de contención.	10
Figura 6. Asignación de cargas por empuje activo del suelo de lleno (EH).	11
Figura 7. Asignación de cargas por sobrecarga de la carga viva (LS).	11
Figura 8. Asignación de carga por fuerza sísmica.	12
Figura 9. Diagrama de momentos en el vástago (kN-m).	12
Figura 10. Diagrama de cortante para la envolvente de diseño – cargas mayoradas (kN).	13
Figura 11. Diagrama de torsión para la envolvente de diseño – cargas mayoradas en viga (kN).	16
Figura 12. Diagrama de cortante para la envolvente de diseño – cargas mayoradas en viga (kN).	16

1. INTRODUCCIÓN

EL presente documento contiene las memorias de cálculo estructural correspondientes a las obras de contención planteadas en el k17+200 del tramo vial La Usa Caicedo, elaborada bajo los requerimientos de diseño de la Norma Colombiana de Diseño de Puente LRFD CCP-14.

2. GENERALIDADES

2.1. LOCALIZACIÓN

El muro proyectado se encuentra localizado en el k17+200 de la vía que comunica el municipio de Santa Fe de Antioquia con el municipio de Caicedo al occidente del departamento de Antioquia. En la siguiente figura se presenta la localización del muro en relación con el municipio de Caicedo.



Figura 1. Localización del proyecto.

2.2. NORMATIVA DE DISEÑO

La normativa de diseño para las estructuras de contención planteadas para el sitio, son.

- Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14.
- AASHTO LRFD Bridge Designs Specifications, sexta edición (2012).

2.3. ASPECTOS DE RESISTENCIA

En los aspectos de resistencia se consideran los factores de modificación de carga empleados en la metodología de diseño LRFD.



2.3.1. Factores de modificación de carga

- Ductilidad

De acuerdo con el numeral 1.3.3 del CCP-14 para el estado límite de resistencia se toma un factor de ductilidad $\eta_D=1.0$ para diseños convencionales.

- Redundancia

De acuerdo con el numeral 1.3.4 del CCP-14 para el estado límite de resistencia se toma un factor de redundancia $\eta_R=1.0$ para niveles convencionales.

- Importancia operacional

De acuerdo con el numeral 1.3.5 del CCP-14 para el estado límite de resistencia se toma un factor de importancia $\eta_I=1.0$ para estructuras típicas.

2.3.2. Factor de resistencia

Los factores o coeficientes de resistencia empleados en el diseño de los componentes de las estructuras proyectadas corresponden a los descritos en el numeral 5.5.4.2.1 del CCP14, los cuales se presentan a continuación.

Coeficientes para cortante y torsión

- Concreto de densidad normal (0.9)

Para secciones en concreto reforzado controladas por tracción.

- Concreto de densidad normal (0.9)

Para secciones en concreto postensado controladas por tracción.

- Controladas por tracción (1.0)

Para secciones controladas por compresión con espirales o estribos

- Para zona sísmica 2, 3 y 4 en estado límite de evento extremo (0.75)

2.4. MATERIALES

Las características de los materiales considerados para el diseño de las estructuras plateadas se describen a continuación.

2.4.1. Acero de refuerzo

Acero de refuerzo ASTM A706 con las siguientes características:

- La resistencia a la fluencia $f_y=420$ MPa (ASTM A706 Grado 60).
- Módulo de elasticidad $E_c=200$ GPa

2.4.2. Concretos

Los concretos tendrán las siguientes características:

- Resistencia a la compresión medida a los 28 días igual a $f'c = 21.0$ MPa, $E_c = 21996.0$ MPa. Para vástagos, viga cabezal y pilas de fundación.
- Resistencia a la compresión medida a los 28 días igual a $f'c = 28.0$ MPa, $E_c = 25399.0$ MPa. Para canal escalonado.
- Resistencia a la compresión para concreto de limpieza igual a $f'c = 17$ MPa (5cm espesor mínimo).

2.5. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

2.5.1. Estructuras de contención.

Debido a la condición actual del sitio ubicado en el k17+200 de la vía la Usa Caicedo, en el cual se requiere la conformación de la calzada vial de diseño se requiere implementar muros de contención laterales, los cuales debido la configuración del terreno se conciben sobre cimentaciones profundas (pilas).

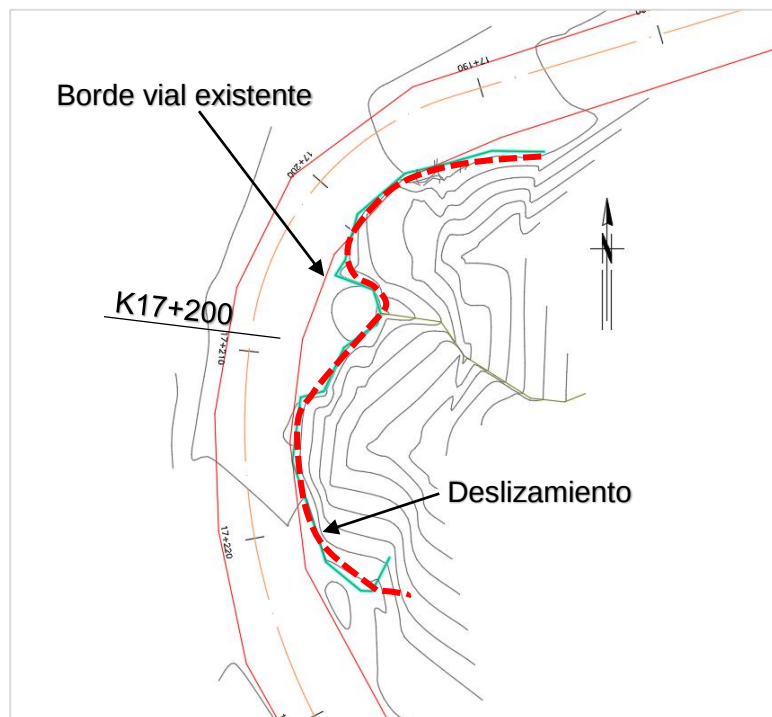


Figura 2. Planta topográfica del proyecto – abscisas 17+200 vía La Usa Caicedo.

Las obras planteadas para el sitio se presentan en la siguiente figura.

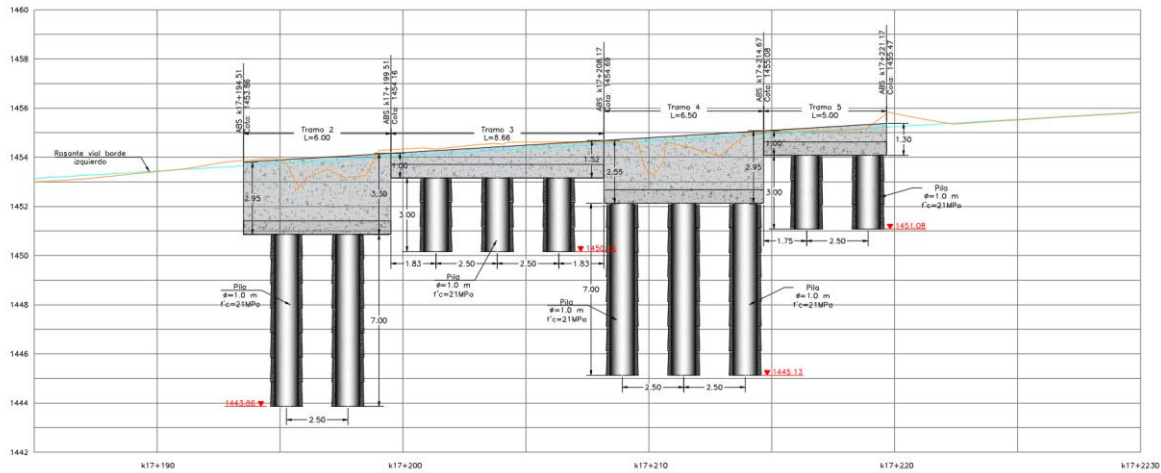


Figura 3. Perfil longitudinal estructuras de contención.

3. PARÁMETROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.

3.1. CARGAS DE DISEÑO.

De acuerdo al CCP-14 en el numeral 3.3.2 se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias en el diseño estructural.

3.1.1. Cargas permanentes.

Corresponde a las cargas que actúan en todo momento sobre la estructura:

- Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC).
- Empuje horizontal del suelo (EH).

3.1.2. Peso propio de los componentes estructurales (DC).

El peso propio de los componentes estructurales, son considerados automáticamente por el software de diseño estructural empleado para la elaboración del modelo matemático (Midas Civil 2020).

3.1.3. Empuje horizontal de suelo (EH)

Los empujes horizontales del suelo que actúan sobre las estructuras de contención y estructuras hidráulicas definidas para proyecto se estiman a partir de la ecuación 3.11.5 CCP-14.

$$EH = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2$$

Donde:

γ : Peso unitario del suelo de lleno (19.0kN/ m³).

k_a : Coeficiente de presión lateral activa de suelo.

H : Altura total del sistema de contención.

El coeficiente de presión lateral activa de suelo se calcula con base en el numeral 3.11.5.3 del CCP-14.

$$k_a = \frac{\text{seno}^2(\theta + \varphi'_f)}{\Gamma(\text{seno}^2\theta \text{seno}(\theta - \delta))}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{seno}^2(\varphi'_f + \delta) \text{seno}(\varphi'_f - \beta)}{\text{seno}(\theta - \delta) \text{seno}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Donde:

δ : Angulo de fricción entre el relleno y el muro.

β : Angulo del relleno con respecto a la horizontal (0.0°).

θ : Angulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal (90°).

φ'_f : Angulo de fricción interna del suelo del lleno de aproximación ($\phi=30^\circ$).

$$k_a = 0.3$$

$$p = \gamma k_a H$$

De acuerdo con lo anterior la presión de suelo sobre la pantalla es de:

$$p = \gamma k_a H = 19.0 \text{ kN/m}^3 * 0.3 * H$$

$$p = 5.70H$$

$$EH = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2$$

3.1.4. Cargas transitorias.

Corresponde a las cargas que actúan de manera temporal sobre la estructura. A continuación, se describen las cargas consideradas para los diseños.

- Fuerza de frenado vehicular (BR).
- Carga sísmica (EQ).
- Carga viva vehicular (LL).
- Sobrecarga de carga viva (LS).
- Carga de agua y presión de corriente (WA).

3.1.4.1. Carga sísmica (EQ).

Las fuerzas sísmicas son el resultado de los efectos sísmicos causados por los movimientos sísmicos de diseño expresados como fuerzas horizontales (Art 3.10 CCP-14).

El procedimiento general para definir el espectro de aceleraciones para la estructura consiste en determinar el coeficiente de aceleración pico del terreno (PGA) y los coeficientes de periodos cortos y periodo largo (S_s y S_1), a continuación, se presentan algunas de las características sísmicas de la zona de estudio que ayudaran a definir el efecto sísmico que actúa sobre el sistema de contención.

Del estudio geotécnico del proyecto se toman los perfiles correspondientes para cada uno de los tramos y estructuras de análisis, que pueden variar según la clasificación del suelo.

Tabla 1. Factores para carga sísmica.

Factor	Valor
Localización	K17+200
PGA	0.25
S _s	0.60
S ₁	0.30
Perfil de suelo	C
F _{PGA}	1.15
F _a	1.16
F _v	1.50

Cálculo de presión sísmica activa

La presión sísmica que ejerce el suelo de lleno se estima a partir de la metodología desarrollada por Mononobe – Okabe, cuya metodología adopta las siguientes hipótesis:

- La estructura puede desplazarse lo suficiente para permitir condiciones de empuje activo.
- El relleno detrás de la estructura no es cohesivo y tiene ángulo de fricción.
- El relleno detrás de la estructura está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

La ecuación para estimar la presión sísmica activa es: Art 11.6.5.3 CCP-14.

$$P_{AE} = 0.5\gamma K_{AE}H^2$$

Donde:

γ : Peso unitario del suelo de lleno (19.0kN).

K_{AE} : Coeficiente de presión sísmica activa de suelo.

H : Altura total del sistema de contención.

El coeficiente de presión sísmica activa de suelo se calcula con a partir de la ecuación A11.3.1-1 del CCP-14.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\Gamma(Cos(\theta_{MO}) * Cos^2\beta * Cos(\delta + \beta + \theta_{MO}))}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta_{MO} - \iota)}{Cos(\delta + \beta + \theta_{MO})Cos(\iota - \beta)}} \right]^2$$

Donde:

δ : Ángulo de fricción en la interface muro relleno (deg).

β : Inclínación del muro respecto a la vertical (deg).

ι : Ángulo de inclinación de la superficie del terreno (deg).

ϕ : Ángulo de fricción del suelo ($\phi=30^\circ$).

θ_{MO} : $\arctan(k_h/(1 - k_v))$.



k_h : Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adm) Art 11.6.5.2.1 CCP-14.

k_v : Coeficiente de aceleración sísmica vertical (adm).

De acuerdo con lo anterior:

$$P_{AE} = 0.5\gamma K_{AE} H^2$$

La diferencia entre el empuje sísmico y el empuje debido al sismo.

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - EH$$

La presión sísmica activa que se genera por el suelo de lleno corresponde al valor obtenido de ΔP_{AE} .

Cálculo de fuerza inercial horizontal (PIR)

La fuerza lateral total aplicada a los muros de contención debidas al sismo y presión de tierras se estima combinando el efecto de la presión sísmica activa y la fuerza inercial del muro. Art 11.6.5.1 CCP-14.

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s)$$

Donde:

P_{IR} : Fuerza horizontal debida a la fuerza sísmica de la masa del muro

k_h : Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adm).

W_w : Peso del muro.

W_s : Peso del suelo que esta inmediatamente encima del muro incluyendo el talón del muro.

En el diseño del muro se debe considerar el efecto combinado de los parámetros sísmicos, considerando las siguientes combinaciones.

- Combinar el 100% de la presión sísmica de tierras ΔP_{AE} con el 50% de la fuerza inercial del muro P_{IR} .
- Combinar el 50% de la presión sísmica de tierras ΔP_{AE} , pero no menos que la fuerza de presión activa estática con el 100% de la fuerza inercial del muro P_{IR} .

Se debe tomar el resultado más conservador de los siguientes valores, en las memorias de cálculo de los muros de contención se presenta el cálculo de las fuerzas de diseño para las diferentes tipologías consideradas (ver memorias anexas).

El punto de aplicación de la fuerza sísmica se ubica a 0.6H.

3.1.4.2. Sobrecarga por carga viva (LS).

Esta carga se aplica donde se espere carga vehicular sobre la superficie del relleno dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro.

La presión por sobrecarga de la carga viva puede estimarse como: Art 3.11.6.4 CCP-14.

$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq}$$

Donde:

Δ_p : Sobrecarga por carga viva (kPa).

k : Coeficiente de presión lateral de suelo (0.30)

γ_s : Peso específico del suelo de relleno (19.0 kN/m³).

h_{eq} : Altura equivalente de suelo para carga vehicular (Tabla 3.11.6.4-1 o 3.11.6.4-2 CCP-14).

3.1.5. Zona de desempeño sísmico

La zona de desempeño sísmico se asigna de acuerdo con la tabla 3.10.6-1 del CCP14, con base en el valor de S_{D1} :

$$\text{Para suelo Tipo C} \rightarrow S_{D1} = F_v S_1 = 1.50 * 0.30 = 0.45$$

Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de Desempeño Sísmico
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Figura 4. Zona de desempeño sísmico 3.10.6 CCP14.

De acuerdo con el valor del coeficiente de aceleración espectral S_{D1} , se considera que la estructura se encuentra en una **zona de desempeño sísmico 3**.

3.1.6. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga consideradas en el diseño estructural corresponden a las descritas en la tabla 3.4.1-1 y de la tabla 3.4.1-2 CCP-14. Los factores de carga aplicados se describen para cada uno de los estados limites aplicables.

Tabla 2. Combinaciones de carga - 3.4.1-1 CCP-14.

No	Combinación	Descripción
1	gLCB1	Strength-I:1.25DC+1.75M[1]+1.75BRK[1]+1.00FP
2	gLCB2	Strength-I:0.90DC+1.75M[1]+1.75BRK[1]+1.00FP
3	gLCB3	Strength-II:1.25DC+1.35M[1]+1.35BRK[1]+1.00FP
4	gLCB4	Strength-II:0.90DC+1.35M[1]+1.35BRK[1]+1.00FP
5	gLCB5	Strength-IV:1.50DC+1.00FP
6	gLCB6	Strength-IV:0.90DC+1.00FP
7	gLCB7	Service-I:1.00DC+1.00M[1]+1.00BRK[1]+1.00FP
8	gLCB8	Service-II:1.00DC+1.30M[1]+1.30BRK[1]+1.00FP
9	gLCB9	Service-III:1.00DC+0.80M[1]+0.80BRK[1]+1.00FP
10	gLCB10	Service-IV:1.00DC+1.00FP
11	gLCB11	Fatigue-I:1.50M[1]
12	gLCB12	Fatigue-II:0.75M[1]
13	RC ENV_STR	Concrete Strength Envelope
14	RC ENV_SER	Concrete Serviceability Envelope

Fuente: Elaboración propia.



3.1.7. Coeficientes de resistencia

Los factores o coeficientes de resistencia empleados en el diseño de las estructuras proyectadas se describen a continuación: Art 5.5.4.2.1 CCP-14.

Coeficientes para cortante y torsión

- Concreto de densidad normal (0.9)

Para secciones en concreto reforzado controladas por tracción.

- Concreto de densidad normal (0.9)

Para secciones en concreto postensado controladas por tracción.

- Controladas por tracción (1.0)

Para secciones controladas por compresión con espirales o estribos

- Para zona sísmica 2, 3 y 4 en estado límite de evento extremo (0.75)

3.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

3.2.1. Geometría

La geometría de los muros se establece de acuerdo con las condiciones topográficas del sitio considerando las condiciones de estabilidad global y local necesarias para las estructuras de contención.

El modelo matemático del muro en pantalla sobre pilas implementado, se realizó en el software de análisis estructural MIDAS Civil, en el cual se considera la geometría requerida para atender la necesidad de estabilización. A continuación, se muestra dicha geometría.

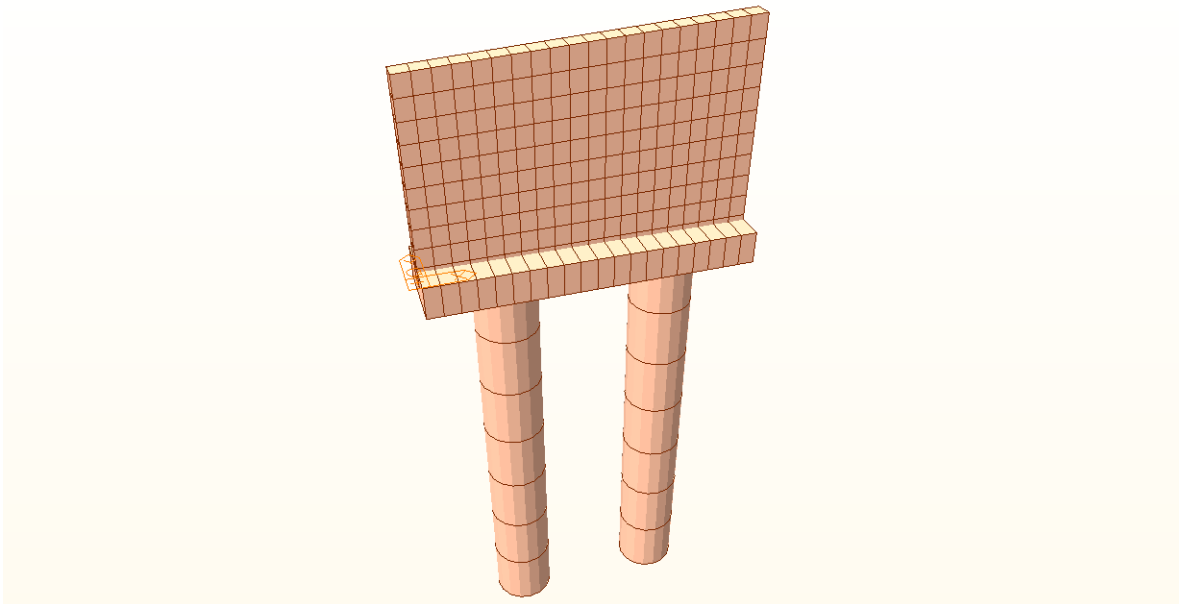


Figura 5 . Modelo estructural de estructura de contención.

3.2.2. Cargas

Las cargas consideradas para el diseño de dichos muros se listan a continuación:

- Peso propio
- Empujes activos
- Empuje sísmico

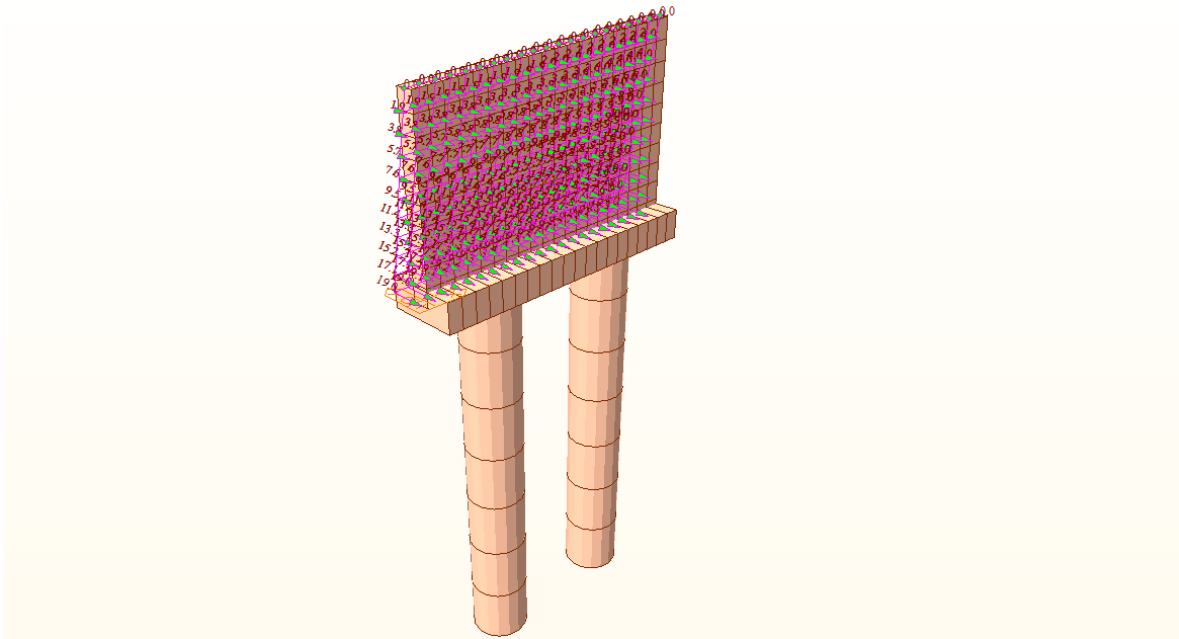


Figura 6. Asignación de cargas por empuje activo del suelo de lleno (EH).

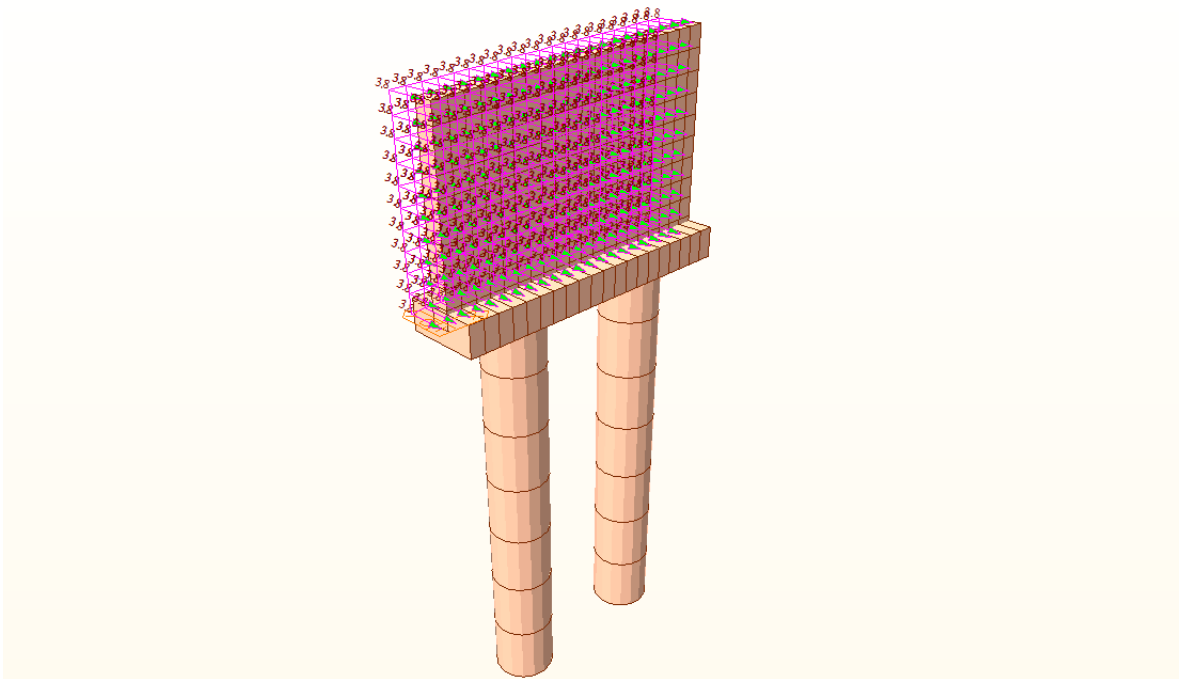


Figura 7. Asignación de cargas por sobrecarga de la carga viva (LS).

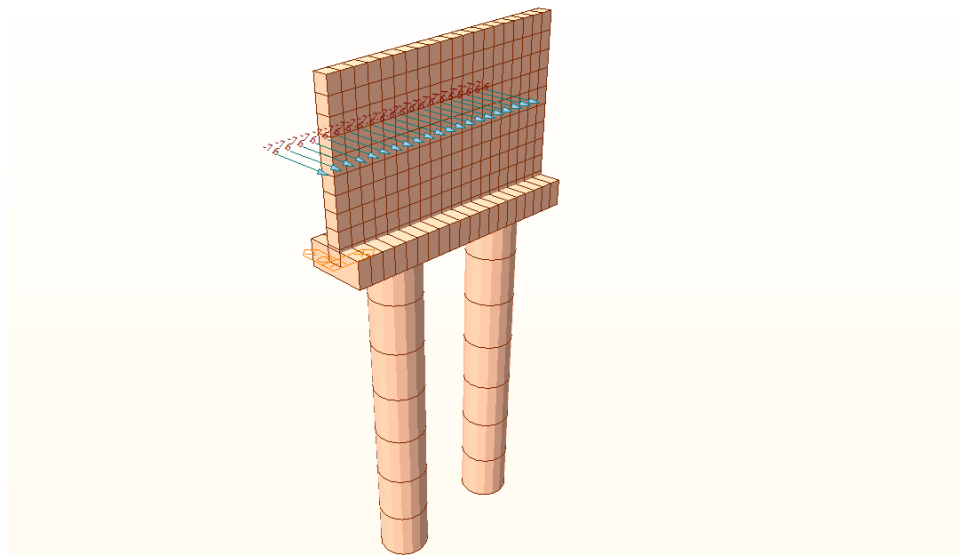


Figura 8. Asignación de carga por fuerza sísmica.

3.2.3. Solicitaciones de diseño

Las solicitaciones de diseño se obtienen a partir del modelo estructural, considerando las cargas aplicadas y las combinaciones, a partir de estas se realiza el diseño estructural del sistema de contención teniendo en cuenta que este deberá soportar los esfuerzos generados a flexión y cortante. Los diagramas de momentos y cortantes que se presentan a continuación.

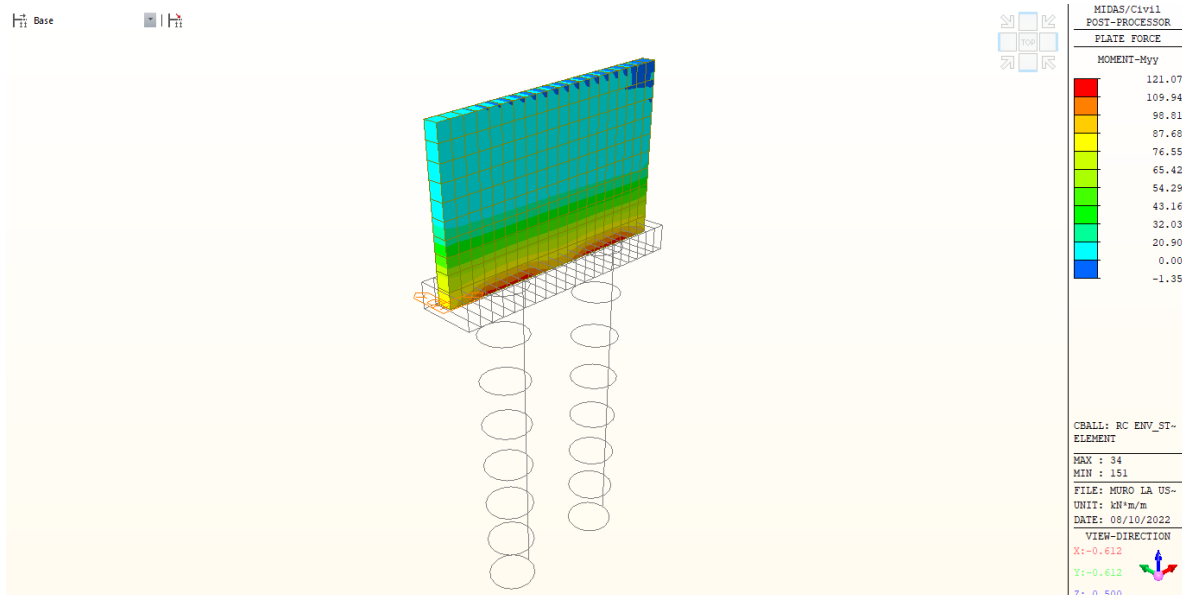


Figura 9. Diagrama de momentos en el vástago (kN-m).

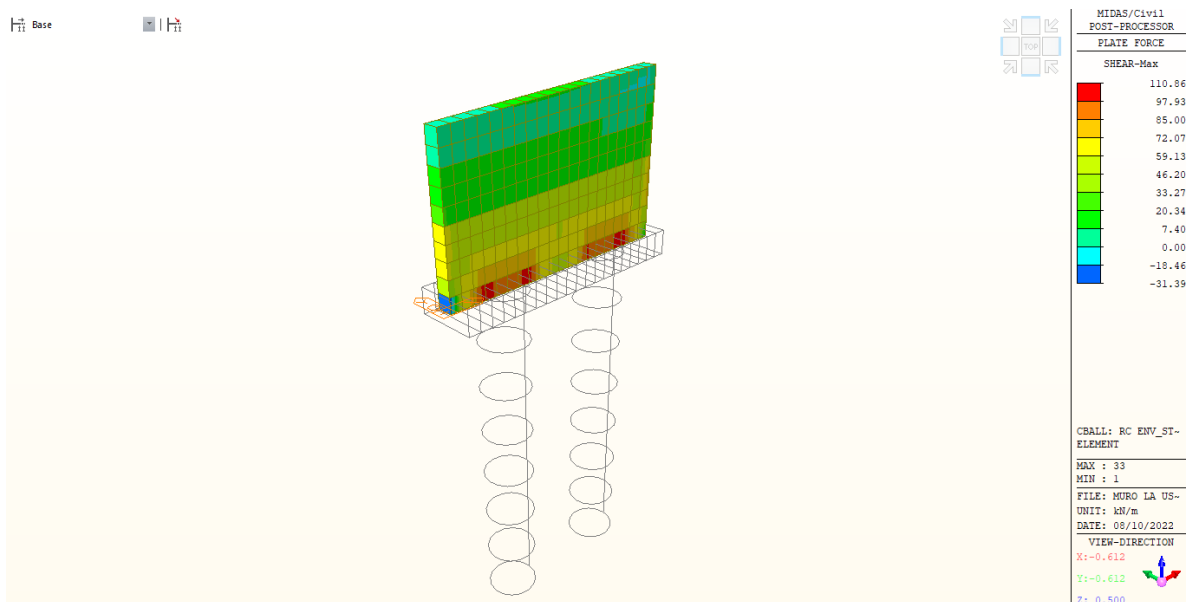


Figura 10. Diagrama de cortante para la envolvente de diseño – cargas mayoradas (kN).

3.2.4. Diseño a flexión vástago

Las cuantías de acero requeridas para el diseño del vástago se calculan a partir la siguiente ecuación:

$$Mu = \Phi b d^2 f_y \rho \left(1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f_c} \right)$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

F_y : Resistencia a la fluencia del acero.

M_u : Momento último.

3.2.4.1. Refuerzo mínimo

El área de refuerzo mínimo para el vástago debe ser por lo menos igual al menor de las siguientes expresiones (Numeral 5.7.3.3.2 CCP-14).

$$1,33 M_u$$

$$M_{cr} = \gamma_1^2 * \gamma_3 * 0,62 \sqrt{f'_c} * \frac{b * H^2}{6}$$

Donde:

f_r : Módulo de rotura del concreto (Numeral 5.4.2.6 CCP-14).

S_c : Módulo de sección.

γ_1 : Factor de fisuración por flexión (1.6).

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada y la resistencia última a tracción del refuerzo (0.75).

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Altura de viga	h=	0.30	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f_c =	21.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ_c =	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w_c =	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K_1 =	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	23168.34	MPa	CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f_y =	420.00	MPa	
Es	E_s =	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	8.63		
Factor de resistencia para Flexión	ϕ =	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	ϕ =	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Vástago

Diseño a Flexión

Momento último	M_u =	121.07	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	3/4"	
Diámetro barra	d_b =	19.05	mm
Área barra	A_b =	285.02	mm ²
Altura efectiva	d_e =	215.48	mm
Espaciamento	s=	150.00	mm

Acero principal Vástago **3/4" @0.15**

Área de acero de diseño	$A_s = A_b b/s$	1900.15	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b}$	52.60	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	$a = \beta_1 C_b$	44.71	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - a/2)$	154.12	kN-m
Momento resistente factorado	$M_R = \phi M_n$	138.71	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_R , la cual no debe ser menor a 1.33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr} . CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	$d = T_{bot}$	0.30	m	
Distancia al eje neutro	$y_t = T_{bot} / 2$	0.15	m	
Momento de inercia del vástago	$I_g = b d^3 / 12$	0.00	m ⁴	
Módulo de rotura del concreto	$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$	2.84	MPa	CCP14 Art.5.4.2.6
Módulo de sección de la sección compuesta	$S_c = I_g / y_t$	0.015	m ³	
Factor de variación de la fisuración	γ_1 =	1.60		CCP14 Art.5.7.3.3.2
Relación entre f_y/f_u	γ_3 =	0.75		CCP14 Art.5.7.3.3.2
Momento aplicado factorado * 1.33	$1.33 M_u$ =	161.02	kN-m	
Momento de fisuración	$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c]$	51.14	kN-m	CCP14 Art.5.7.3.3.2
	$M_R > \min(M_{cr}, 1.33 M_u)$	Cumple		

3.2.4.1. Diseño a cortante

Mediante de la siguiente ecuación se calcula la cuantía de acero requerida según el momento estimado para la combinación de carga ultima:

3.2.5. Diseño a flexión viga cabezal

Las cuantías de acero requeridas para el diseño del vástago se calculan a partir la siguiente ecuación:

$$Mu = \Phi b d^2 f_y \rho \left(1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f_c} \right)$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

F_y : Resistencia a la fluencia del acero.

M_u : Momento último.

3.2.5.1. Refuerzo mínimo

El área de refuerzo mínimo para el vástago debe ser por lo menos igual al menor de las siguientes expresiones (Numeral 5.7.3.3.2 CCP-14).

$$1,33 M_u$$

$$M_{cr} = \gamma_1^2 * \gamma_3 * 0,62 \sqrt{f'_c} * \frac{b * H^2}{6}$$

Donde:

f_r : Módulo de rotura del concreto (Numeral 5.4.2.6 CCP-14).

S_c : Módulo de sección.

γ_1 : Factor de fisuración por flexión (1.6).

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada y la resistencia última a tracción del refuerzo (0.75).

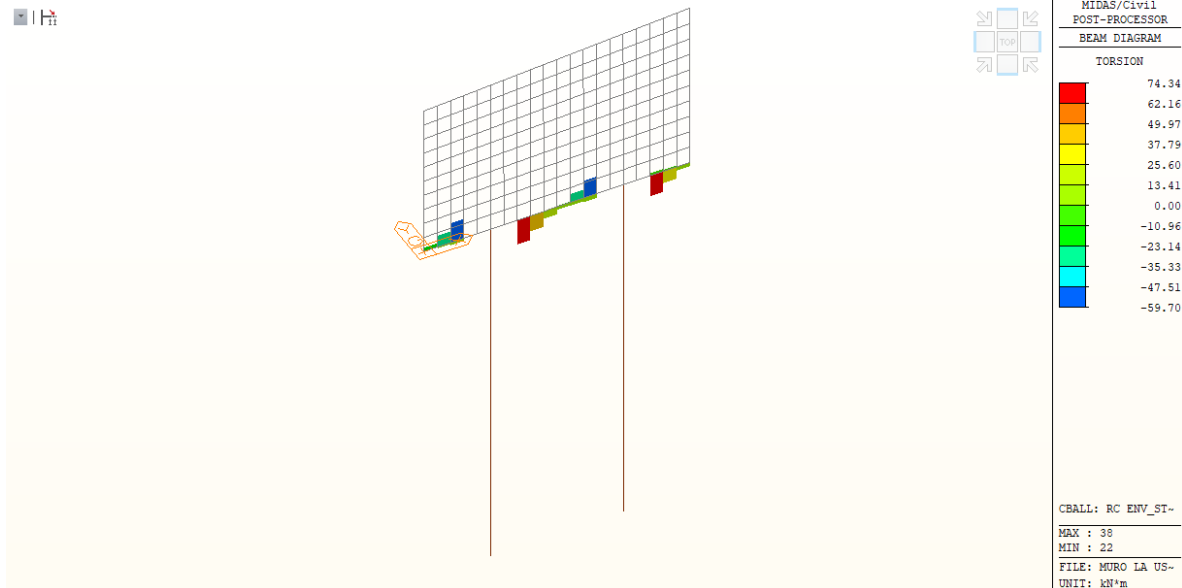


Figura 11. Diagrama de torsión para la envolvente de diseño – cargas mayoradas en viga (kN).

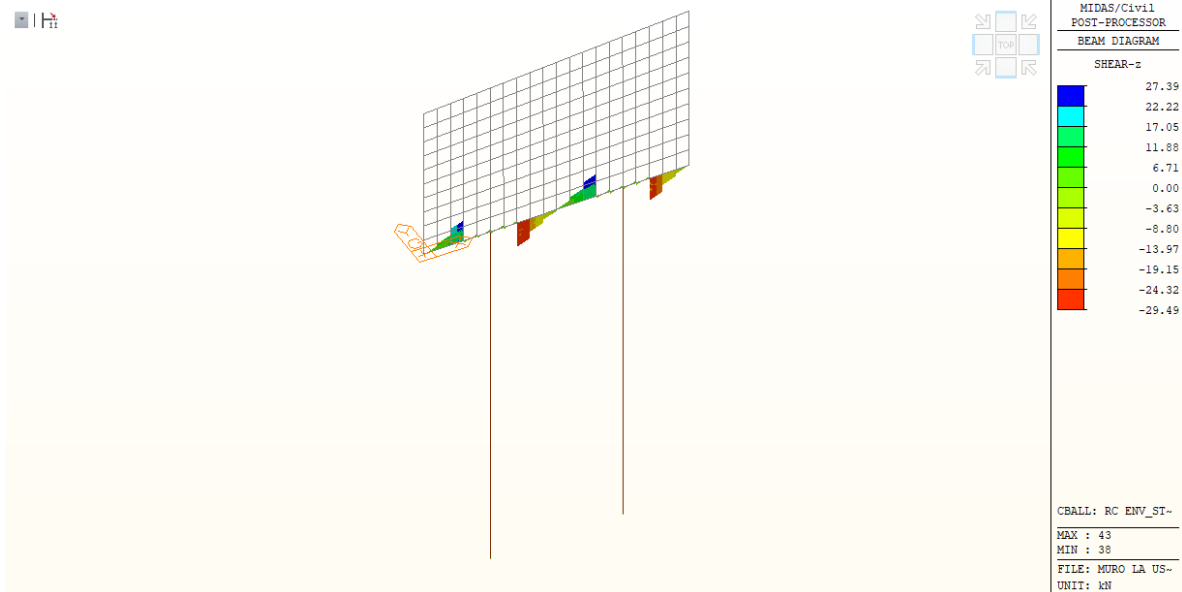


Figura 12. Diagrama de cortante para la envolvente de diseño – cargas mayoradas en viga (kN).

3.2.5.2. Reporte de diseño.

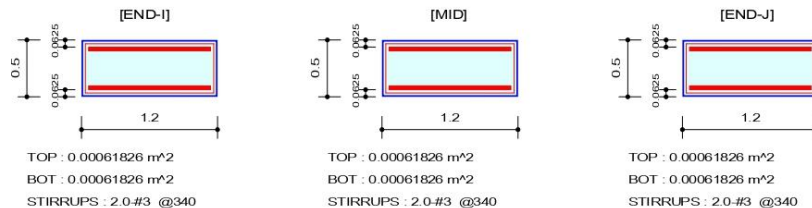
El diseño a flexión, cortante y torsión de la viga cabezal se realizó mediante el software Midas Civil, a continuación se muestra el procedimiento de diseño.

MIDAS/Civil		RC Beam Design Result		
	Company		Project Title	
	Author	Admin	File Name	C:\...\Modelos\Muro La Usa.mcb

1. Design Information

Member Number: 3
 Design Code : AASHTO-LRFD12
 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_c = 20684.3$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa
 Beam Span : 2.5 m
 Section Property: Viga 1.2x0.50 (No : 1)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (Mu)	0.00	0.00	0.00
(-) Load Combination No.	3	3	3
Factored Strength (Mr)	98.92	98.92	98.92
Check Ratio (Mu/Mr)	0.0000	0.0000	0.0000
Positive Moment (Mu)	0.00	0.00	0.00
(+) Load Combination No.	3	3	3
Factored Strength (Mr)	98.92	98.92	98.92
Check Ratio (Mu/Mr)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Top As	0.0006	0.0006	0.0006
Required Bot As	0.0006	0.0006	0.0006

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Shear Force (Vu)	0.00	0.00	0.00
Shear Strength by Conc.(PhiV)	849.99	849.99	849.99
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	119.17	119.17	119.17
Required Shear Reinf. (Av)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Stirrups Spacing	2.0-#3 @340	2.0-#3 @340	2.0-#3 @340
Check Ratio	0.0000	0.0000	0.0000



MIDAS/civil

RC Beam Design Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Admin	File Name	C:\...\Modelos\Muro La Usa.mcb

5. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	14	8	14
Factored Torsion (Tu)	0.00	8.99	0.00
Torsion Resistance (Tn)	0.00	111.03	0.00
Required Stirrups Spacing	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	0.0000	0.0810	0.0000



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

```

=====+
| MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| MIDAS/Civil - Design & checking system for windows |
|-----+
| RC-Member(Beam or Column) Analysis and Design |
| Based On AASHTO-LRFD16, AASHTO-LRFD12, AASHTO-LRFD07, |
| AASHTO-LRFD02, AASHTO-LFD96, ACI318-02, |
| CSA-S6-00, CSA-S6-14, Eurocode2-2:05, |
| SNiP 2.05.03-84*, SP 35.13330.2011, |
| SNiP 2.05.03-84*(MKS), SP 35.13330.2011(MKS), |
| IRC:21-2000, IRC:112-2011 |
| |
| (c)SINCE 1989 |
|-----+
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT) |
| MIDAS IT Design Development Team |
|-----+
| HomePage : www.MidasUser.com |
|-----+
| MIDAS/Civil Version 8.8.5 |
|-----+

```

*.DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor)	+ Loadcase Name(Factor)	+ Loadcase Name(Factor)
1	1	EH(1.500)	+	LS(1.750)
2	1	EH(0.900)	+	LS(1.750)
3	1	EH(1.500)	+	LS(1.350)
4	1	EH(0.900)	+	LS(1.350)
5	1	EH(1.500)		
6	1	EH(0.900)		
7	1	EH(1.500)	+	LS(0.500) + EQ(1.000)
8	1	EH(1.500)	+	LS(0.500) + EQ(-1.000)
9	1	EH(0.900)	+	LS(0.500) + EQ(1.000)
10	1	EH(0.900)	+	LS(0.500) + EQ(-1.000)
11	1	EH(1.000)	+	LS(1.000)
12	1	EH(1.000)	+	LS(1.300)
13	1	EH(1.000)	+	LS(0.800)
14	1	EH(1.000)		
15	1	LS(1.500)		
16	1	LS(0.750)		



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

*.MIDAS/Civil - RC-BEAM Analysis/Design Program.

*.PROJECT :
 *.DESIGN CODE : AASHTO-LRFD12, *.UNIT SYSTEM : kN, m
 *.MEMBER : Member Type = BEAM, MEMB = 3

*.DESCRIPTION OF BEAM DATA (ISEC = 1) : Viga 1.2x0.50
 Section Type : Rectangle (RECT)
 Beam Length (Span) = 2.500 m.
 Section Depth (Hc) = 0.500 m.
 Section Width (Bc) = 1.200 m.
 Concrete Strength (fc') = 20684.278 KPa.
 Main Rebar Strength (fy) = 413685.566 KPa.
 Stirrups Strength (fys) = 413685.566 KPa.
 Modulus of Elasticity (Es) = 199948023.746 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
 Special Provisions For Seismic Design : Seismic Zone3.

*.FORCES AND MOMENTS AT CHECK POINT <I> :
 Positive Bending Moment P-Mu = 0.00 kN-m., LCB = 3
 Negative Bending Moment N-Mu = 0.00 kN-m., LCB = 3
 Shear Force Vu = 0.00 kN., LCB = 3

*.REINFORCEMENT PATTERN :

Location	i	di (m.)	Rebar	Asi (m^2.)
Top	1	0.063	-	0.00062
Bottom	2	0.063	-	0.00062

Stirrups : 2.0-#3 @50

[[[*]]] ANALYZE NEGATIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

(). Compute parameter.

-. phi = 0.90
 -. Alpha = 0.85
 -. Beta = 0.85
 -. d = 0.4375 m.
 -. ecu = 0.0030

(). Compute maximum and minimum reinforcement.

-. Rhomin1 = (1.2)*Mcr/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0021
 -. Rhomin2 = 1.33*Mu/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0000
 -. Rhomin = MIN[Rhomin1, Rhomin2] = 0.0021



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

-. As_min = Rhomin * Ag = 0.0012 m^2.

(). Search for required reinforcement..... Unit : kN., m.

Trial	Assumed As	Mr	Ratio	Status
1	0.0012	98.92	0.000	O.K

(). Check moment capacity.

-. c = 0.0142 m.
-. Cc = 253.94 kN.
-. Ts = 255.77 kN.
-. Mr = 98.92 kN-m.
-. Mu/Mr = 0.000 ---> O.K !

[[[*]]] ANALYZE POSITIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

(). Compute parameter.

-. phi = 0.90
-. Alpha = 0.85
-. Beta = 0.85
-. d = 0.4375 m.
-. ecu = 0.0030

(). Compute maximum and minimum reinforcement.

-. Rhomin1 = (1.2)*Mcr/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0021
-. Rhomin2 = 1.33*Mu/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0000
-. Rhomin = MIN[Rhomin1, Rhomin2] = 0.0021
-. As_min = Rhomin * Ag = 0.0012 m^2.

(). Search for required reinforcement..... Unit : kN., m.

Trial	Assumed As	Mr	Ratio	Status
1	0.0012	98.92	0.000	O.K

(). Check moment capacity.

-. c = 0.0142 m.
-. Cc = 253.94 kN.
-. Ts = 255.77 kN.
-. Mr = 98.92 kN-m.
-. Mu/Mr = 0.000 ---> O.K !



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE:

	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

[[[*]]] ANALYZE SHEAR CAPACITY.

```
( ). Compute shear parameter.
-. phi = 0.90
-. Av = 0.0001 m^2.
-. bv = 1.20 m.
-. dv = MAX[ dv, 0.9*d, 0.72*Hc ] = 0.43 m.
-. theta = 29.00 Deg. [Clause 5.8.3.4.2]
-. beta = 4.80

( ). Compute shear strength of concrete.
-. Vu = 0.00 kN.
-. Vc = 0.0316*beta*SQRT[fc']*bv*dv = 944.43 kN.
-. phiVc = phi * Vc = 849.99 kN.
-. Vn_lim = 0.25*fc'*bv*dv = 2696.14 kN.

( ). Compute stirrup spacing.
-. Maximum spacing smax = MIN[ 0.8*dv, 24 in ] = 0.348 m.
-. Vu < phiVc/2 ---> Not required shear reinforcement.
-. Applied spacing s = smax = 0.348 m.

( ). Compute shear strength of reinforcement.
-. Vs = Av*fys*dv*cot(theta) / s = 132.41 kN.
-. Vs_lim = 0.25*fc'*bv*dv - Vc = 1751.71 kN.
-. Vs = MIN[ Vs, Vs_lim ] = 132.41 kN.
-. phivs = phi*Vs = 119.17 kN.

-. phivs > (Vu-phiVc) ---> O.K !
-. Av_req/s = Vs / (fys*dv*cot(theta)) = 0.0004 m^2/m.

( ). Check tension force in the longitudinal reinforcement caused by shear.
-. phib = 0.90
-. phiv = 0.90
-. Vsl = MIN[ Vs, Vu/phiv ] = 0.00 kN.
-. As_req = [ Mu/(phib*dv) + (Vu/phiv - 0.5*Vsl)*cot(theta) ] / fy = 0.0000 m^2.
-. As = 0.0006 m^2.
-. As_req < As ---> O.K !
```

[[[*]]] ANALYZE TORSION CAPACITY.



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE:

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

```
( ). Compute torsion parameter.
-. phi = 0.90
-. Acp = 0.60 m^2.
-. Pc = 3.40 m.
-. Aoh = 0.48 m^2.
-. Ao = 0.85*Aoh = 0.40 m^2.
-. Ph = 3.10 m.
-. Tu = 0.00 kN-m.
-. theta = 29.00 Deg.
-. Tcr = 0.125*SQRT(fc')*Acp^2/Pc = 158.06 kN-m.

-. Tu < 0.25*phi*Tcr = 35.56 kN-m.
---> Torsion check is not required.
```

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

*.MIDAS/Civil - RC-BEAM Analysis/Design Program.

```
*.PROJECT :
*.DESIGN CODE : AASHTO-LRFD12, *.UNIT SYSTEM : kN, m
*.MEMBER : Member Type = BEAM, MEMB = 3
```

```
*.DESCRIPTION OF BEAM DATA (ISEC = 1) : Viga 1.2x0.50
Section Type : Rectangle (RECT)
Beam Length (Span) = 2.500 m.
Section Depth (Hc) = 0.500 m.
Section Width (Bc) = 1.200 m.
Concrete Strength (fc') = 20684.278 KPa.
Main Rebar Strength (fy) = 413685.566 KPa.
Stirrups Strength (fys) = 413685.566 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 199948023.746 KPa.
```

```
*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
Special Provisions For Seismic Design : Seismic Zone3.
```

```
*.FORCES AND MOMENTS AT CHECK POINT <M> :
Positive Bending Moment P-Mu = 0.00 kN-m., LCB = 3
Negative Bending Moment N-Mu = 0.00 kN-m., LCB = 3
Shear Force Vu = 0.00 kN., LCB = 3
```

*.REINFORCEMENT PATTERN :

Location	i	di (m.)	Rebar	Asi (m^2.)
Top	1	0.063	-	0.00062
Bottom	2	0.063	-	0.00062

Stirrups : 2.0-#3 @50

[[[*]]] ANALYZE NEGATIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

```
( ). Compute parameter.
-. phi = 0.90
-. Alpha = 0.85
```



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

```

-. Beta = 0.85
-. d = 0.4375 m.
-. ecu = 0.0030

```

```

( ). Compute maximum and minimum reinforcement.
-. Rhomin1 = (1.2)*Mcr/[ phi*fy*b*d*(d-a/2) ] = 0.0021
-. Rhomin2 = 1.33*Mu/[ phi*fy*b*d*(d-a/2) ] = 0.0000
-. Rhomin = MIN[ Rhomin1, Rhomin2 ] = 0.0021

```



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

-. As_min = Rhomin * Ag = 0.0012 m^2.

(). Search for required reinforcement..... Unit : kN., m.

Trial	Assumed As	Mr	Ratio	Status
1	0.0012	98.92	0.000	O.K

(). Check moment capacity.

-. c = 0.0142 m.
 -. Cc = 253.94 kN.
 -. Ts = 255.77 kN.
 -. Mr = 98.92 kN-m.
 -. Mu/Mr = 0.000 ---> O.K !

[[[*]]] ANALYZE POSITIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

(). Compute parameter.

-. phi = 0.90
 -. Alpha = 0.85
 -. Beta = 0.85
 -. d = 0.4375 m.
 -. ecu = 0.0030

(). Compute maximum and minimum reinforcement.

-. Rhomin1 = (1.2)*Mcr/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0021
 -. Rhomin2 = 1.33*Mu/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0000
 -. Rhomin = MIN[Rhomin1, Rhomin2] = 0.0021
 -. As_min = Rhomin * Ag = 0.0012 m^2.

(). Search for required reinforcement..... Unit : kN., m.

Trial	Assumed As	Mr	Ratio	Status
1	0.0012	98.92	0.000	O.K

(). Check moment capacity.

-. c = 0.0142 m.
 -. Cc = 253.94 kN.
 -. Ts = 255.77 kN.
 -. Mr = 98.92 kN-m.
 -. Mu/Mr = 0.000 ---> O.K !



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE:

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

[[[*]]] ANALYZE SHEAR CAPACITY.

```
( ). Compute shear parameter.
-. phi = 0.90
-. Av = 0.0001 m^2.
-. bv = 1.20 m.
-. dv = MAX[ dv, 0.9*d, 0.72*Hc ] = 0.43 m.
-. theta = 29.00 Deg. [Clause 5.8.3.4.2]
-. beta = 4.80

( ). Compute shear strength of concrete.
-. Vu = 0.00 kN.
-. Vc = 0.0316*beta*SQRT[fc']*bv*dv = 944.43 kN.
-. phiVc = phi * Vc = 849.99 kN.
-. Vn_lim = 0.25*fc'*bv*dv = 2696.14 kN.

( ). Compute stirrup spacing.
-. Maximum spacing smax = MIN[ 0.8*dv, 24 in ] = 0.348 m.
-. Vu < phiVc/2 ---> Not required shear reinforcement.
-. Applied spacing s = smax = 0.348 m.

( ). Compute shear strength of reinforcement.
-. Vs = Av*fys*dv*cot(theta) / s = 132.41 kN.
-. Vs_lim = 0.25*fc'*bv*dv - Vc = 1751.71 kN.
-. Vs = MIN[ Vs, Vs_lim ] = 132.41 kN.
-. phivs = phi*Vs = 119.17 kN.

-. phivs > (Vu-phiVc) ---> O.K !
-. Av_req/s = Vs / (fys*dv*cot(theta)) = 0.0004 m^2/m.

( ). Check tension force in the longitudinal reinforcement caused by shear.
-. phib = 0.90
-. phiv = 0.90
-. Vsl = MIN[ Vs, Vu/phiv ] = 0.00 kN.
-. As_req = [ Mu/(phib*dv) + (Vu/phiv - 0.5*Vsl)*cot(theta) ] / fy = 0.0000 m^2.
-. As = 0.0006 m^2.
-. As_req < As ---> O.K !
```

[[[*]]] ANALYZE TORSION CAPACITY.



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE:

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

```
( ). Compute torsion parameter.
-. phi = 0.90
-. Acp = 0.60 m^2.
-. Pc = 3.40 m.
-. Aoh = 0.48 m^2.
-. Ao = 0.85*Aoh = 0.40 m^2.
-. Ph = 3.10 m.
-. Tu = 8.99 kN-m.
-. theta = 29.00 Deg.
-. Tcr = 0.125*SQRT(fc')*Acp^2/Pc = 158.06 kN-m.

-. Tu < 0.25*phi*Tcr = 35.56 kN-m.
---> Torsion check is not required.
```

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

*.MIDAS/Civil - RC-BEAM Analysis/Design Program.

```
*.PROJECT :
*.DESIGN CODE : AASHTO-LRFD12, *.UNIT SYSTEM : kN, m
*.MEMBER : Member Type = BEAM, MEMB = 3
```

```
*.DESCRIPTION OF BEAM DATA (ISEC = 1) : Viga 1.2x0.50
Section Type : Rectangle (RECT)
Beam Length (Span) = 2.500 m.
Section Depth (Hc) = 0.500 m.
Section Width (Bc) = 1.200 m.
Concrete Strength (fc') = 20684.278 KPa.
Main Rebar Strength (fy) = 413685.566 KPa.
Stirrups Strength (fys) = 413685.566 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 199948023.746 KPa.
```

```
*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
Special Provisions For Seismic Design : Seismic Zone3.
```

```
*.FORCES AND MOMENTS AT CHECK POINT <J> :
Positive Bending Moment P-Mu = 0.00 kN-m., LCB = 3
Negative Bending Moment N-Mu = 0.00 kN-m., LCB = 3
Shear Force Vu = 0.00 kN., LCB = 3
```

*.REINFORCEMENT PATTERN :

Location	i	di (m.)	Rebar	Asi (m^2.)
Top	1	0.063	-	0.00062
Bottom	2	0.063	-	0.00062

Stirrups : 2.0-#3 @50

[[[*]]] ANALYZE NEGATIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

```
( ). Compute parameter.
-. phi = 0.90
-. Alpha = 0.85
```



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

```

-. Beta = 0.85
-. d = 0.4375 m.
-. ecu = 0.0030

```

```

( ). Compute maximum and minimum reinforcement.
-. Rhomin1 = (1.2)*Mcr/[ phi*fy*b*d*(d-a/2) ] = 0.0021
-. Rhomin2 = 1.33*Mu/[ phi*fy*b*d*(d-a/2) ] = 0.0000
-. Rhomin = MIN[ Rhomin1, Rhomin2 ] = 0.0021

```



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

-. As_min = Rhomin * Ag = 0.0012 m^2.

(). Search for required reinforcement..... Unit : kN., m.

Trial	Assumed As	Mr	Ratio	Status
1	0.0012	98.92	0.000	O.K

(). Check moment capacity.

-. c = 0.0142 m.
 -. Cc = 253.94 kN.
 -. Ts = 255.77 kN.
 -. Mr = 98.92 kN-m.
 -. Mu/Mr = 0.000 ---> O.K !

[[[*]]] ANALYZE POSITIVE BENDING MOMENT CAPACITY.

(). Compute parameter.

-. phi = 0.90
 -. Alpha = 0.85
 -. Beta = 0.85
 -. d = 0.4375 m.
 -. ecu = 0.0030

(). Compute maximum and minimum reinforcement.

-. Rhomin1 = (1.2)*Mcr/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0021
 -. Rhomin2 = 1.33*Mu/[phi*fy*b*d*(d-a/2)] = 0.0000
 -. Rhomin = MIN[Rhomin1, Rhomin2] = 0.0021
 -. As_min = Rhomin * Ag = 0.0012 m^2.

(). Search for required reinforcement..... Unit : kN., m.

Trial	Assumed As	Mr	Ratio	Status
1	0.0012	98.92	0.000	O.K

(). Check moment capacity.

-. c = 0.0142 m.
 -. Cc = 253.94 kN.
 -. Ts = 255.77 kN.
 -. Mr = 98.92 kN-m.
 -. Mu/Mr = 0.000 ---> O.K !



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE:

	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

[[[*]]] ANALYZE SHEAR CAPACITY.

```
( ). Compute shear parameter.
-. phi = 0.90
-. Av = 0.0001 m^2.
-. bv = 1.20 m.
-. dv = MAX[ dv, 0.9*d, 0.72*Hc ] = 0.43 m.
-. theta = 29.00 Deg. [Clause 5.8.3.4.2]
-. beta = 4.80

( ). Compute shear strength of concrete.
-. Vu = 0.00 kN.
-. Vc = 0.0316*beta*SQRT[fc']*bv*dv = 944.43 kN.
-. phiVc = phi * Vc = 849.99 kN.
-. Vn_lim = 0.25*fc'*bv*dv = 2696.14 kN.

( ). Compute stirrup spacing.
-. Maximum spacing smax = MIN[ 0.8*dv, 24 in ] = 0.348 m.
-. Vu < phiVc/2 ---> Not required shear reinforcement.
-. Applied spacing s = smax = 0.348 m.

( ). Compute shear strength of reinforcement.
-. Vs = Av*fys*dv*cot(theta) / s = 132.41 kN.
-. Vs_lim = 0.25*fc'*bv*dv - Vc = 1751.71 kN.
-. Vs = MIN[ Vs, Vs_lim ] = 132.41 kN.
-. phivs = phi*Vs = 119.17 kN.

-. phivs > (Vu-phiVc) ---> O.K !
-. Av_req/s = Vs / (fys*dv*cot(theta)) = 0.0004 m^2/m.

( ). Check tension force in the longitudinal reinforcement caused by shear.
-. phib = 0.90
-. phiv = 0.90
-. Vsl = MIN[ Vs, Vu/phiv ] = 0.00 kN.
-. As_req = [ Mu/(phib*dv) + (Vu/phiv - 0.5*Vsl)*cot(theta) ] / fy = 0.0000 m^2.
-. As = 0.0006 m^2.
-. As_req < As ---> O.K !
```

[[[*]]] ANALYZE TORSION CAPACITY.



MIDAS/Civil

RC Beam Design Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Beam Design [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

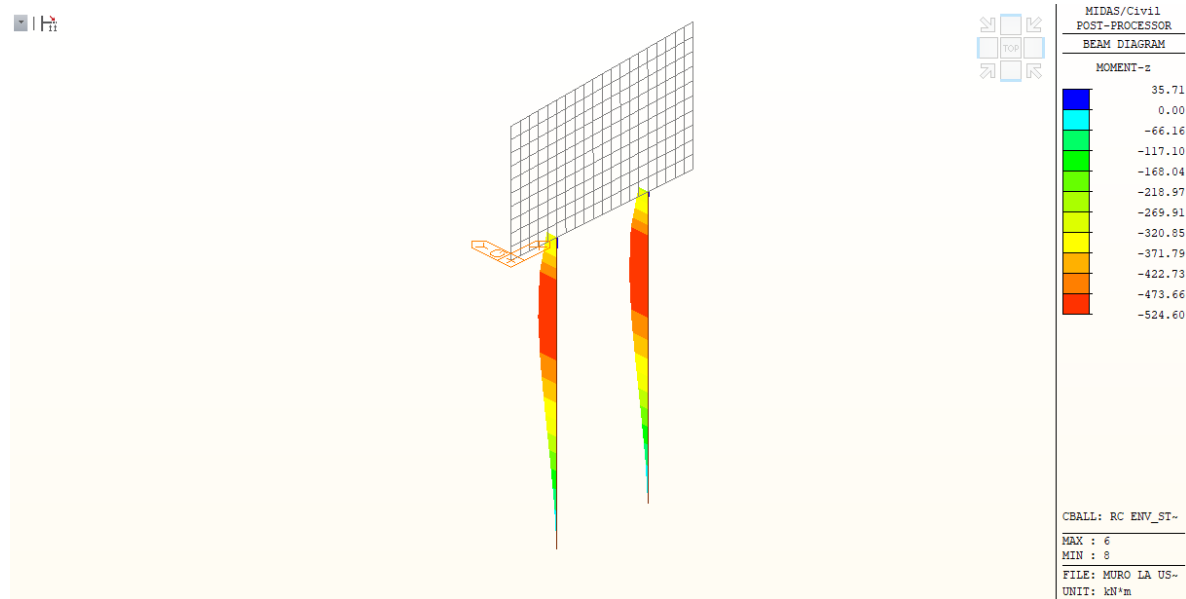
```
( ). Compute torsion parameter.
-. phi = 0.90
-. Acp = 0.60 m^2.
-. Pc = 3.40 m.
-. Aoh = 0.48 m^2.
-. Ao = 0.85*Aoh = 0.40 m^2.
-. Ph = 3.10 m.
-. Tu = 0.00 kN-m.
-. theta = 29.00 Deg.
-. Tcr = 0.125*SQRT(fc')*Acp^2/Pc = 158.06 kN-m.

-. Tu < 0.25*phi*Tcr = 35.56 kN-m.
---> Torsion check is not required.
```

3.2.6. Diseño de pilas

3.2.6.1. Solicitaciones de diseño

Las solicitaciones de diseño para las pilas se obtienen del modelo estructural realizado para la estructura de contención, el cual considera las cargas y factores de mayoración de acuerdo con el CCP-14.



3.2.6.2. Diseño a flexión y cortante

El diseño a flexo compresión y cortante de las pilas se realiza mediante el software de análisis y diseño estructural Midas Civil, el reporte de diseño se presenta a continuación.



MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Column Checking [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

*.MIDAS/Civil - RC-COLUMN Analysis/Design Program.

*.PROJECT :
 *.DESIGN CODE : AASHTO-LRFD12, *.UNIT SYSTEM : kN, m
 *.MEMBER : Member Type = COLUMN, MEMB = 6, LCB = 7, POS = 1/2

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 2) : Pila 1.0
 Column Height (L) = 7.000 m.

Section Type : SOLID ROUND (SR)
 Section Diameter (D) = 1.000 m.
 Concrete Strength (fc) = 20684.278 KPa.
 Main Rebar Strength (fy) = 413685.566 KPa.
 Ties/Spirals Strength (fys) = 413685.566 KPa.
 Modulus of Elasticity (Es) = 199948023.746 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
 Special Provisions For Seismic Design : Seismic Zone3.

*.REINFORCEMENT PATTERN :

Layer	Pos1	As (m^2.)	Pos2	As (m^2.)	Pos3	As (m^2.)
1	21- #6 (	0.0060)	-		-	

*.Ties : 2.0-#4 @65

[[[*]]] CALCULATE SLENDERNESS RATIOS, MAGNIFIED FORCES/MOMENTS.

(). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : kN., m.
 *.Load combination ID = 7

Load Case	Pu_max	Myi	Myj	Mzi	Mzj
DL	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LL	-0.00	0.00	0.00	-22.89	0.00
DL+LL	-0.00	0.00	0.00	-22.89	0.00
Others	-0.00	0.00	0.00	-238.52	0.00
DL+LL+Others	-0.00	0.00	0.00	-261.41	0.00

[[[*]]] ANALYZE CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC-COLUMN.



MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Column Checking [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

```
( ). Compute design parameter.
-. phi = 0.90
-. Alpha = 0.85
-. Beta = 0.85
-. ecu = 0.0030

( ). Compute maximum and minimum reinforcement.
-. Rhomax1 = 0.0300 (User Input)
-. Rhomax = MIN[ Rhomax1, 0.08 ] = 0.0300
-. Rhomin1 = 0.135*fc'/fy = 0.0067
-. Rhomin2 = 0.0100
-. Rhomin = MAX[ Rhomin1, Rhomin2 ] = 0.0100

( ). Check tensile reinforcement.
-. Rho = 0.0076
-. Rho_min < Rho < Rho_max ---> O.K !

( ). Check moment capacity.
-. Pr_max = 9701.923 kN.
-. Pr = 0.004 kN.
-. Mr_y = 0.000 kN-m.
-. Mr_z = 870.796 kN-m.
-. Mr = 870.796 kN-m.
-. Pu/Pr = 0.000 ---> O.K !
-. Muy/Mry = 0.000 ---> O.K !
-. Muz/Mrz = 0.462 ---> O.K !
-. Mu/Mr = 0.462 ---> O.K !
-. Ratio = 0.462 ---> O.K !
```

[[[*]]] ANALYZE SHEAR CAPACITY OF BIAXIALY LOADED RC-COLUMN.

```
( ). Compute shear force. ( LCB = 9, POS = J )
-. L = 7.0000 m.
-. Vuz = 0.00 kN.
-. Vuz_DL = 0.00 kN.
-. Mrpyi = 0.00 kN-m.
-. Mrnyj = 0.00 kN-m.
-. Mrnyi = 0.00 kN-m.
-. Mrpyj = 0.00 kN-m.
-. Vuz1 = (1.3*Mrpyi + 1.3*Mrnyj) / L = 0.00 kN.
-. Vuz2 = (1.3*Mrnyi + 1.3*Mrpyj) / L = 0.00 kN.
-. Vuz_SF = MAX(Vuz1, Vuz2) + Vuz_DL = 0.00 kN.
-. Vuz = MAX(Vuz_SF, Vuz) = 0.00 kN.
```



MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Column Checking [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

```

- . Vuy      =      -60.90 kN.
- . Vuy_DL   =       0.00 kN.
- . Mrpzi    =      870.80 kN-m.
- . Mrnzj    =      870.80 kN-m.
- . Mrnzi    =      870.80 kN-m.
- . Mrpzj    =      870.80 kN-m.
- . Vuy1     = (1.3*Mrpzi + 1.3*Mrnzj) / L =      323.44 kN.
- . Vuy2     = (1.3*Mrnzi + 1.3*Mrpzj) / L =      323.44 kN.
- . Vuy_SF   = MAX(Vuy1, Vuy2) + Vuy_DL =      323.44 kN.
- . Vuy      = MAX(Vuy_SF, Vuy) =     -323.44 kN.

( ). Compute shear parameter. ( LCB = 9, POS = J )
- . phi      =      0.90
- . Av       =      0.0003 m^2.
- . Pu       =      -0.00 kN.
- . Vuz      =       0.00 kN.
- . Muy      =       0.00 kN-m.
- . bvz      =      1.00 m.
- . dvz      = MAX[ dvz_calc, 0.9*dz, 0.72*Hc ] =      0.72 m.
- . thetaz   = 32.99 Deg. [Clause 5.8.3.4.2]
- . betaz    =      2.59

- . Vuy      =     -323.44 kN.
- . Muz      =       0.00 kN-m.
- . bvy      =      1.00 m.
- . dvz      = MAX[ dvz_calc, 0.9*dy, 0.72*Bc ] =      0.72 m.
- . thetay   = 32.99 Deg. [Clause 5.8.3.4.2]
- . betay    =      2.59

( ). Compute shear strength of concrete.
- . Vuz      =       0.00 kN.
- . Vcz      = 0.0316*betaz*SQRT[fc']*bvz*dvz =      703.16 kN.
- . phiVcz   = phi * Vcz =      632.84 kN.

- . Vuy      =     -323.44 kN.
- . Vcy      = 0.0316*betay*SQRT[fc']*bvy*dvy =      703.16 kN.
- . phiVcy   = phi * Vcy =      632.84 kN.

( ). Compute maximum spacing of ties.
- . Maximum spacing smax_z = MIN[ 0.8*dvz, 24 in ] =      0.576 m.
- . phiVcz/2 < Vuz < phiVcz ---> Required minimum shear reinforcement.
- . smax_z   = MIN[ smax_z, Av/(0.0316*SQRT(fc')*bvz/fys) ] =      0.283 m.
- . Applied spacing s_z =      0.065 m.

```



MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	Admin	File Name	Muro La Usa.rcs

MIDAS/Civil - RC-Column Checking [AASHTO-LRFD12] Civil 2020

```
-. Maximum spacing smax_y = MIN[ 0.8*dvy, 24 in ] = 0.576 m.
-. phiVcy/2 < Vuy < phiVcy ---> Required minimum shear reinforcement.
-. smax_y = MIN[ smax_y, Av/(0.0316*SQRT(fc')*bvy/fys) ] = 0.283 m.
-. Applied spacing s_y = 0.065 m.

-. Applied spacing s = MIN[ s_y, s_z ] = 0.065 m.

( ). Compute shear strength of reinforcement.
-. Vszy = Av*fys*dvy*cot(thetaz) / s = 1821.73 kN.
-. Vszy_lim = 0.25*fc'*bvy*dvy - Vcy = 3020.01 kN.
-. Vszy = MIN[ Vszy, Vszy_lim ] = 1821.73 kN.
-. phiVszy = phi*Vszy = 1639.56 kN.
-. phiVszy > (Vuz-phiVcy) ---> O.K !
-. Using Avz/s = Vszy / (fys*dvy*cot(thetaz)) = 0.0040 m^2/m.

-. Vszy = Av*fys*dvy*cot(thetay) / s = 1821.73 kN.
-. Vszy_lim = 0.25*fc'*bvy*dvy - Vcy = 3020.01 kN.
-. Vszy = MIN[ Vszy, Vszy_lim ] = 1821.73 kN.
-. phiVszy = phi*Vszy = 1639.56 kN.
-. phiVszy > (Vuy-phiVcy) ---> O.K !
-. Using Avy/s = Vszy / (fys*dvy*cot(thetay)) = 0.0040 m^2/m.

-. Vu = 323.439 kN.
-. Vr = 2272.397 kN.
-. Ratio = Vu / Vr = 0.142 ---> O.K !

( ). Compute minimum longitudinal reinforcement by shear.
-. phia = 0.90
-. phib = 0.90
-. phiv = 0.90
-. Vsly = MIN[ Vszy, Vuy/phiv ] = 359.38 kN.
-. Vslz = MIN[ Vszy, Vuz/phiv ] = 359.38 kN.
-. Asy_req = [ Muz/(phib*dvy) - 0.5*Pu/phia + (Vuy/phiv - 0.5*Vsly)*cot(thetay) ] / fy
= 0.0007 m^2.
-. Asz_req = [ Muy/(phib*dvy) - 0.5*Pu/phia + (Vuz/phiv - 0.5*Vslz)*cot(thetaz) ] / fy
= 0.0007 m^2.
-. As_req = MAX[ Asy_req, Asz_req ] = 0.0007 m^2.
-. As = 0.0060 m^2.
-. As_req < As ---> O.K !
```

4. BIBLIOGRAFÍA

- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 3 – Cargas y factores de carga, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 4 – Análisis y evaluación estructural, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 5 – Estructuras de concreto, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 10 – Cimentaciones, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 11 – Muros de contención, Bogotá D.C., Colombia.