

DEPARTAMENTO ARAUCA

MUNICIPIO ARAUCA

"CONSULTORIA PARA EL ANALISIS Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO ESTRUCTURAL Y DE LAS REDES HIDROSANITARIAS DE LA EDIFICACION INCLUYENDO LA EVALUACION DEL SISTEMA HIDRAULICO DEL SOTANO DEL PALACIO DE JUSTICIA NUEVO DE ARAUCA, UBICADO EN LA CALLE 21, Y LA ELABORACION DE UNA PROPUESTA TECNICA PARA LA OPTIMIZACION Y/O REPARACIONES NECESARIAS"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTACION DE BOMBEO DE AGUAS LLUVIAS Y FREATICAS

MARZO 2025

Tabla de contenido

INTRODUCCION	4
1. REQUISITOS ESPECIALES	5
1.1 Requerimientos De Diseño Para Estructuras De Ingeniería Ambiental Y Sanitaria.....	5
1.1.1 Resistencia Del Concreto A La Compresión C.23-C.1.1.1 NSR 10.....	5
1.1.2 Juntas De Construcción C.23-C.4.10 NSR 10.....	5
1.1.3 Recubrimiento Del Acero De Refuerzo:	6
1.1.4 Coeficiente de durabilidad ambiental	7
1.1.5 Calidad Del Concreto	8
1.2 Fuerzas Sísmicas De Acuerdo A La AIS 180-13 Para Estructuras Semienterradas O Enterradas	10
1.3 Longitud de empalmes.....	17
2. ESTACION DE BOMBEO PLUVIAL.....	20
2.1 Análisis estructural.....	20
2.1.1 Análisis de cargas	20
2.1.2 Coeficiente de balasto.....	29
2.1.3 Combinaciones de Carga.....	31
2.1.4 Cálculo del Coeficiente de Durabilidad Ambiental	33
2.2 Diseño estructural	38
2.2.1 Presión de estructura sobre el suelo.....	38
2.2.2 Diseño de acero para muros y losas.....	39
BIBLIOGRAFÍA	49

Lista de Figuras

Figura 1. Mapa de valores Aa	13
Figura 2. Mapa de valores Av.....	13
Figura 3. Longitudes de Gancho	19
Figura 4. Modelación de estructura en SAP 2000	20
Figura 5. Carga muerta calculada por el programa	21
Figura 6. Asignación de carga viva en SAP 2000	22
Figura 7. Presión del suelo sobre los muros de la estructura.....	23
Figura 8. Peso del agua en la estructura.....	24
Figura 9. Fuerzas sísmicas por oleaje.....	29
Figura 10. Asignación de coeficiente de balasto	30
Figura 11. Carga máxima de estructura sobre el suelo.....	38

INTRODUCCION

En el siguiente informe estructural se detallará el proceso de diseño para una estación de bombeo para evacuación de aguas lluvias y freáticas, que se obtuvo como producto del análisis hidráulico de la edificación del proyecto cuyo objeto es: “CONSULTORIA PARA EL ANALISIS Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO ESTRUCTURAL Y DE LAS REDES HIDROSANITARIAS DE LA EDIFICACION INCLUYENDO LA EVALUACION DEL SISTEMA HIDRAULICO DEL SOTANO DEL PALACIO DE JUSTICIA NUEVO DE ARAUCA, UBICADO EN LA CALLE 21, Y LA ELABORACION DE UNA PROPUESTA TECNICA PARA LA OPTIMIZACION Y/O REPARACIONES NECESARIAS”

Para la modelación estructural se utilizó el programa SAP 2000 el cual es un software especializado en este tipo de diseños.

La normativa utilizada para el diseño estructural será la NSR-10 y la AIS 180-13 de la sociedad colombiana de ingeniería sísmica.

1. REQUISITOS ESPECIALES

1.1 Requerimientos De Diseño Para Estructuras De Ingeniería Ambiental Y Sanitaria

1.1.1 Resistencia Del Concreto A La Compresión C.23-C.1.1.1 NSR 10.

Para este tipo de estructuras propias de ingeniería ambiental y sanitaria la resistencia mínima especificada del concreto a la compresión f'_c no debe ser menor de 28 MPa. No se define una resistencia máxima especificada a la compresión, a menos que se indique explícitamente en alguna sección del Reglamento NSR-10.

1.1.2 Juntas De Construcción C.23-C.4.10 NSR 10.

Las juntas para compensar movimientos (expansión y contracción) y las juntas de construcción deben diseñarse para impedir la figuración y la corrosión del refuerzo. El número, espaciamiento, y detalles de las juntas debe diseñarse teniendo en cuenta las propiedades físicas y capacidad de los rellenos, sellantes, y barreras impermeables para resistir ciclos de deformaciones. **C.23-C.4.10.1 NSR 10.**

- **Barreras impermeables**

Los materiales utilizados en las barreras impermeables para impedir el flujo de líquidos o gases deben ser capaces de aceptar movimientos y deformaciones de elongación y contracción sin deformación permanente o falla y deben resistir los ciclos de congelamiento y deshielo, variación de temperatura y los efectos de ataque químico.

Las barreras pueden ser de caucho, de cloruro de polivinilo (PVC), acero, o de otro material. Las primeras se utilizan en juntas donde se esperan mayores movimientos. Para las barreras de caucho y de PVC, el espesor mínimo es de 9.5 mm y deben tener un ancho mínimo de 220 mm para juntas de expansión y de 150 mm para otras juntas, el cual se repartirá mitad y mitad entre los dos concretos al lado de la

junta. Cuando sean de acero deben ser de platina de 6 mm (1/4") y deben estar embebidas a cada lado de la junta un mínimo de 75 mm y un doblez central cuyo tamaño dependerá del movimiento esperado.

- **Sellantes**

Deben colocarse sellantes de junta a lo largo del perímetro expuesto de las juntas que impidan el paso de líquidos y gases; y para prevenir que sólidos entren en la junta y afecten su funcionamiento. Los sellantes deben diseñarse para que sean capaces de resistir las presiones, temperaturas, y movimientos y no deben perder su adherencia ni verse afectados bajo el ataque químico o de gases esperado, y además deben resistir las presiones, temperaturas y movimientos esperados.

Los sellantes preformados cumplen la función doble de servir como formaleta para el vaciado del concreto de segundo lado de la junta y de preservar el espacio donde pueda ocurrir la expansión. El elemento de relleno ideal debe ser capaz de resistir compresiones hasta de la mitad de su espesor y de expandirse posteriormente para llenar el espacio original cuando los elementos al lado de la junta se contraen. En general se utiliza corcho, neopreno, caucho, poliuretano (plástico espumoso o icopor), y otros materiales. La madera no puede utilizarse como relleno.

1.1.3 Recubrimiento Del Acero De Refuerzo:

En estructuras ambientales como es el caso, el recubrimiento del refuerzo debe ser mínimo de 75mm cuando el concreto es vaciado directamente contra la tierra (sin empleo de formaleta), lo anterior por la contaminación que sufre el concreto en la superficie en contacto con el suelo. En el caso del presente diseño se usará formaleta en las paredes y en la losa de fondo se colocará un solado, por lo cual se ajusta al caso b de la tabla C.23-C.7.7.1 que especifica el recubrimiento mínimo en concreto expuesto a la tierra y a líquidos, pero fundido contra formaleta como de 50mm.

**TABLA C.23-C.7.7.1 — PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO
EN ESTRUCTURAS AMBIENTALES**

Condición			Concreto construido en sitio	Concreto prefabricado Nota-1	Concreto preesforzado vaciado en sitio
(a) Concreto vaciado contra la tierra y en permanente contacto con ella			75 mm	No aplica	75 mm
(b) Concreto expuesto a la tierra, líquidos, intemperie, o en losas que sostienen rellenos de tierra	Losas y viguetas		50 mm	40 mm	40 mm
	Vigas y columnas	Estribos y espirales	50 mm	40 mm	40 mm
		Refuerzo principal	65 mm	50 mm	50 mm
	Muros		50 mm	40 mm	40 mm
	Zapatas y losas de base	Superficies vaciadas contra formaleta	50 mm	No aplica	No aplica
		Superficie superior de zapatas y losas de base	50 mm	No aplica	No aplica
	Cascarones y losas plegadas		40 mm	25 mm	25 mm
(c) Condiciones no cubiertas en (a) o (b)	Losas y viguetas	Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	20 mm	20 mm ^{Nota-2}	20 mm
		Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	40 mm	40 mm ^{Nota-3}	40 mm
	Vigas y columnas	Estribos y espirales	40 mm	25 mm	25 mm
		Refuerzo principal	50 mm	40 mm	40 mm
	Muros	Barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	20 mm	20 mm ^{Nota-2}	20 mm
		Barras No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (1-3/8") ó 36M (36 mm) y menores	40 mm	40 mm ^{Nota-3}	40 mm
	Cascarones y losas plegadas	Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW30 o MD30 (6.2 mm de diámetro), o menores	13 mm	20 mm	20 mm
		Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) y mayores	20 mm	25 mm	25 mm

Nota-1 – Construido bajo condiciones de control en planta de prefabricación
Nota-2 – Incluye ductos de preesforzado menores de 40 mm de diámetro

1.1.4 Coeficiente de durabilidad ambiental

El factor de durabilidad ambiental permite obtener una respuesta adecuada para estructuras ambientales, en las cuales la fisuración es el parámetro más importante para el diseño y posterior vida útil de la estructura. Su análisis se realiza teniendo en cuenta que los esfuerzos de estas estructuras, usando los

Requisitos de los códigos de edificios convencionales, son mayores que lo deseado durante su servicio.

la carga de diseño o carga mayorada, debe ser multiplicada por el factor de durabilidad ambiental (S_d) según lo indica la norma NSR-10 en el título C capítulo CR.23-CR9.2

$$S_d = \frac{\phi * F_y}{\gamma * F_s}$$

F_s = esfuerzos en el refuerzo para cortante causados por cortante en exposición ambiental severa

F_s = 140 MP

F_y = resistencia a la fluencia del acero

$\gamma =$ (carga mayorada/carga no mayorada)

$\Phi = 0.90$

Este factor se aplica para todas las estructuras

1.1.5 Calidad Del Concreto

Categoría	Severidad	Clase	Condición	
F Congelamiento y deshielo	No es aplicable	F0	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo	
	Moderada	F1	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y exposición ocasional a la humedad	
	Severa	F2	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo y en contacto continuo con la humedad	
	Muy severa	F3	Concreto expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo que estará en contacto continuo con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	
S Sulfato			Sulfatos solubles en agua (SO_4) en el suelo, % en peso	Sulfato (SO_4) disuelto en agua, ppm
	No aplicable	S0	$SO_4 < 0.10$	$SO_4 < 150$
	Moderada	S1	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$ agua marina
	Severa	S2	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	$1500 \leq SO_4 \leq 10000$
	Muy severa	S3	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10000$
P Requiere baja permeabilidad	No aplicable	P0	En contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad	
	Requerida	P1	En contacto con el agua donde se requiera baja permeabilidad	
C Protección del refuerzo para la corrosión	No aplicable	C0	Concreto seco o protegido contra la humedad	
	Moderada	C1	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros	
	Severa	C2	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros provenientes de productos químicos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen	

Las categorías del concreto determinan la calidad del concreto que se deberá utilizar. no existe presencia de sulfatos en el agua. Por lo tanto, la categoría a la que corresponde el canal es la categoría P1, tal como lo indica el comentario CR.4.2 del título C de la norma NSR-10.

**TABLA C.4.3.1 — REQUISITOS PARA EL CONCRETO
SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN**

Clase de Exposición	Rel. a/mc máx.±	f' _c min. MPa	Requisitos mínimos adicionales			
			Contenido de aire			Límites en los cementantes
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F2	0.45	31	tabla C.4.4.1			N/A
F3	0.45	31	tabla C.4.4.1			tabla C.4.4.2
			Tipos de material cementante*			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
S0	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	28	II ¹²	IP(MS), IS(<70) (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	31	V ²	IP(HS), IS(<70) (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	31	V puzolanas o escoria [§]	IP(HS) y puzolanas o escoria [§] o IS(<70) (HS) y puzolanas o escoria [§]	HS y puzolanas o escoria [§]	No se permite
P0	N/A	17	Ninguna			
P1	0.50	28	Ninguna			
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl ⁻) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento		Requisitos relacionados	
			Concreto reforzado	Concreto Preesforzado		
C0	N/A	17	1.00	0.06	Ninguno	
C1	0.50	17	0.30	0.06		
C2	0.40	35	0.15	0.06	7.7.6, 18.16*	

La calidad del concreto debe ser de 28MPa

1.2 Fuerzas Sísmicas De Acuerdo A La AIS 180-13 Para Estructuras Semienterradas O Enterradas

El peso del agua tiene un efecto sísmico que hace que esta produzca un oleaje el cual tiene un efecto de fuerza sobre la estructura.

El valor total del peso se separa en dos valores el W_c =peso convectivo y W_i = peso impulsivo, estos valores se encuentran a unas alturas llamadas altura convectiva y altura impulsiva respectivamente; además el peso convectivo se tiene un efecto de resorte el cual tiene una rigidez.

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{TANH(0.866(\frac{L}{Hl}))}{0.866(\frac{L}{Hl})}$$

W_i = peso impulsivo

W_L = peso total del agua

L = longitud del tanque paralela al sismo

Hl = altura de lámina de agua

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264(\frac{L}{Hl})TANH(3.16(\frac{Hl}{L}))$$

W_c = peso convectivo

La altura impulsiva se halla si la relación L/Hl es menor que 1.333 se usa esta ecuación:

$$\frac{H_i}{Hl} = 0.5 - 0.09375(\frac{L}{Hl})$$

Si la relación L/Hl es mayor o igual que 1.333 se usa esta ecuación:

$$\frac{H_i}{Hl} = 0.375$$

La altura convectiva se halla para todos los tanques con esta ecuación:

$$\frac{H_c}{Hl} = 1 - \frac{\cosh\left(3.16\left(\frac{Hl}{L}\right)\right) - 1}{3.16\left(\frac{Hl}{L}\right) * \sinh\left(3.16\left(\frac{Hl}{L}\right)\right)}$$

Ahora se procede a hallar la masa de los muros, la masa impulsiva del líquido y la masa total con las siguientes formulas:

$$m_w = Hw * \frac{t_w}{10^3} * \left(\frac{\gamma_c}{g}\right)$$

$$m_i = \left(\frac{Wi}{Wl}\right) * \left(\frac{L}{2}\right) * Hl * \left(\frac{\gamma_l}{g}\right)$$

$$m = m_w + m_i$$

Luego se procede a hallar el centroide de la masa total de la siguiente manera:

$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)}$$

Teniendo los anteriores valores, entonces se halla la rigidez a la flexión con la siguiente formula:

$$k = \frac{E_c}{4 * 10^6} * \left(\frac{t_w}{h}\right)^3$$

Luego se procede a calcular los periodos impulsivo y convectivo del tanque:

$$\lambda = \sqrt{3.16g * \tanh\left(3.16 * \left(\frac{Hl}{L}\right)\right)}$$

$$T_i = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$T_c = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right) * \sqrt{L}$$

Se procede entonces a hallar los parámetros sísmicos del suelo los cuales dependen de la región donde se encuentre la estructura y el tipo de suelo sobre el cual ella se fundamente:

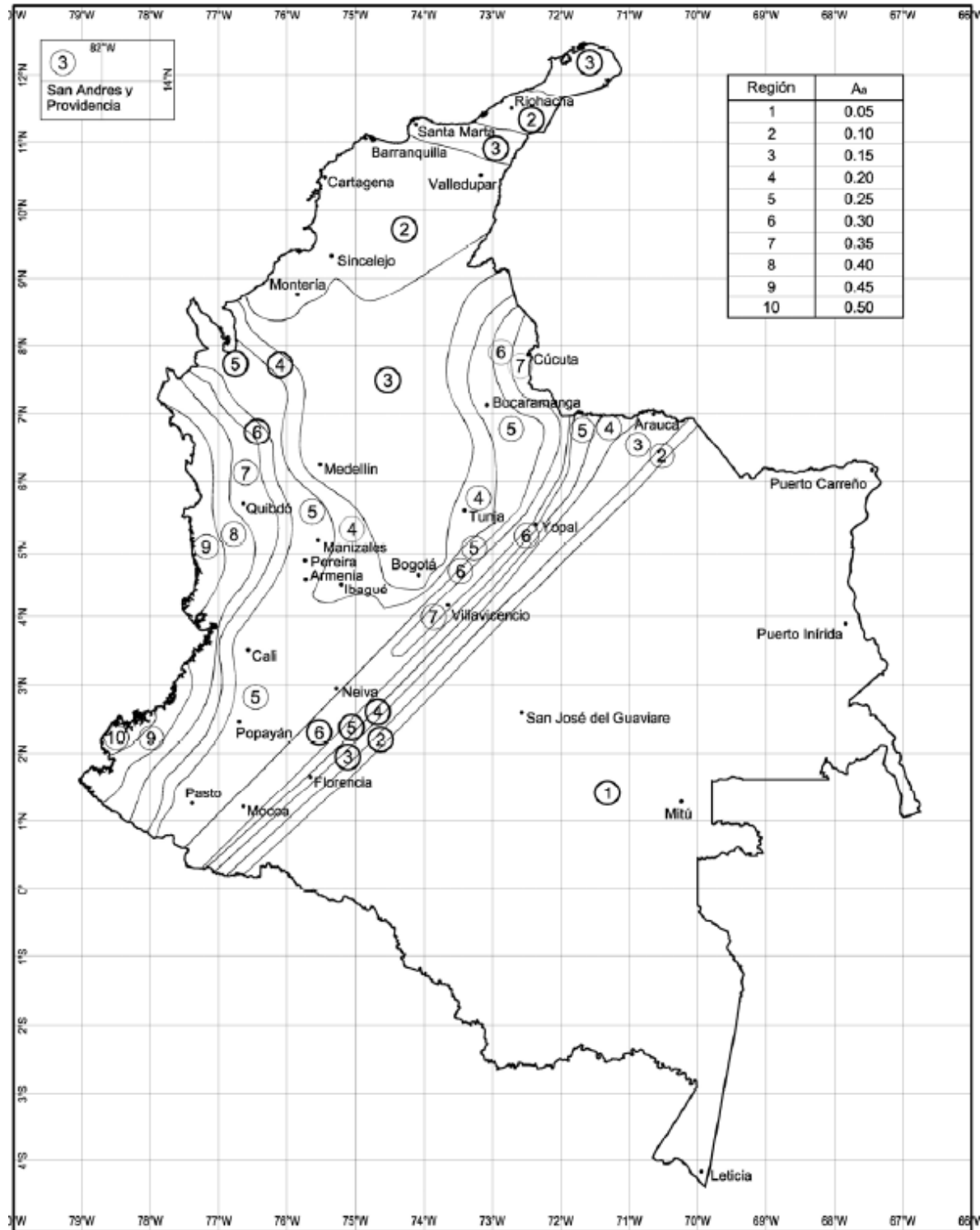


Figura 1. Mapa de valores Aa

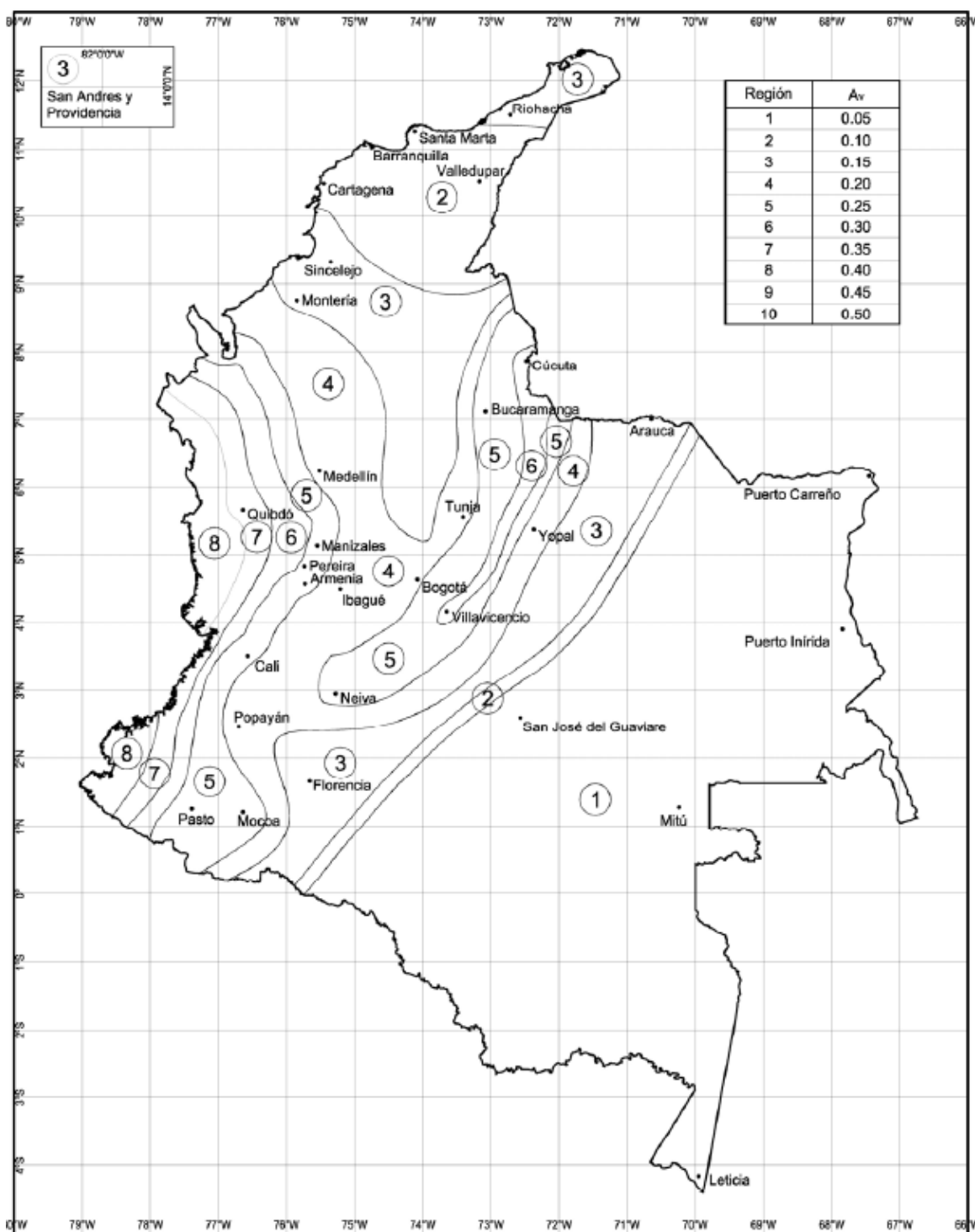


Figura 2. Mapa de valores Av

Luego se hace la conversión de acuerdo a las siguientes formulas proporcionadas por el AIS 180-13

$$S_s = 3.75A_a$$

$$S_1 = 1.80A_v$$

Luego los valores de F_a y F_v se hallan con las siguientes tablas:

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .

Luego se halla el valor del espectro de aceleraciones horizontales para el máximo sismo considerado con 5% de amortiguamiento, ajustado por efectos del sitio, para un periodo de 0.2 segundos y 1 segundo con las siguiente formulas:

$$S_{ms} = F_a * S_s$$

$$S_{m1} = F_v * S_1$$

Se halla el valor del espectro de aceleraciones horizontales de diseño con 5% de amortiguamiento, ajustado por efectos del sitio, para un periodo de 0.2 segundos y 1 segundo con las siguiente formulas:

$$S_{ds} = \frac{2}{3} * S_{ms}$$

$$S_{d1} = \frac{2}{3} * S_{m1}$$

Con estos valores se halla al valor de Ts:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Luego se hallan los valores Cc y Ci

Para $T_i \leq T_s$

$$C_i = S_{DS}$$

Para $T_i > T_s$

$$C_i = \frac{S_{D1}}{T_i} \leq S_{DS}$$

Para $T_c \leq 1.60/T_s$

$$C_c = \frac{1.50 * S_{D1}}{T_c} \leq 1.50 * S_{DS}$$

Para $T_c > 1.60/T_s$

$$C_c = \frac{2.40 * S_{DS}}{T_c^2}$$

Por último, se procede a hallar las fuerzas de diseño y la cortante basal:

$$\text{Fuerza impulsiva} = P_i = C_i * i * \left(\frac{W_i}{R_i} \right)$$

$$\text{Fuerza convectiva} = P_c = C_c * i * \left(\frac{W_c}{R_c} \right)$$

Se halla el coeficiente de masa efectiva para poder calcular posteriormente la inercia de los muros:

$$\varepsilon = \left(0.0151 * \left(\frac{L}{Hl} \right)^2 - 0.1908 * \left(\frac{L}{Hl} \right) + 1.021 \right) \leq 1.00$$

$$\text{Inercia de muro} = P_w = C_i * i * \left(\frac{\varepsilon * W_w}{R_i} \right)$$

$$\text{Inercia de techo} = C_i * i * \left(\frac{W_r}{R_i} \right)$$

Luego la cortante basal se halla con la siguiente formula:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2}$$

También se halla la fuerza hidrodinámica debida a la aceleración vertical multiplicando el peso específico del líquido por un factor de mayoración tal como se indica a continuación:

$$P = \gamma_v * h$$

Siendo:

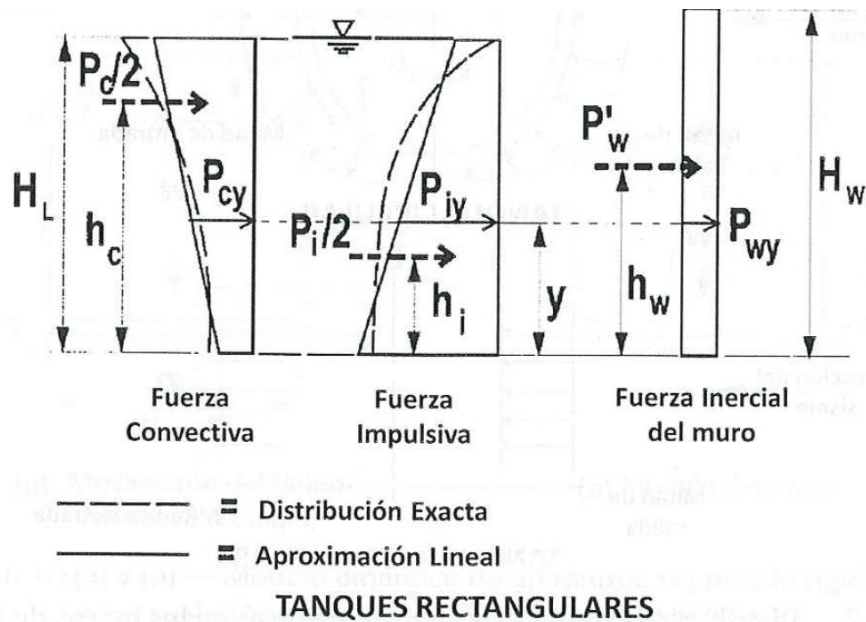
$$\gamma_v = 0.50 * Aa * Fa * \gamma_l$$

Se hallan los limites superior e inferior de las fuerza impulsiva y convectiva con las siguientes formulas

$$P_{iy} = \frac{\frac{P_i}{2} * (4Hl - 6Hi - (6Hl - 12Hi) * \left(\frac{Y}{H_L} \right))}{H_L^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\frac{P_c}{2} * (4Hl - 6Hc - (6Hl - 12Hc) * \left(\frac{Y}{H_L} \right))}{H_L^2}$$

Luego se hace una sumatoria directa de fuerzas para completar el siguiente esquema:



1.3 Longitud de empalmes

La norma NSR-10 en el título C literal C.12.2.3 indica la fórmula para calcular la longitud de desarrollo, de la siguiente forma:

$$l_d = \left(\frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

$\Psi_s=0.80$ (para varillas #6 o menores)

$(C_b+K_{tr})/D_b=1.0$ (para recubrimientos mayores o iguales a D_b “**diámetro de barra**”)

$\Psi_e=1.0$ (refuerzo sin revestimiento)

$\Psi_t=1.0$ (concreto $F'_c=28\text{MPa}$)

$F_y=420 \text{ Mpa}$

$\lambda=1.0$ (concreto de peso normal= 24 Kn/m^3)

$$l_d = \left(\frac{420 * 1.0 * 1.0 * 0.8}{1.1 * 1.0 * \sqrt{28} * 1.0} \right) d_b = 57d_b$$

barra #	Diámetro (Cm)	Ld (cm)
2	0,64	36,20
3	0,95	54,29
4	1,27	72,39
5	1,59	90,49
6	1,91	108,59

La longitud de desarrollo hace referencia a que tanto debe ir embebida la barra en el concreto para que por adherencia esta no vaya a salir y romper el concreto por motivos de flexión tal como lo indica el capítulo C.12 del título NSR-10 en el comentario CR 12.1

La norma NSR-10 en el título C literal C.12.15.1 determina las longitudes de empalme o traslapo en **Zonas de tracción** (zonas críticas) igual a 1.30Ld. Por lo tanto, las longitudes de traslapo o empalme quedan establecidas de la siguiente forma:

barra #	Diámetro (Cm)	Ld (cm)	Le (cm)
2	0,64	36	47
3	0,95	54	71
4	1,27	72	94
5	1,59	90	118
6	1,91	109	141

(la longitud de empalme “Le” corresponde al valor mínimo aceptado)

Las longitudes de gancho se determinan de acuerdo a la siguiente gráfica:

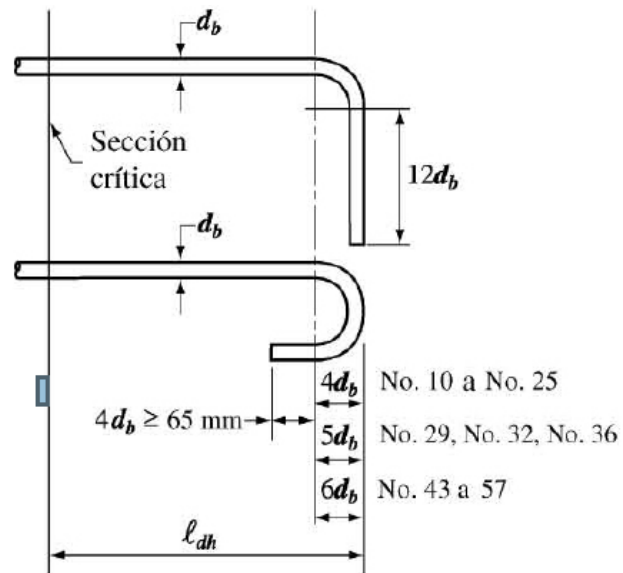


Figura 3. Longitudes de Gancho

barra #	Diámetro (Cm)	gancho a 90° (cm)	gancho a 180° (cm)
2	0,64	7,62	6,50
3	0,95	11,43	6,50
4	1,27	15,24	6,50
5	1,59	19,05	6,50
6	1,91	22,86	7,62

2. ESTACION DE BOMBEO PLUVIAL

Se realizó la modelación de la estructura en el software SAP 2000

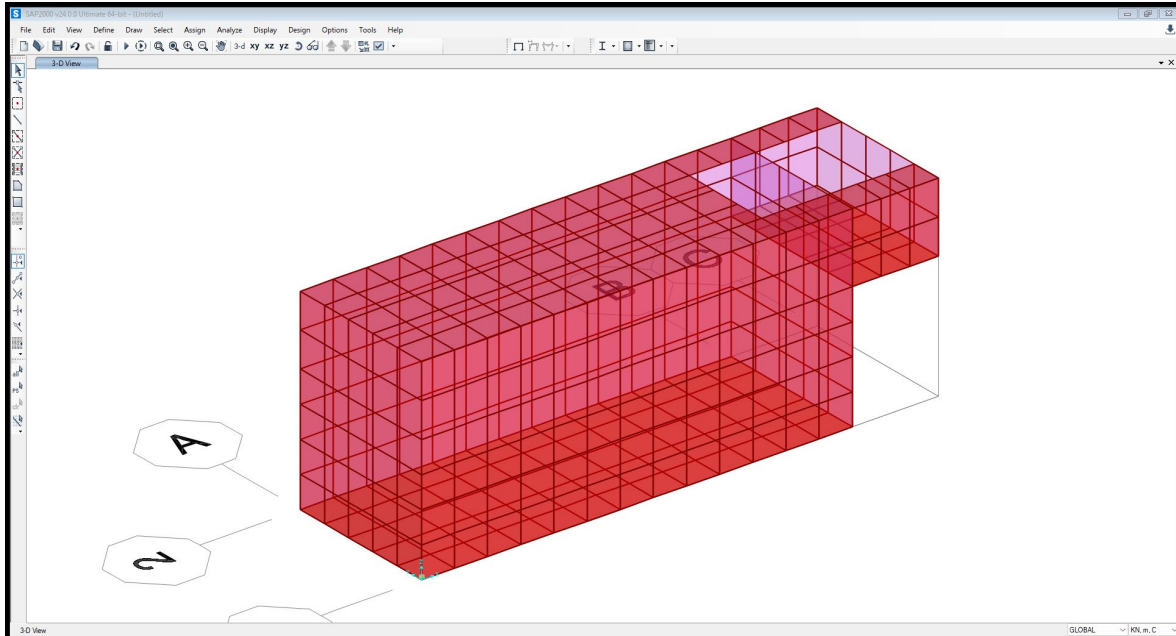


Figura 4. Modelación de estructura en SAP 2000

Las dimensiones de la estructura fueron proporcionadas por el diseño hidráulico

Las características de los materiales utilizados para la modelación de acuerdo a la norma NSR-10 son los siguientes:

- Concreto f'_c 28 MPa
- Acero F_y 420 MPa

2.1 Análisis estructural

En el análisis estructural se definieron las cargas, combinaciones de carga y se extrajeron los diagramas de momento y cortante para el posterior diseño de refuerzo de los elementos que componen la estructura

2.1.1 Análisis de cargas

Para el análisis de carga se realizó la modelación asumiendo las condiciones más desfavorables. Las cuales ocurren en condiciones de sismo, en el cual se toma en cuenta la masa del agua que contiene la estructura

A) Carga Muerta:

La carga muerta se debe al peso propio de los elementos, en este caso el programa SAP 2000 calcula el peso propio de los elementos de la siguiente manera:

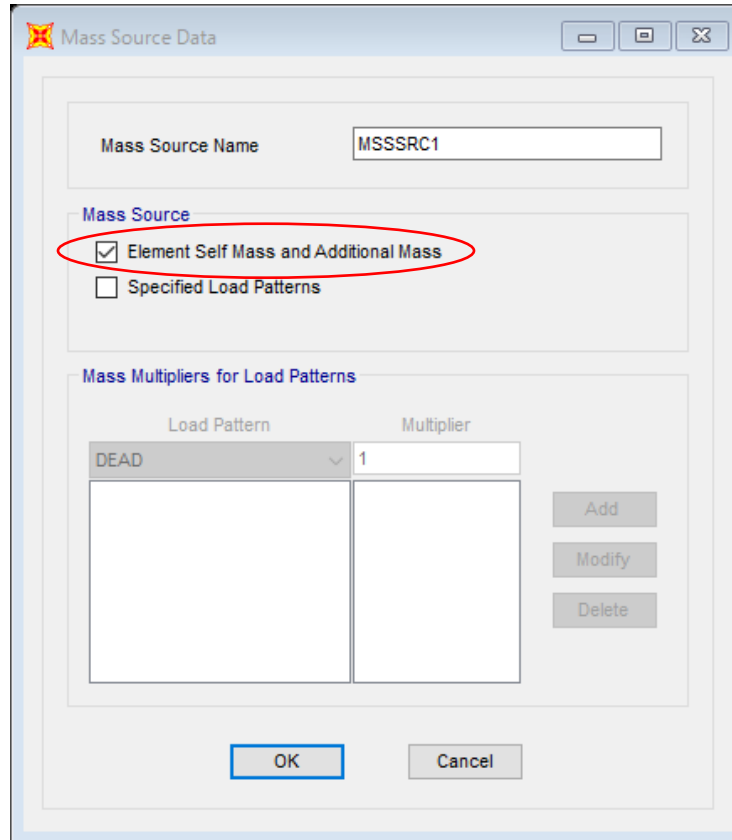


Figura 5. Carga muerta calculada por el programa

B) Carga Viva:

Para la carga viva se asumió el valor determinado por la norma NSR-10 en el título B en la tabla B.4.2.1-1

Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000

Se asigna la carga a los muros de acuerdo a la siguiente formula:

$$ql = Q * Ka$$

Siendo:

$Q = 5.0 \text{ Kn/m}^2$ de acuerdo a tabla B.4.2.1-1

K_a = coeficiente de empuje activo del suelo de acuerdo a estudio geotécnico

$$K_a = \frac{1 - \sin(30^\circ)}{1 + \sin(30^\circ)} = 0.33$$

$$q_l = Q * K_a = 5.00 \text{ Kn/m}^2 * 0.33 = 1.66 \text{ Kn/m}^2$$

Para las losas superiores se añade un valor de 1.80 Kn/m^2

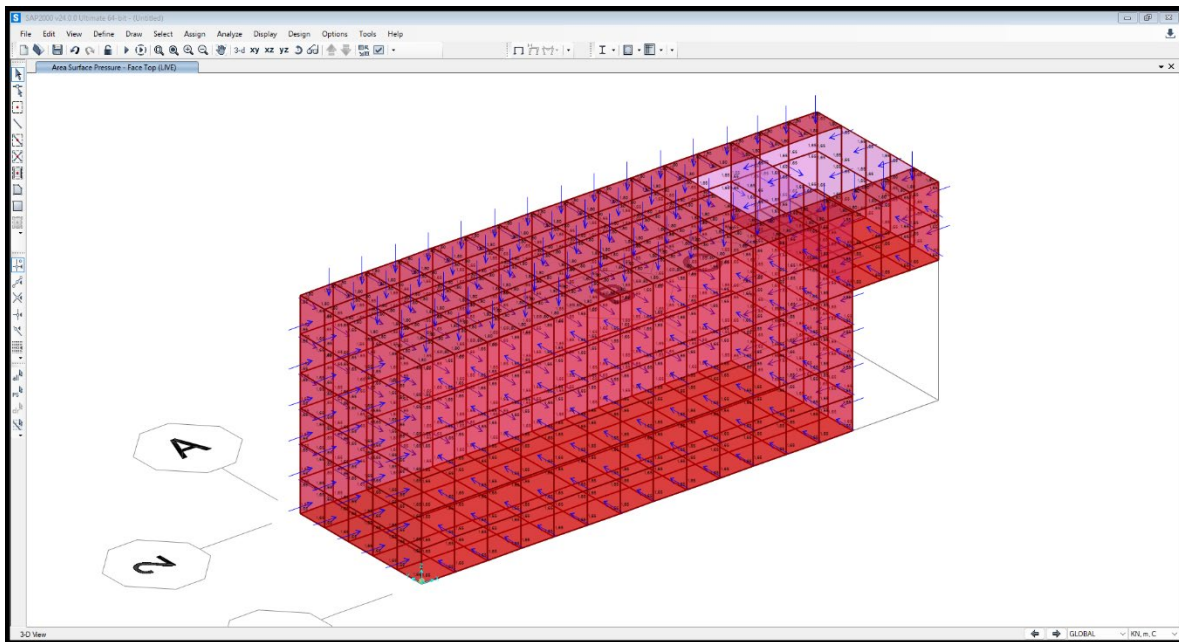


Figura 6. Asignación de carga viva en SAP 2000

C) Presión del Suelo:

De acuerdo al diseño hidráulico la estructura se encuentra enterrada una profundidad de 2.80m. Por lo tanto, es necesario calcular la presión ejercida por el suelo sobre la estructura y este valor se debe asignar al modelo; para calcular la presión que ejerce el suelo sobre la estructura se utiliza la siguiente ecuación:

$$P = \gamma * h * K_a$$

Siendo:

P = presión en el punto calculado

H= profundidad del suelo

Ka= coeficiente de empuje del suelo (0.33 en este caso)

Para poder aplicar esta fuerza en el programa SAP 2000 es necesario hallar los valores de esta ecuación

$$Cz + D = P$$

Z= altura medida desde la parte más baja del muro

P= presión lateral en ese punto

Los valores de C y D dieron -5.94 y 16.63 respectivamente

Luego de asignar la carga por presión del suelo, este se ve en el modelo de la siguiente manera:

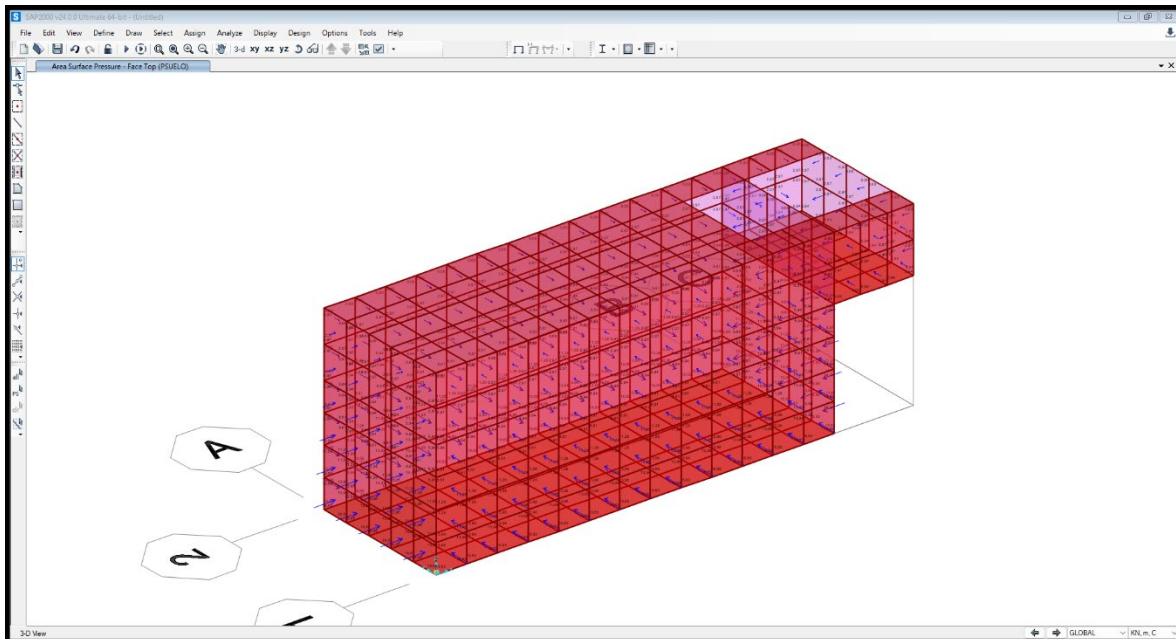


Figura 7. Presión del suelo sobre los muros de la estructura

D) Peso del Agua:

El peso del agua se calculó para la carga de servicio en la cual se supone que la estructura estará llena hasta el límite permitido, esto para conocer cuál es el valor máximo del peso que ejercerá este sobre el suelo.

El peso del agua se calculó con la siguiente ecuación:

$$W = \gamma * h = \frac{10 \text{ KN}}{\text{m}^3} * 2.00 \text{ m} = \frac{20.00 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

W= Peso del agua

Y= peso específico del agua (10 Kn/m³ en este caso)

H= altura de la columna de agua

Este valor se añadió al programa de la siguiente forma:

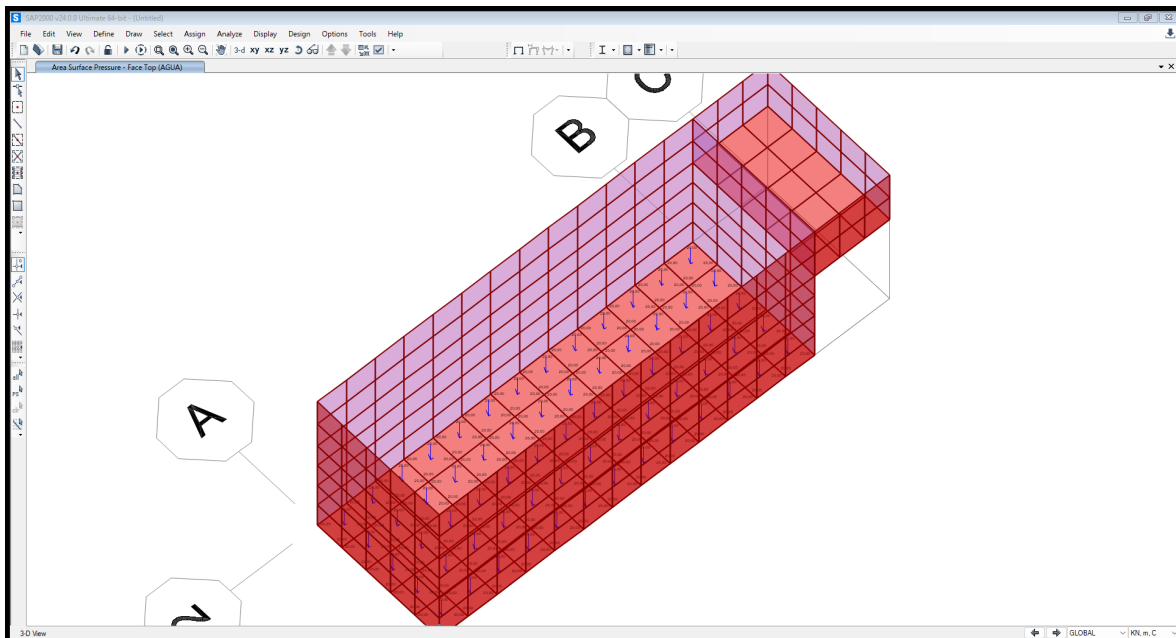


Figura 8. Peso del agua en la estructura

E) Fuerza Sísmica por Oleaje:

De acuerdo a la teoría expuesta en el numeral **1.2** de este documento, los cálculos quedaron de la siguiente manera:

CALCULOS

Dimensiones

largo del tanque (L)	6,00	m
ancho del tanque (b)	2,00	m
espesor del muro (tw)	0,25	m



profundidad del agua (HL)	2,00	m
densidad del agua (YL)	10,00	Kn/m ³
espesor del techo (Tr)	0,25	m
altura interna del muro (Hw)	2,50	m
densidad del concreto (Yc)	24	Kn/m ³
resistencia del concreto (f'c)	28	Mpa
gravedad (g)	9,81	m/s ²

elasticidad del concreto (Ec)	24870	Mpa
factor de importancia	1,50	

factor de modificación de respuesta	
componente convectivo (Rc)	1
componente impulsivo (Ri)	3

Pesos

peso del líquido (WL)	240	Kn
-----------------------	-----	----

peso impulsivo (Wi)	91,36	Kn
---------------------	-------	----

peso convectivo (Wc)	148,85	Kn
----------------------	--------	----

peso de muros (Ww)	240	Kn
--------------------	-----	----

peso del techo (Wr)	72	Kn
---------------------	----	----

peso del fondo (Wt)	72	Kn
---------------------	----	----

peso total	437,76	Kn
------------	--------	----

Masa y alturas

L/HL	3,00
HL/L	0,33

altura impulsiva (hi)	0,75	m
-----------------------	------	---

altura convectiva (hc)	1,08	m
------------------------	------	---

masa de depósitos (mw)	1529,05	Kg/m2
------------------------	---------	-------

masa impulsiva del líquido (mi)	2328,26	Kg/m2
---------------------------------	---------	-------

masa total (m)	3857,32	Kg/m2
----------------	---------	-------

altura del centroide de la masa total (h)	0,95	m
---	------	---

Periodos

rigidez a la flexión (k)	113955404,6	Kg/m
--------------------------	-------------	------

landa (λ)	4,93	-
---------------------	------	---

periodo impulsivo (Ti)	0,04	s
------------------------	------	---

periodo convectivo (Tc)	3,12	s
-------------------------	------	---

Aa	0,15	-
Av	0,15	-
Ss	0,56	-
S1	0,27	-

Fa	1,40	-
Fv	1,80	-

Sms	0,788	-
-----	-------	---

Sm1	0,486	-
-----	-------	---

Sds	0,525	-
-----	-------	---

Sd1	0,324	-
-----	-------	---

Ts	0,617	-
----	-------	---

Ci	0,525	-
----	-------	---

Cc	0,129	-
----	-------	---

Fuerzas

Pi	23,98	Kn
----	-------	----

Pc	28,83	Kn
----	-------	----

ϵ	0,58	-
------------	------	---

ϵ diseño	0,58	-
-------------------	------	---

Pw	36,82	Kn
----	-------	----

Pr	18,90	Kn
----	-------	----

Cortante basal (v)	84,76	Kn
--------------------	-------	----

Piy	10,49	Kn/m ²
-----	-------	-------------------

Y min	0	m
-------	---	---

Piy	1,50	Kn/m ²
-----	------	-------------------

Y max	2	m
-------	---	---

Pcy	5,41	Kn/m ²
-----	------	-------------------

Y min	0	m
-------	---	---

Pcy	9,01	Kn/m ²
-----	------	-------------------

Y max	2	m
-------	---	---

Pw	3,68	Kn/m ²
----	------	-------------------

Fuerza hidrodinámica por aceleración vertical

Y por aceleración vertical	1,05	Kn/m ³
----------------------------	------	-------------------

Altura de ola

Tco	2,79	s
-----	------	---

g	9,81	m/s ²
---	------	------------------

Di o Li	6,00	m
---------	------	---

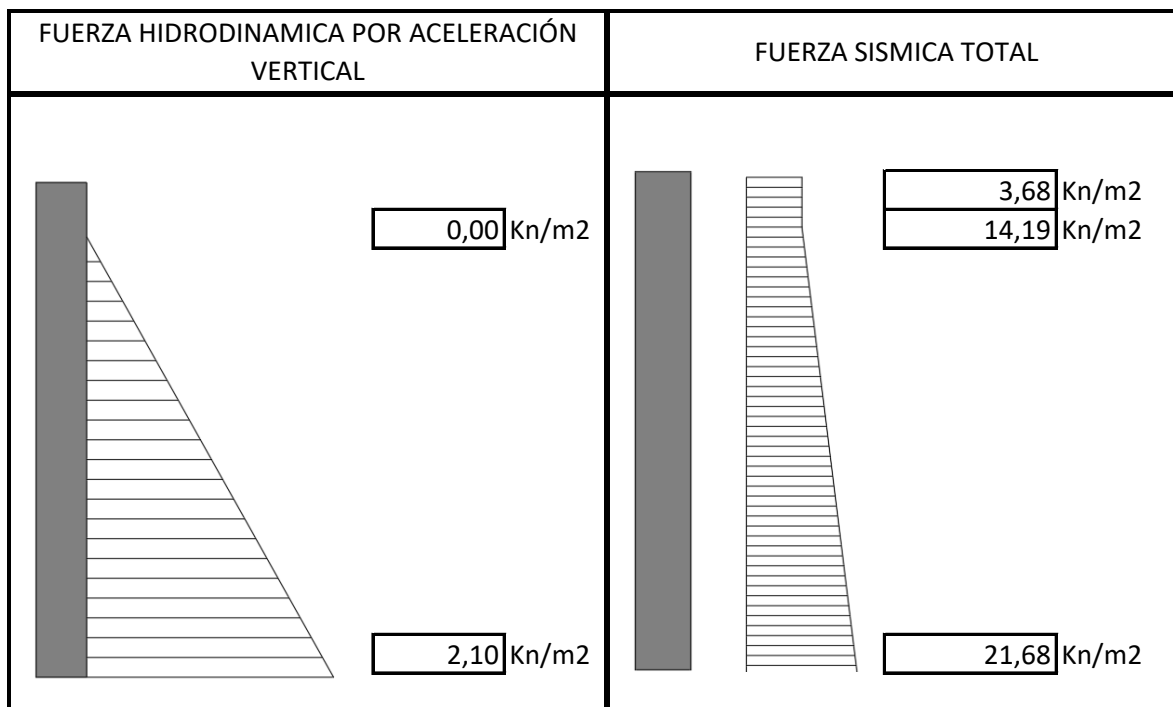
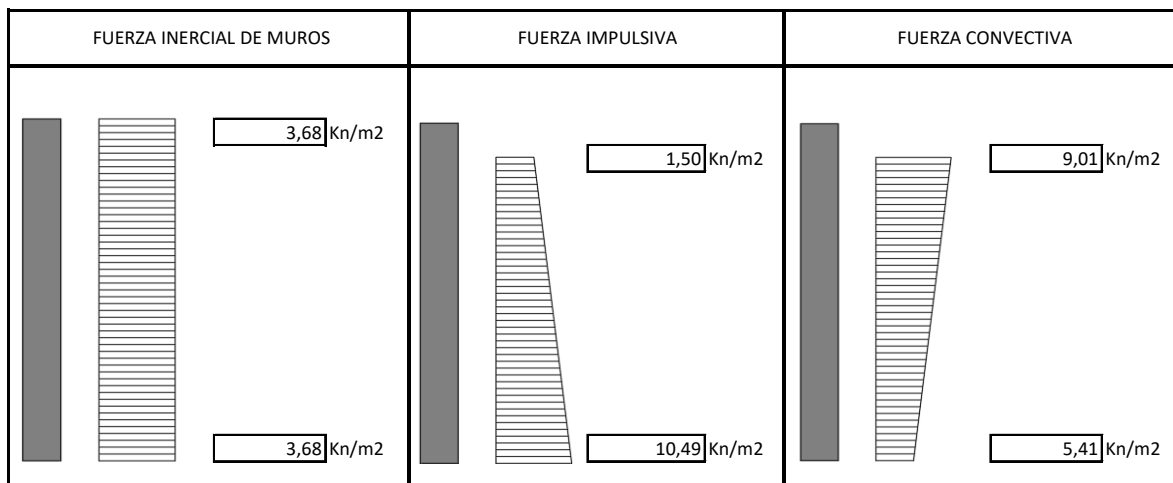
Hi	2,00	m
----	------	---

I	1,00	-
---	------	---



TI	0,79	s
Aa	0,15	-
Fa	1,40	-
Av	0,15	-
Fv	1,80	-
S aco	0,05	s

δs	0,12	m
------------	------	---



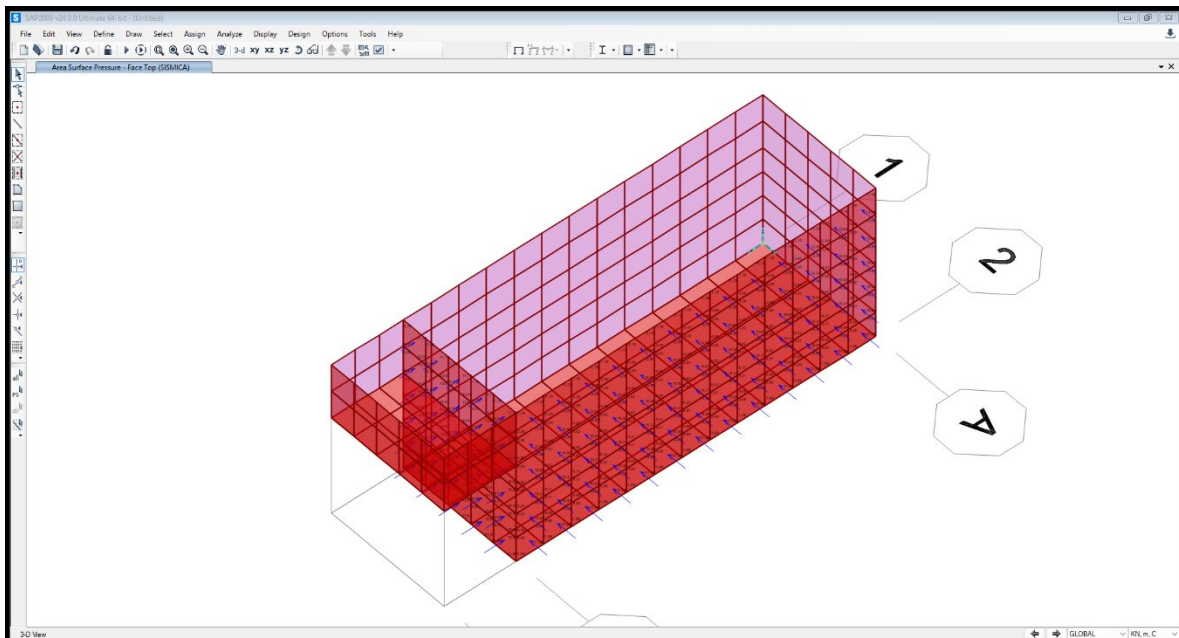
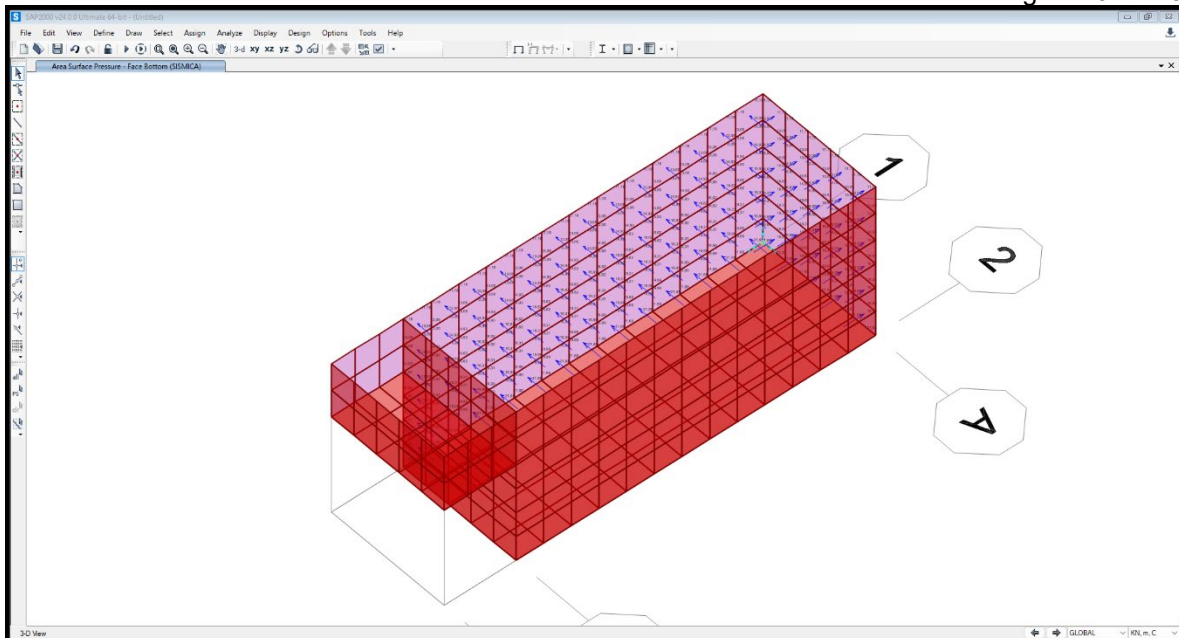


Figura 9. Fuerzas sísmicas por oleaje

2.1.2 Coeficiente de balasto

De acuerdo al estudio geotécnico el coeficiente de balasto es de **5 Kg/cm³** es decir **49050 Kn/m³**

Este valor se añadió al programa de la siguiente forma, tanto para el eje vertical como para los ejes paralelos en dirección X y Y



Este valor nos servirá para calcular la presión máxima que ejerce la estructura sobre el suelo.

S Assign Springs to Area Object Face

Spring Type

- ☒ Simple
 - Spring Stiffness per Unit Area: 49050 kN/m/m²
 - Simple Spring Resists: Compression Only
- ☐ Link Property
 - + []
 - Local 2 Axis Angle from Default Orientation: []

Spring Location (Area Object Face)

- Area Object Face: Bottom
- Area Object Edge Number: []

Spring Tension Direction

- ☐ Parallel to Area Object Local Axis []
- ☒ Normal to Specified Area Object Face
 - Inward
- ☐ User Specified Direction Vector
 - Coordinate System: []
 - Local 1 Component: []
 - Local 2 Component: []
 - Local 3 Component: []

Options

- ☐ Add to Existing Springs
- ☒ Replace Existing Springs
- ☐ Delete Existing Springs

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Figura 10. Asignación de coeficiente de balasto

2.1.3 Combinaciones de Carga

Estas combinaciones de resistencia están basadas en las establecidas por el capítulo B.2.4.2 del título B de la norma NSR-10. El propósito de las combinaciones de carga es mayorar las cargas actuantes sobre la estructura para que esto sirva como factor de seguridad y simular un sismo.

Las combinaciones de carga utilizadas fueron las siguientes:

B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS — El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

1.4D	(B.2.4-1)
$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(B.2.4-3)
$1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D + 1.0E + 1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D + 1.0W$	(B.2.4-6)
$0.9D + 1.0E$	(B.2.4-7)

B.2.4.2.5 — Cargas de fluidos

Cuando **F** esté presente, debe incluirse con el mismo factor de carga de **D** en las ecuaciones (B.2.4-1) a (B.2.4-5) y en la ecuación (B.2.4-7).

B.2.4.2.6 — Empuje lateral del suelo

Cuando **H** esté presente, se debe incluir en las combinaciones de carga los factores de carga que se ajusten a lo indicado en (a), (b), o (c):

- (a) cuando **H** actúe solo o incremente el efecto de otras cargas, debe incluirse con un factor de carga de 1.6,
- (b) cuando el efecto de **H** es permanente y contrarresta el efecto de otras cargas, debe incluirse con un factor de carga de 0.9,
- (c) cuando el efecto de **H** no es permanente, pero cuando está presente contrarresta el efecto de otras cargas, no se debe incluir **H**.

De acuerdo a lo establecido en decreto 092 de 2011 el cual modifica las combinaciones de carga del título B, las combinaciones de carga quedarían de la siguiente manera:

COMBINACIONES DE CARGA
1.4D+1.4F
1.2D+1.2F+1.6L+0.9H
1.2D+1.2F+L
1.2D+1.2F+E+L
0.9D+1.6H
0.9D+0.9F+E+1.6H

Siendo:

D= carga muerta

L= carga viva

F= Presión y peso de fluidos

H= Fuerzas por empuje lateral del suelo y nivel freático

E= fuerzas sísmicas

También es necesario añadir combinaciones de servicio para corroborar que la capacidad del suelo no será excedida

$$D + F \quad (B.2.3-1)$$

$$D + H + F + L + T \quad (B.2.3-2)$$

$$D + H + F + (L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-3)$$

$$D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-4)$$

$$D + H + F + W \quad (B.2.3-5)$$

$$D + H + F + 0.7E \quad (B.2.3-6)$$

$$D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-7)$$

$$D + H + F + 0.75(0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \quad (B.2.3-8)$$

$$0.6D + W + H \quad (B.2.3-9)$$

$$0.6D + 0.7E + H \quad (B.2.3-10)$$

Las combinaciones de servicio quedan de la siguiente manera:

COMBINACIONES DE SERVICIO
D+F
D+H+F+L
D+H+F+0.7E
D+H+F+0.75(0.7E)+0.75L
0.6D+H
0.6D+E+H

2.1.4 Cálculo del Coeficiente de Durabilidad Ambiental

El factor de durabilidad ambiental permite obtener una respuesta adecuada para estructuras ambientales, en las cuales la fisuración es el parámetro más importante para el diseño y posterior vida útil de la estructura. Su análisis se realiza teniendo en cuenta que los esfuerzos de estas estructuras, usando los requisitos de los códigos de edificios convencionales, son mayores que lo deseado durante su servicio.

La carga de diseño o carga mayorada, debe ser multiplicada por el factor de durabilidad ambiental (S_d) según lo indica la norma NSR-10 en el título C capítulo CR.23-CR9.2

$$S_d = \frac{\phi * F_y}{\gamma * F_s}$$

F_s = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, MPa, Capítulos C.10, C.18

F_y = resistencia a la fluencia del acero

γ = (carga mayorada/carga no mayorada)

$\phi=0.90$

F_s= 140 Mpa

REGLAMENTO

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1.0 \quad (C.23-1)$$

donde $\gamma = \frac{\text{carga mayorada}}{\text{carga no mayorada}}$

y donde f_s es el esfuerzo permisible de tracción en el refuerzo que se da más adelante.

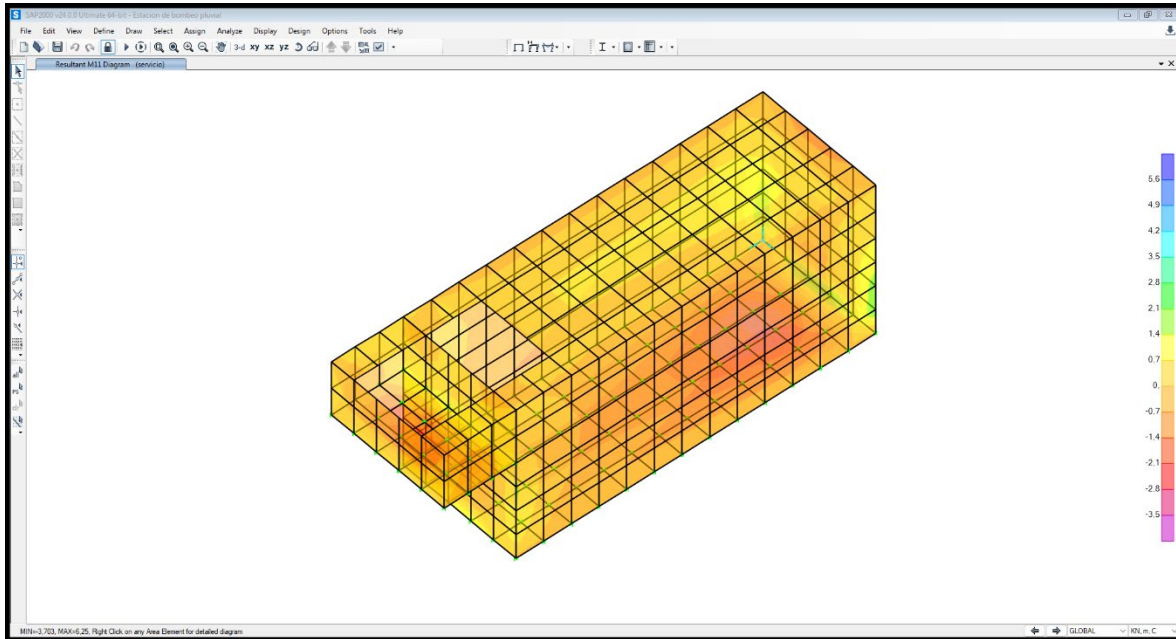
- (a) En el caso de diseño a cortante este coeficiente S_d se aplica únicamente a la porción de la resistencia a cortante que es llevada por el refuerzo a cortante.
- (b) El coeficiente de durabilidad no debe utilizarse en diseños que utilicen cargas de servicio o esfuerzos admisibles.
- (c) No se requiere el uso del coeficiente de durabilidad ambiental S_d en combinaciones de carga que incluyan fuerzas sísmicas E .

Este valor se multiplica por las combinaciones de carga excluyendo las combinaciones de servicio y las que contienen fuerzas sísmicas.

Para el factor f_s se utiliza el establecido por la norma en el título C Literal C.23-C.9.2.6.2 el cual permite utilizar un valor de 140 MPa

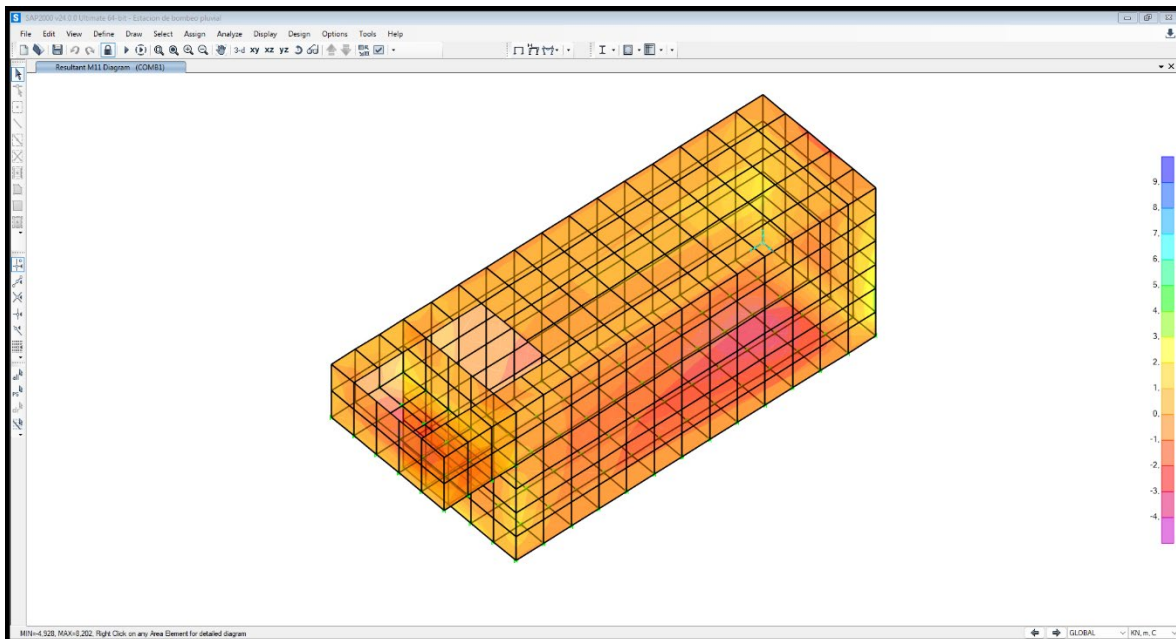
Se extraen los valores de momento último y momentos de servicio para cada combinación de carga:

Combinación de servicio:



Momento máximo de servicio: 5.60 Kn*m

Combinación 1.4D+1.4F:



Momento ultimo: 9.00 Kn*m

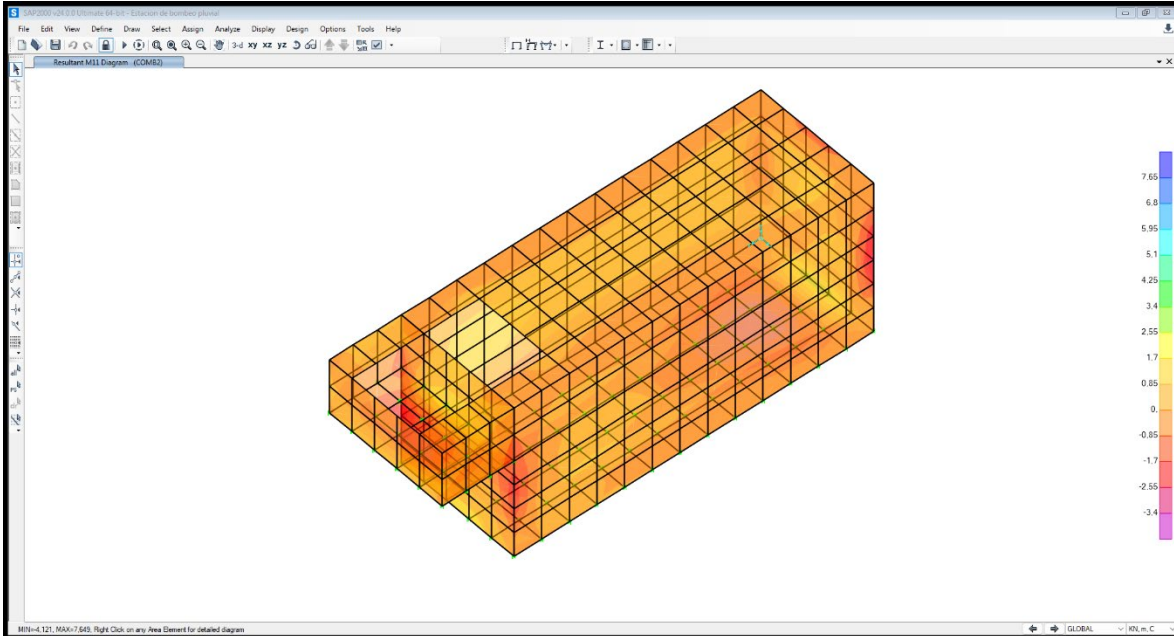
$$\gamma = \frac{9.00}{5.60} = 1.61$$

$$S_d = \frac{\phi * F_y}{\gamma * F_s} = \frac{0.9 * 420}{1.61 * 140} = 1.68$$

Entonces la combinación de carga queda de la siguiente manera:

$$U = 1.68(1.4D + 1.4F)$$

Combinación 1.2D+1.6L+1.2F+0.9H:



Momento ultimo: 7.65 Kn*m

$$\gamma = \frac{7.65}{5.60} = 1.37$$

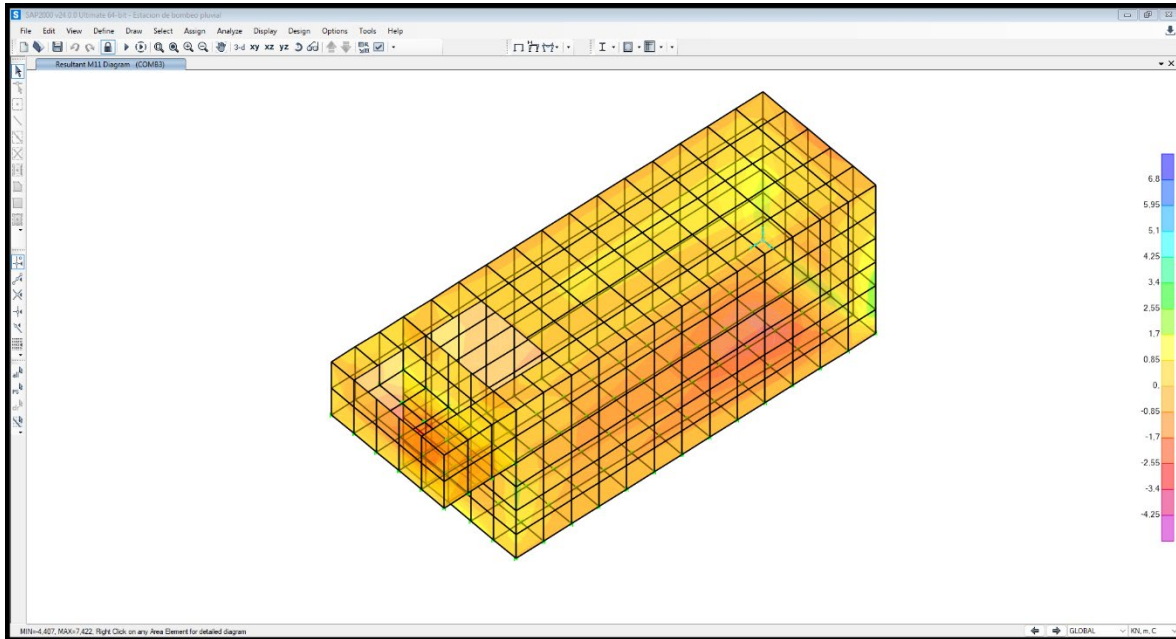
$$S_d = \frac{\phi * F_y}{\gamma * F_s} = \frac{0.9 * 420}{1.37 * 140} = 1.98$$

Entonces la combinación de carga queda de la siguiente manera:

$$U = 1.98(1.2D + 1.6L + 1.2F + 0.9H)$$



Combinación 1.2D+1.2F+L:



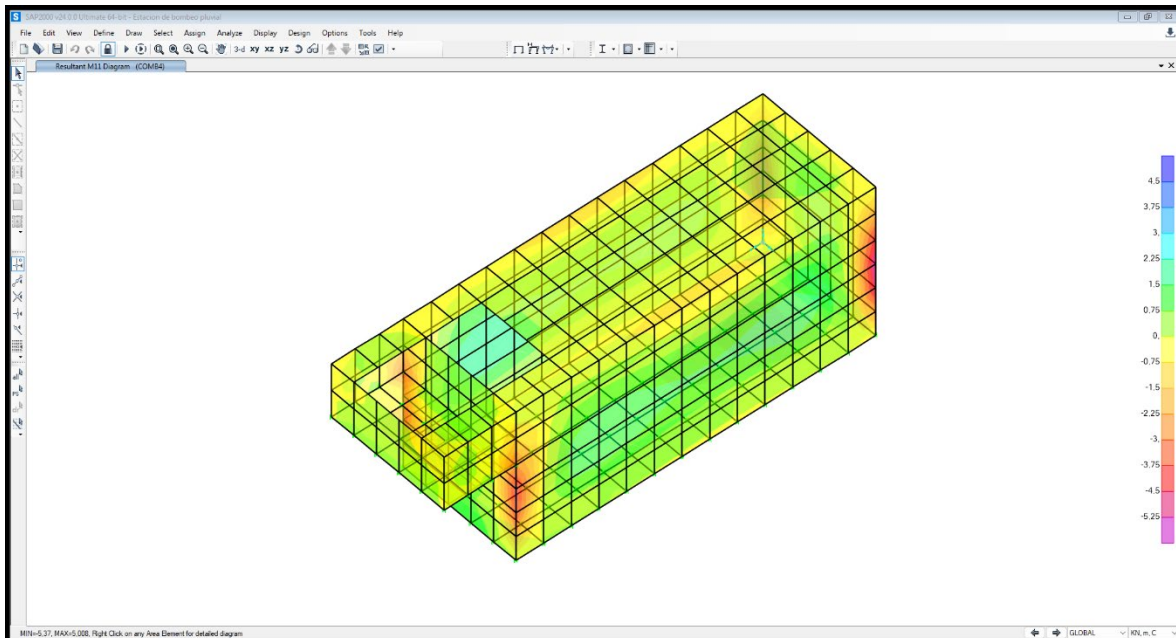
Momento ultimo: 6.80 Kn*m

$$\gamma = \frac{6.80}{5.60} = 1.21 \quad Sd = \frac{\phi * Fy}{\gamma * Fs} = \frac{0.9 * 420}{1.21 * 140} = 2.22$$

Entonces la combinación de carga queda de la siguiente manera:

$$U = 2.22(1.2D + 1.2F + L)$$

Combinación 0.9D+1.6H:



Momento ultimo: 5.25 Kn*m

$$\gamma = \frac{5.25}{5.60} = 0.94$$

$$Sd = \frac{\phi * Fy}{\gamma * Fs} = \frac{0.9 * 420}{0.94 * 140} = 2.88$$

Entonces la combinación de carga queda de la siguiente manera:

$$U = 2.88(0.9D + 1.6H)$$

2.2 Diseño estructural

2.2.1 Presión de estructura sobre el suelo

Para el diseño estructural primeramente se corroboró que la presión del suelo no sea excedida. De acuerdo al estudio geotécnico la capacidad admisible del suelo es de **350 Kn/m2**

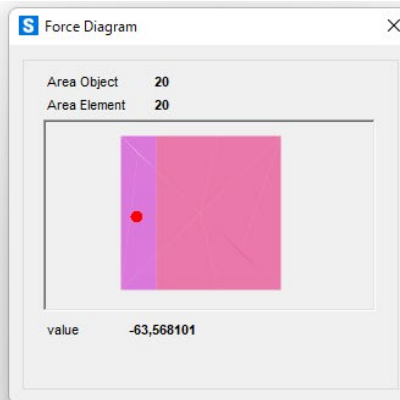


Figura 11. Carga máxima de estructura sobre el suelo

La carga máxima de la estructura sobre el suelo de acuerdo al modelo es de 63.56 Kn/m² es decir que este no sobrepasa a la capacidad admisible del terreno

2.2.2 Diseño de acero para muros y losas

Para el diseño de acero para placas y muros se utilizará el método de momento último (**DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Arthur H. Nilson. Ed Mc Graw Hill; ecuación 3.20a**) el cual es un método óptimo para el cálculo del área de acero. En base a los diagramas de cortante y momento es que se procederá a hacer el despiece de acero de cada placa con las siguientes formulas:

$$Mu = \phi * \rho * fy * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{fy}{f'c}\right) * b * d^2$$

Siendo:

Mu= momento último

$\phi = 0.90$ en este caso

ρ = cuantía de acero

fy= factor de fluencia de acero

f'c= factor de compresibilidad de concreto

b= 1 metro

d= altura efectiva

Para el cálculo de acero para estribos se utilizan las siguientes formulas:

$$\Phi_{vn} = \Phi_{vc} + \Phi_{vs}$$

Siendo:

Φ_{vn} = cortante máximo

Φ_{vc} = cortante soportado por el concreto

Φ_{vs} = cortante soportado por el acero

$$\phi_{vc} = \phi * 0.17 * \sqrt{f'c} * b * d * 1000$$

$\phi = 0.75$ en este caso

$$\phi_{vs} = \phi * 2 * Av * fy * \frac{d}{sep}$$

$\Phi=0.75$ en este caso

A_v = área de varilla

F_y = factor de fluencia del acero

d = altura efectiva

sep = separación entre varillas

$$\Phi_{vs} = \Phi_{vn} - \Phi_{vc}$$

Se halla el Φ_{vs} haciendo la resta de los otros valores para posteriormente calcular la separación.

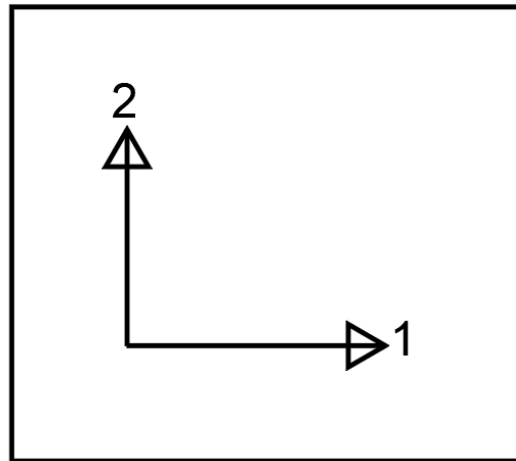
Se debe calcular la cuantía mínima y máxima con las siguientes ecuaciones:

$$cuantia\ minima = \frac{1.4}{f_y} = 0.00333$$

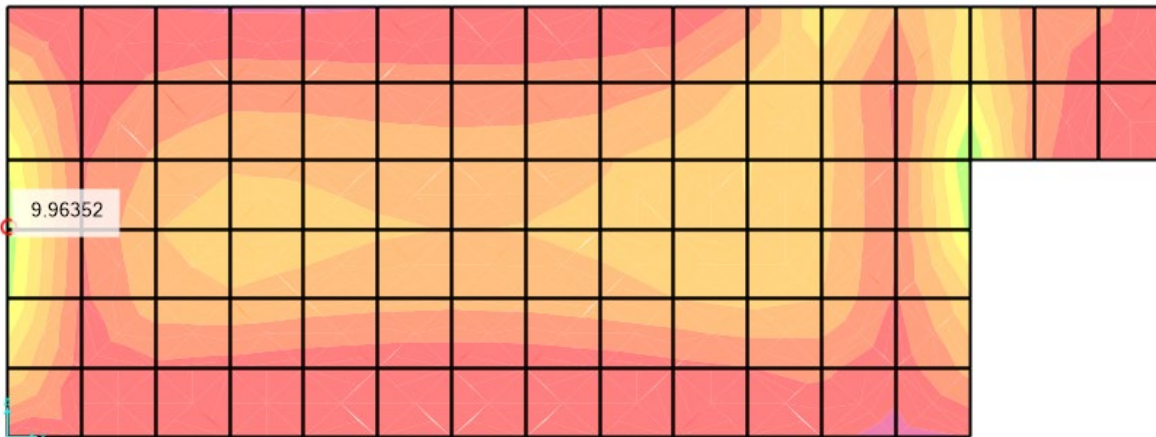
$$cuantia\ balanceada = \frac{f'_c}{f_y} * K1 * \beta1 * \left(\frac{\epsilon_{uc}}{\epsilon_{uc} + \frac{f_y}{E_s}} \right) = 0.02125$$

Siendo $E_s = 210$ giga-páscales

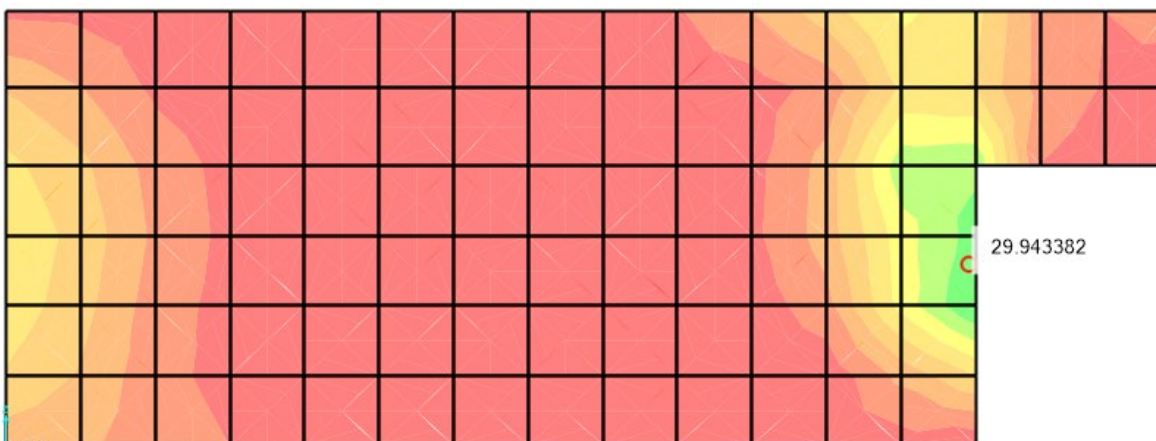
Primero se extrajeron los diagramas de cortante y momento de la **envolvente de las combinaciones**, obtenidos gracias a la modelación estructural realizada en SAP 2000; este programa arroja los momentos y cortantes en la dirección 1-1 y 2-2 de acuerdo al siguiente esquema:



Muros:



Momentos en sentido 1-1, valor máximo encontrado 9.96 Kn*m



Cortantes en sentido 1-3, valor máximo encontrado 29.94 Kn

ρ	0,000735
Φ	0,9
F_y	420000
f'_c	28000
b	1,00
d	0,19
M_u	9,96 Kn*m
A_1	0,992942
A_2	0,993495
resta	-0,00055
ρ mínima	0,0033
ρ diseño	0,0033



Φ	0,75
Vc	128,19

Vn	29,94	Kn
Vs	-98,25	

Acero a flexión

As flexión	627,00	mm ²
Var utilizada	4	-
Área Varilla	126,68	mm ²
Sep (cm)	21	cm

#	Área (m ²)	Área (mm ²)
3	0,0000713	71,26
4	0,0001267	126,68
5	0,0001979	197,93
6	0,0002850	285,02
7	0,0003879	387,95
8	0,0005067	506,71
9	0,0006413	641,30

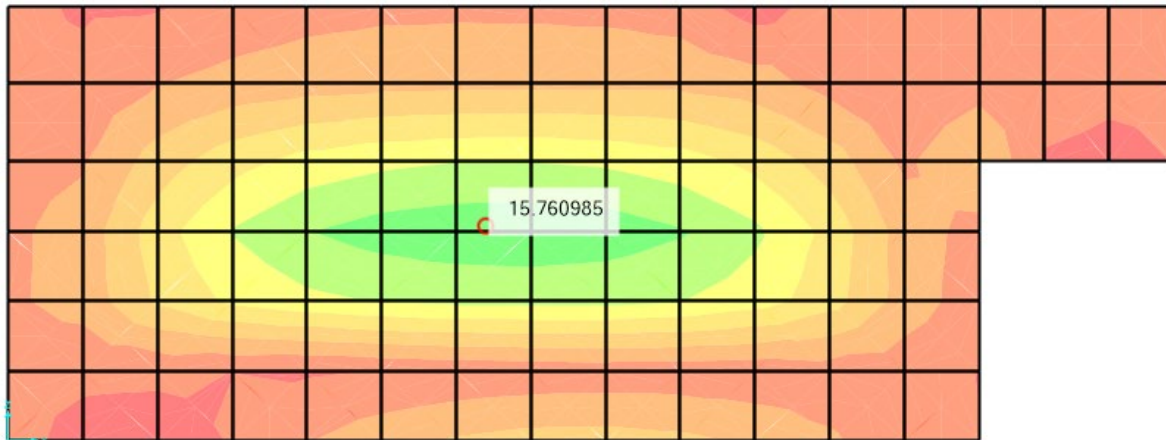
Sep diseño	20	cm
------------	----	----

Acero a cortante

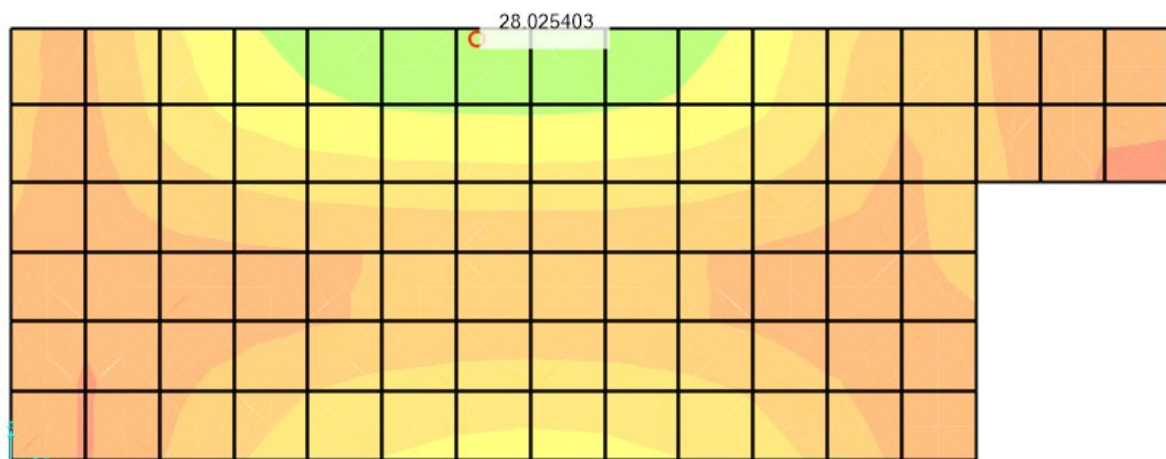
Var utilizada	3	
Área Varilla	0,0000713	mm ²
Sep (cm)	-8,68	cm

Para los muros en sentido 1-1 se necesitan varillas de $\emptyset$ 1/2" @20cm

Para el cortante no es necesario tener refuerzo pues este es abastecido completamente por el concreto (tener en cuenta que el refuerzo a flexión en el otro sentido cubre con el refuerzo mínimo por cortante)



Momentos en sentido 2-2, valor máximo encontrado 15.76 Kn*m



Cortantes en sentido 2-3, valor máximo encontrado 28.02 Kn

ρ	0,001166
Φ	0,9
Fy	420000
f'c	28000
b	1,00
d	0,19
Mu	15,76
A1	0,990166
A2	0,989677
resta	0,00049
ρ mínima	0,0033
ρ diseño	0,0033

Kn*m

Φ	0,75
Vc	128,19

Vn	28,02	Kn
Vs	-100,17	

Acero a flexión

As flexión	627,00	mm ²
Var utilizada	4	-
Área Varilla	126,68	mm ²
Sep (cm)	21	cm

#	Área (m ²)	Área (mm ²)
3	0,0000713	71,26
4	0,0001267	126,68
5	0,0001979	197,93
6	0,0002850	285,02
7	0,0003879	387,95
8	0,0005067	506,71
9	0,0006413	641,30

Sep diseño	20	cm
------------	----	----

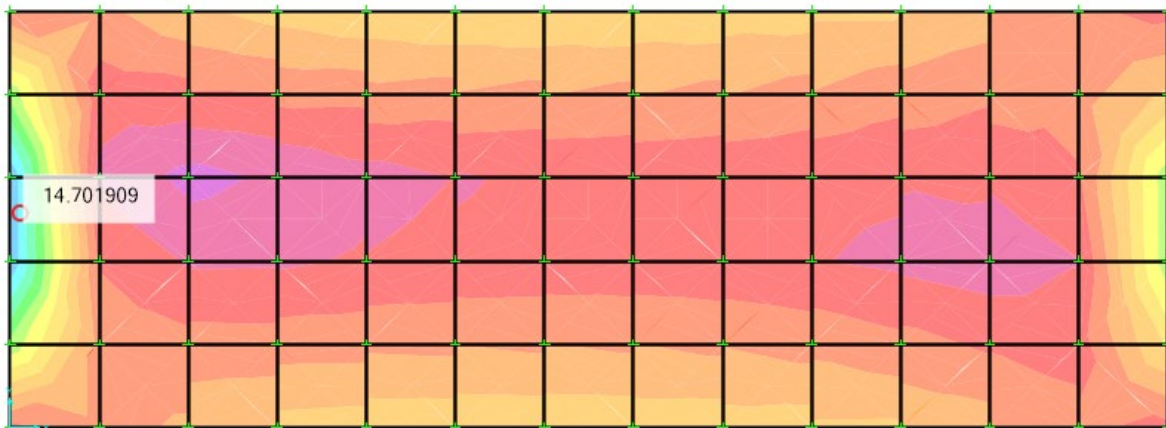
Acero a cortante

Var utilizada	3	
Área Varilla	0,0000713	mm ²

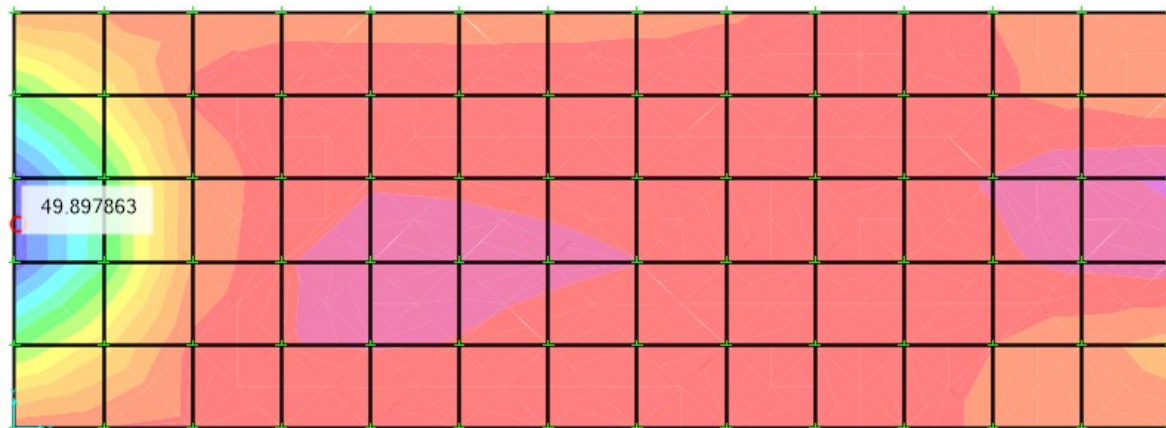
Para los muros en sentido 2-2 se necesitan varillas de $\emptyset 1/2''$ @20cm

Para el cortante no es necesario tener refuerzo pues este es abastecido completamente por el concreto (tener en cuenta que el refuerzo a flexión en el otro sentido cubre con el refuerzo mínimo por cortante)

Losas:



Momentos en sentido 1-1, valor máximo encontrado 14.70 Kn*m



Cortantes en sentido 1-3, valor máximo encontrado 49.89 Kn

ρ	0,001088
Φ	0,9
Fy	420000
f'c	28000
b	1,00
d	0,19
Mu	14,70
A1	0,990096
A2	0,990371
resta	-0,00028
ρ mínima	0,0033
ρ diseño	0,0033

Kn*m

Φ	0,75
--------	------

Vc	128,19
----	--------

Vn	49,89	Kn
Vs	-78,30	

Acero a flexión

As flexión	627,00	mm ²
Var utilizada	4	-
Área Varilla	126,68	mm ²
Sep (cm)	21	cm

#	Área (m ²)	Área (mm ²)
3	0,0000713	71,26
4	0,0001267	126,68
5	0,0001979	197,93
6	0,0002850	285,02
7	0,0003879	387,95
8	0,0005067	506,71
9	0,0006413	641,30

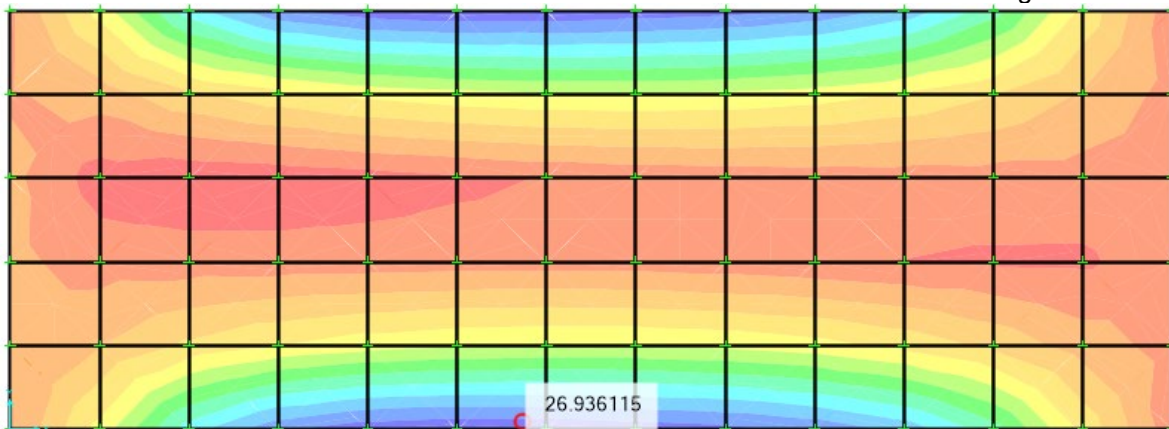
Sep diseño	20	cm
------------	----	----

Acero a cortante

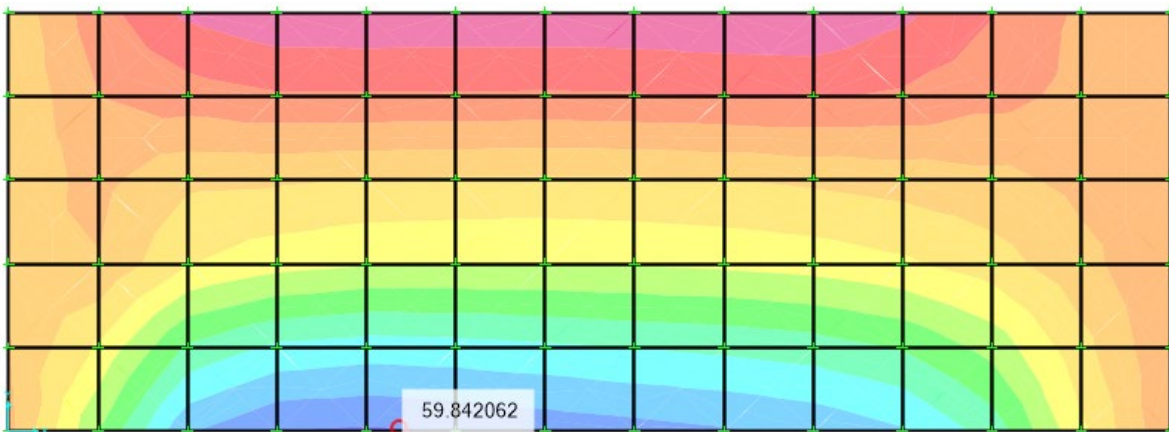
Var utilizada	3	
Área Varilla	0,0000713	mm2
Sep (cm)	-10,89	cm

Para las losas en sentido 1-1 se necesitan varillas de $\varnothing 1/2''$ @20cm

Para el cortante no es necesario tener refuerzo pues este es abastecido completamente por el concreto (tener en cuenta que el refuerzo a flexión en el otro sentido cubre con el refuerzo mínimo por cortante)



Momentos en sentido 2-2, valor máximo encontrado 26.93 Kn*m



Cortantes en sentido 2-3, valor máximo encontrado 59.84 Kn

ρ	0,002213
Φ	0,9
F_y	420000
f'_c	28000
b	1,00
d	0,19
M_u	29,63
A_1	0,980973
A_2	0,980411
resta	0,00056
ρ mínima	0,0033
ρ diseño	0,0033

Kn*m

Φ	0,75
V_c	128,19

Vn	59,84	Kn
Vs	-68,35	

Acero a flexión

As flexión	627,00	mm ²
Var utilizada	4	-
Área Varilla	126,68	mm ²
Sep (cm)	21	cm

#	Área (m ²)	Área (mm ²)
3	0,0000713	71,26
4	0,0001267	126,68
5	0,0001979	197,93
6	0,0002850	285,02
7	0,0003879	387,95
8	0,0005067	506,71
9	0,0006413	641,30

Sep diseño	20	cm
------------	----	----

Acero a cortante

Var utilizada	3	
Área Varilla	0,0000713	mm ²
Sep (cm)	-12,48	cm

Para las losas en sentido 2-2 se necesitan varillas de $\emptyset 1/2''$ @20cm

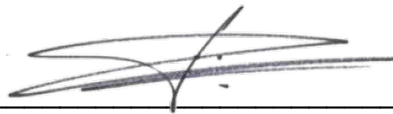
Para el cortante no es necesario tener refuerzo pues este es abastecido completamente por el concreto (tener en cuenta que el refuerzo a flexión en el otro sentido cubre con el refuerzo mínimo por cortante)

BIBLIOGRAFÍA

CÓDIGO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Arthur H. Nilson. Ed Mc Graw Hill

RECOMENDACIONES PARA REQUISITOS SISMICOS DE ESTRUCTURAS DE
DIFERENTES EDIFICACIONES



ONEXIMO HENRY JAIMES PEREZ

Ingeniero Civil

Especialista en estructuras

M.P. No 54202124086 NTS