U.T. UNAP SARAVENA



DISEÑO ESTRUCTURAL

PROYECTO

Construcción de la Unidad de atención primaria y consulta externa del hospital del Sarare E.S.E. municipio de Saravena, departamento de Arauca.

Diciembre de 2022

Contenido

Introducción 5

1. DISEÑO ESTRUCTURAL 6

1.1. NORMATIVA 6

1.2. MATERIALES 6

1.3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 6

1.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 8

1.4.1. Columnas de confinamiento. 9

1.4.2. Vigas de confinamiento o amarre 9

1.5. AVALÚO DE CARGAS 10

1.5.1. Cargas muertas y vivas. 10

1.5.2. Asignación de cargas. 11

1.6. AVALUO DE CARGA SISMICA 12

1.6.1. Espectro elástico de aceleración con fracción de g 12

1.7. COMBINACIONES DE CARGA 13

1.8. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL 15

1.8.1. Verificación de derivas. 15

1.8.2. Periodo fundamental de la edificación 15

1.8.3. Participación de masas. 18

1.8.4. Diseño de cimentación 18

1.8.5. Diseño de placa de contrapiso. 20

1.8.6. Verificación de capacidad portante de la viga. 22

1.8.7. Verificación de muros. 23

1.8.8. Verificación de longitud mínima de muros según e.3.6.4. 25

1.8.9. Verificación de ubicación de muros. 26

1.8.10. Diseño de elementos estructurales vigas y columnas. 27

1.8.11. Diseño de elementos estructurales muros. 28

1.8.12. Diseño de escaleras. 30

1.8.13. Diseño elementos metálicos: 37

2. ANEXOS. 61

Estructura metálica 61

Estructuras de concreto: 63

Vigas de 40x25: 63

Vigas de 50x35: 64

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Localización 8

Ilustración 2 Definición de cargas vivas y muertas en Etabs 11

Ilustración 3.Asignación de carga muerta 11

Ilustración 4. Asignación de carga viva 11

Ilustración 5 Espectro elástico de aceleración 13

Ilustración 6 Espectro generado en el modelo matemático 13

Ilustración 7 Esfuerzos en placa de contrapiso 20

Ilustración 8 especificación bloque Santa Fe. 24

Ilustración 9 Máximo cortante muros. 24

Ilustración 10 distribución de columnas de confinamiento. 27

Ilustración 11.Gráfico de fuerzas cortantes de los elementos 27

Ilustración 12.Gráfico de momentos flectores 28

Ilustración 13 Gráfico de momentos flectores muro. 28

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 tabla e.3.5-1 espesores mínimos nominales para muros estructurales en casas de uno y dos pisos (mm)..... 9

Tabla 2 R_0 de edificación..... 14

Tabla 3 Combinaciones de carga..... 15

Tabla 4 Derivas modulo 1. 15

Tabla 5 Resultado del periodo de la edificación..... 18

Tabla 6 Participación de masas. 18

Introducción

Se dio inicio del proceso de diseños estructural del proyecto con la revisión y verificación en campo del estudio de suelos y validación de las condiciones del terreno, validado esto se procede con los análisis de cargas vivas, muertas, viento y sísmicas que puedan afectar los elementos estructurales.

Posterior a las consideraciones de cargas y efectos sísmicos se procede a modelar en un modelo de elementos finitos cada tipo de elementos con sus condiciones generales (secciones, calidad de materiales, tipos de conexiones e interacciones), se carga cada elemento de acuerdo con su distribución geométrica y su configuración para simular con la mayor exactitud posible el volumétrico resultante, ya con este modelo de elementos finitos cargado se procede con la iteración para validación de aspectos tales como deriva, esfuerzos máximos, cortantes, flectores y demás consideraciones del elemento estructural.

Finalmente se determinan las cuantías de los elementos estructurales tantas vigas, columnas, escaleras, muros y también se validan las secciones metálicas.

1. DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1. NORMATIVA

Para el diseño estructural de la edificación se basó aplicando los parámetros del reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10). El presente documento establece el procedimiento realizado para elaborar el análisis dinámico espectral de una edificación localizada en Saravena- Arauca de acuerdo con la metodología del numeral A5.4.1 de la Norma Sismo Resistente NSR – 10.

1.2. MATERIALES

Concreto: f´c = 21 MPa, (para viguetas aéreas, columnas, zapatas y vigas de cimentación)

Módulo de elasticidad Ec= 4700√21 = 21540 MPa

Acero: fy=420 MPa

Concreto: f´c = 14 MPa, (concreto de limpieza)

1.3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto arquitectónico se encuentra ubicado en el municipio de Saravena, el tercer municipio más poblado del departamento de Arauca, el municipio hace parte de la Orinoquia Colombiana al noroccidente del departamento.

Sus coordenadas geográficas son:

Latitud: 6.95° N. - Longitud: 71.84 West - Altitud: 223 M.

Los límites se describen a continuación:

***Norte**:* República de Venezuela desde la desembocadura del río Bojabá en el río Arauca, hasta la inspección de Puerto Lleras.

Sur: Municipio de Fortul.

Este: Municipios de Arauquita y Fortul.

Oeste: Departamento de Boyacá, sobre la cuenca del río Bojabá.

El predio destinado para La nueva Sede del Unidad de Atención Primaria UNAP del Hospital de Sarare está ubicado en la zona Sur occidental municipio ubicado en el Sector (Antiguo lNCORA) con matrícula inmobiliaria N° 410-57409, ficha catastral N° 01- 02-0152-0001 -000, el predio cuenta con las siguientes colindancias: Norte con predios del municipio de Saravena en 67,00 metros del punto 1 al punto 2, en 14,00 metros del punto 2 al punto 3, en 78,33 metros del punto 3 al punto 4; ESTE con predios del municipio de Saravena en 67,00 metros del punto 4 al punto 5; SUR con predios del municipio de Saravena en 131,42 metros del punto 5 al punto 6; OESTE con predios del municipio de Saravena en 60,00 metros del punto 6 al punto 1 y encierra en su totalidad. Cedido por la administración Municipal a título gratuito destinado a la prestación de servicios de salud de la ESE HOSPITAL DEL SARARE.

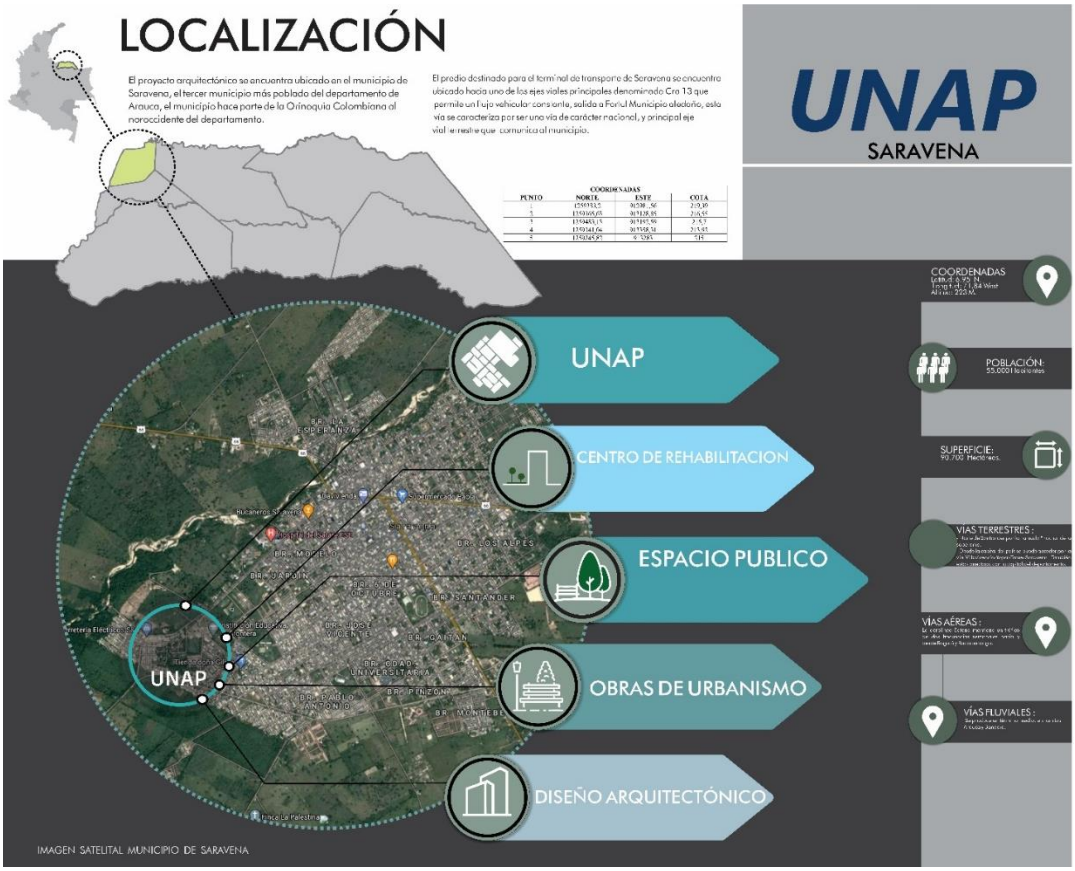


ILUSTRACIÓN 1. LOCALIZACIÓN

Fuente: Propia de la consultoría

1.4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La modelación de las columnetas y viguetas de confinamiento se realizó mediante la modelación de elementos frame en el programa de Etabs V.16, este modelo esta ceñido a la establecido en la NSR 10, titulo E, capitulo E.4.2.1 – Especificaciones Mínimas, con base en estas se definió un espesor mínimo de muro acorde con lo siguiente:

Zona de Amenaza Sísmica	Número de niveles de construcción		
	Un Piso	Dos Pisos	
		1° Nivel	2° Nivel
Alta	110	110	100
Intermedia	100	110	95
Baja	95	110	95

Nota: Para estos espesores mínimos nominales no se deben tener en cuenta los pañetes y acabados

TABLA 1 TABLA E.3.5-1 ESPESORES MÍNIMOS NOMINALES PARA MUROS ESTRUCTURALES EN CASAS DE UNO Y DOS PISOS (MM)

Adicionalmente se estableció las áreas mínimas para columnas de confinamiento y vigas de confinamiento, a continuación, se determina acorde con la NSR las áreas de las secciones mínimas para cada elemento.

1.4.1.Columnas de confinamiento.

E.4.3.2 – DIMENSIONES: La sección transversal de las columnas de amarre debe tener un área no inferior a 20000 mm2 (200cm2), con espesor igual al del muro que confina.

E.4.3 – UBICACIÓN: Deben colocarse columnas de amarre en los extremos de los muros estructurales seleccionados, en las intersecciones con otros muros estructurales y en lugares intermedios a distancias no mayores a 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento o 4 m.

1.4.2.Vigas de confinamiento o amarre

E.4.2.2 DIMENCIONES: El ancho mínimo de las vigas de amarre debe ser igual al espesor del muro, con un área transversal mínima de 20000 mm2 (200cm2). En vigas que requieran enchaparse el ancho especificado puede reducirse hasta 75 mm, siempre y cuando se

incremente su altura, de tal manera que el área transversal no sea inferior a 20000 mm2 (200cm2).

E.4.4.3 – UBICACIÓN: Deben disponerse vigas de amarre formando anillos cerrados en un plano horizontal, entrelazando muros estructurales en las dos direcciones principales para conformar diafragmas con ayuda del entrepiso o la cubierta.

1.5. AVALÚO DE CARGAS

Para el avalúo de las cargas se tiene en cuenta la sección B.3.3. de la NSR 10 referente a las cargas muertas mínimas y para las cargas vivas uniformemente repartidas se establece en la sección B.4.2. de la NSR 10.

1.5.1. Cargas muertas y vivas.

CARGA MUERTA DE PLACA DE CONTRAPISO

Baldosa sobre 25 mm de mortero	Tabla B.3.4.1-3	1.1	KN/m^2
Ductos mecánicos	Tabla B.3.4.1-1	0.2	KN/m^2
Particiones mampostería		2.5	KN/m^2
Pañete en yeso para losa inferior:	Tabla B.3.4.1-1	0.25	KN/m^2
	CM	4.05	KN/m^2

CARGA VIVA QUE SOPORTA LA PLACA DE ENTREPISO

Cuarto privados y corredores	(criterio diseñador)	0.5	KN/m²

CARGA VIVA DE LA CUBIERTA

Cubiertas inclinadas con pendientes menores de 15 grados en estructuras metálicas	Tabla B.4.2.1-2	0.5	KN/m²

CARGA MUERTA QUE SOPORTA LA CUBIERTA

Ductos mecánicos	Tabla B.3.4.1-1	0,2	KN/m²

Entramado metálico suspendido afinado en yeso	Tabla B.3.4.1-1	0,5	KN/m²
Pañete en yeso o concreto	Tabla B.3.4.1-1	0,3	KN/m²
		1	KN/m²

1.5.2.Asignación de cargas.

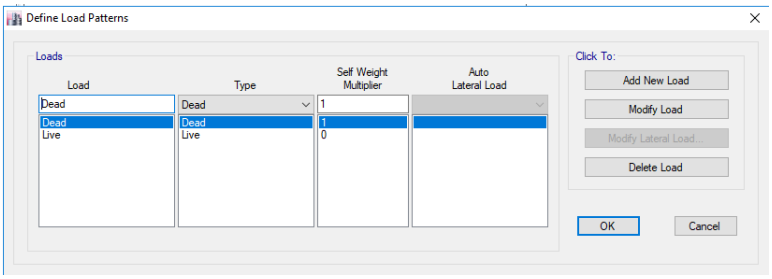


ILUSTRACIÓN 2 DEFINICIÓN DE CARGAS VIVAS Y MUERTAS EN ETABS

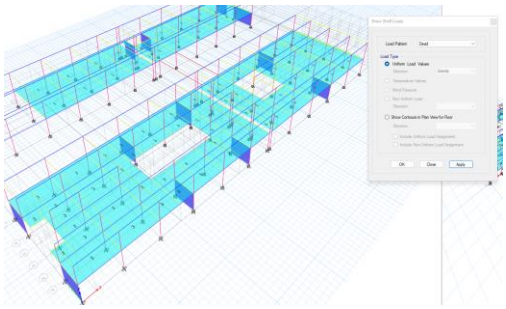


ILUSTRACIÓN 3.ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA

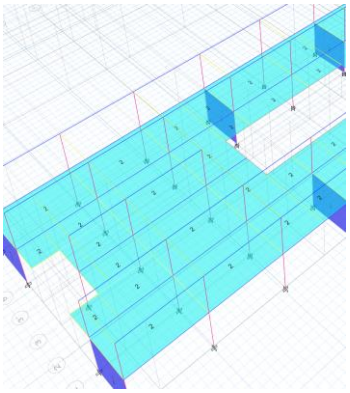


ILUSTRACIÓN 4. ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA

1.6. AVALUO DE CARGA SISMICA

El diseño sísmico de la edificación se realizó mediante un método dinámico el cual consiste en la creación de un espectro elástico de aceleración y la asignación de masas en los niveles de la estructura junto con el diafragma rígido generado por la placa de entrepiso entre el nivel 1 con el 2. Los parámetros para el espectro elástico de aceleración se pueden observar a continuación:

- ✓ **Método de análisis:** ***Dinámico***
- ✓ **Zona de amenaza sísmica:** ***Alta (Apéndice A-4, NSR 10)***
- ✓ **Capacidad de disipación de energía:** **Especial (DES)**
- ✓ **Grupo de Uso:** ***3 (A.2.5. NSR 10)***
- ✓ **Coeficiente de importancia:** ***1.25***
- ✓ **Tipo de Suelo:** **En D**
- ✓ **Aa:** ***0.3 (Estudio de suelos Anexo)***
- ✓ **Av:** ***0.25 (Estudio de suelos Anexo)***
- ✓ **Ae:** ***0.21 (Estudio de suelos Anexo)***
- ✓ **Ad:** ***0.08 (Estudio de suelos Anexo)***
- ✓ **Fa:** ***1.2 (Estudio de suelos Anexo)***
- ✓ **Fv:** ***1.9 (Estudio de suelos Anexo)***

1.6.1. Espectro elástico de aceleración con fracción de g

Haciendo el análisis de zona sísmica, terreno o suelo de cimentación podemos calcular el espectro de elástico de aceleración de diseño como fracción de g Figura A.2.6.1 de la NSR 10.

Se deben determinar Aa, Av, Fa, I, y con estos determinar T0, Tc y Tl se determinaran según los criterios de NSR 10.

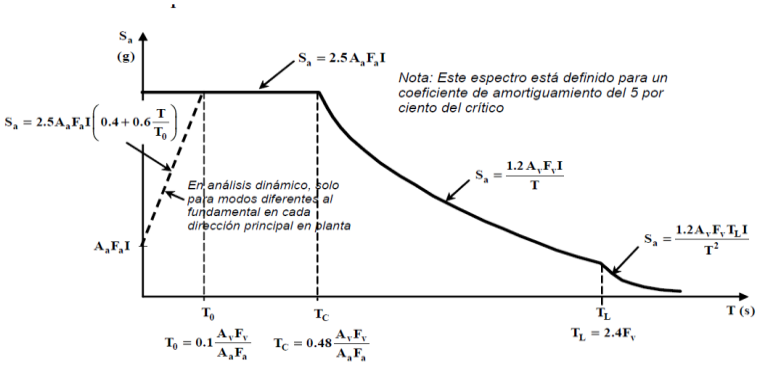


ILUSTRACIÓN 5 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIÓN

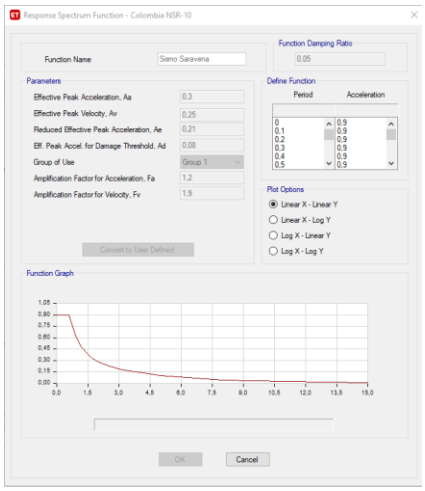


ILUSTRACIÓN 6 ESPECTRO GENERADO EN EL MODELO MATEMÁTICO

1.7. COMBINACIONES DE CARGA

El diseño se basará empleando el método de resistencia (B.2.4.2. NSR 10) Las combinaciones de carga y factores de carga dados en la sección B.2.4.2. deben ser usados en todos los materiales estructurales permitidos por el reglamento de diseño del material, con la excepción de aquellos casos en que el reglamento indique explícitamente que deba realizarse el diseño utilizando el método de los esfuerzos de trabajo.

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.

	Descripción	Valor de f	
PLANTA	DISCONTINUIDADES DEL DIAFRAGMA	Φ_p=	1.00
ALTURA	NINGUNA IRREGULARIDAD	Φ_a=	1.00
REDUNDANCIA	CUMPLE A.3.3.8.	Φ_r=	1.00
		R_0=	2.00
		R=	2.00

TABLA 2 R_0 DE EDIFICACIÓN

El Ro fue calculado teniendo en cuenta la tabla A.3.-3, mientras que la ausencia de redundancia Φr se estableció de acuerdo a los parámetros A,3.3.8 de la NSR 10.

La irregularidad en planta Φp se estableció de acuerdo a la tabla A.3-6 mientras que la irregularidad en altura se estableció de acuerdo a la tabla A.3-7 de la NSR 10.

A) Combinaciones Generales para el Diseño de Elementos (según B.2.4)

										R	2	
Combo 1		**1,4**	**D**									
Combo 2		**1,2**	**D**	**+**		**1,6**	**L**					
Combo 3		**1,2**	**D**	**+**		**1**	**L**					
Combo 4	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**+**		**0,5000**	**SXMOD**	**+**		**0,150**	**SYMOD**	
Combo 5	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**+**		**0,5000**	**SXMOD**	**-**		**0,15**	**SYMOD**	
Combo 6	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**-**		**0,5000**	**SXMOD**	**+**		**0,15**	**SYMOD**	
Combo 7	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**-**		**0,5000**	**SXMOD**	**-**		**0,15**	**SYMOD**	
Combo 8	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**+**		**0,5000**	**SYMOD**	**+**		**0,15**	**SXMOD**	
Combo 9	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**+**		**0,5000**	**SYMOD**	**-**		**0,15**	**SXMOD**	
Combo 10	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**-**		**0,5000**	**SYMOD**	**+**		**0,15**	**SXMOD**	
Combo 11	**1.2D**	**+**	**1.0L**	**-**		**0,5000**	**SYMOD**	**-**		**0,15**	**SXMOD**	
Combo 12	**0.9D**											

Combo 13	**0.9D**	**+**	**0,15**	**SXMOD**	**+**	**0,5000**	**SYMOD**
Combo 14	**0.9D**	**+**	**0,15**	**SXMOD**	**-**	**0,5000**	**SYMOD**
Combo 15	**0.9D**	**-**	**0,15**	**SXMOD**	**+**	**0,5000**	**SYMOD**
Combo 16	**0.9D**	**-**	**0,15**	**SXMOD**	**-**	**0,5000**	**SYMOD**
Combo 17	**0.9D**	**+**	**0,15**	**SYMOD**	**+**	**0,5000**	**SXMOD**
Combo 18	**0.9D**	**+**	**0,15**	**SYMOD**	**-**	**0,5000**	**SXMOD**
Combo 19	**0.9D**	**-**	**0,15**	**SYMOD**	**+**	**0,5000**	**SXMOD**
Combo 20	**0.9D**	**-**	**0,15**	**SYMOD**	**-**	**0,5000**	**SXMOD**

TABLA 3 COMBINACIONES DE CARGA

1.8. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1.8.1.Verificación de derivas.

Las derivas son los desplazamientos laterales que se generarían en la edificación en presencia de un evento sísmico. Teniendo en cuenta la sección A.6.4. de la NSR 10 donde establece que para estos tipos de estructuras las derivas no deben exceder el 1%. A continuación, se relaciona los porcentajes de desplazamiento de los niveles de la estructura.

TABLE: Story Drifts										
Story	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**Step Number**	**Direction**	**Drift**	**Label**	**X**	**Y**	**Z**
								m	m	m
Story2	Sx	LinRespSpec	Max		X	0.6%	88	82.5	10.3	9
Story2	Sy	LinRespSpec	Max		Y	0.7%	84	82.5	20.6	9
Story1	Sx	LinRespSpec	Max		X	0.6%	133	45	0	4.5
Story1	Sy	LinRespSpec	Max		X	0.0%	150	45	20.6	4.5
Story1	Sy	LinRespSpec	Max		Y	0.0%	92	82.5	0	4.5

TABLA 4 DERIVAS MODULO 1.

La edificación cumple con el porcentaje máximo de derivas en cada uno de sus niveles.

1.8.2.Periodo fundamental de la edificación

El valor del periodo fundamental de la edificación, T, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideraciones, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura.

Una alternativa practica para el valor del periodo "T" es ser igual al periodo fundamental aproximado Ta, que obtiene por medio de la ecuación A.4.2.-3 NSR 10.

$Ta = Cth^{\alpha}$

Dónde:

C= Coeficiente obtenido de la tabla A.4.2-1. El cual depende del sistema de resistencia sísmica empleado, el cual son mampostería confinadas resistentes a momentos

H= Altura del edificio

α = Coeficiente obtenido de la tabla A.4.2-1. El cual depende del sistema de resistencia sísmica empleado, el cual son mampostería confinadas resistentes a momentos.

El valor de "T" no puede exceder CuTa, donde Cu se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2 y Ta se calcula de acuerdo con la A.4.2.3.

Cu=se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2:

$$Cu = 1.75 - 1.2AvFv$$

Pero Cu no debe ser menor de 1.2.

Dónde:

Av= Coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.

Fv= coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debida a los efectos de sitio.

Ta=Ct*h^∝

Ta=0,047*〖4,50〗^0,9

Ta=0,181

Cu=1,75-1,2*Av*Fv

Cu=1,75-1,2*0,25*1,9

Cu=1,18

Cu*Ta=1,18*0,181

Cu*ta=0,21

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	1	0.2562	2.731	17.1603	294.4756
Modal	2	0.2422	2.892	18.1694	330.1281
Modal	3	0.2191	3.194	20.0695	402.7849
Modal	4	0.1862	3.756	23.6013	557.0211
Modal	5	0.1211	5.773	36.2704	1315.5393
Modal	6	0.1113	6.278	39.4478	1556.1252
Modal	7	0.1099	6.384	40.1089	1608.7219
Modal	8	0.1029	6.79	42.6627	1820.1056
Modal	9	0.1029	6.795	42.6961	1822.9544
Modal	10	0.0987	7.074	44.4465	1975.4944
Modal	11	0.0952	7.35	46.1793	2132.5281
Modal	12	0.0952	7.364	46.2704	2140.9532

TABLA 5 RESULTADO DEL PERIODO DE LA EDIFICACIÓN.

1.8.3.Participación de masas.

Acorde con la realización y modelaje de la estructura se determina la participación de masas del proyecto, a continuación, se muestran:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.366	0.942	0.000	0.000	0.942	0.000	0.000	0.000	0.196	0.000	0.000	0.196	0.000
Modal	2	0.346	0.000	0.057	0.000	0.942	0.057	0.000	0.264	0.000	0.140	0.264	0.196	0.140
Modal	3	0.313	0.000	0.059	0.000	0.942	0.116	0.000	0.314	0.000	0.100	0.578	0.196	0.240
Modal	4	0.266	0.000	0.000	0.000	0.942	0.116	0.000	0.000	0.000	0.000	0.578	0.196	0.240
Modal	5	0.173	0.000	0.001	0.000	0.942	0.117	0.000	0.000	0.000	0.022	0.579	0.196	0.262
Modal	6	0.159	0.008	0.000	0.000	0.950	0.117	0.000	0.000	0.124	0.000	0.579	0.320	0.262
Modal	7	0.157	0.000	0.079	0.000	0.950	0.196	0.000	0.133	0.000	0.018	0.712	0.320	0.280
Modal	8	0.147	0.027	0.000	0.000	0.977	0.196	0.000	0.000	0.296	0.000	0.712	0.616	0.280
Modal	9	0.147	0.000	0.001	0.000	0.977	0.197	0.000	0.001	0.000	0.000	0.713	0.617	0.280
Modal	10	0.141	0.000	0.000	0.000	0.977	0.197	0.000	0.000	0.003	0.002	0.713	0.619	0.281
Modal	11	0.136	0.009	0.000	0.000	0.986	0.197	0.000	0.000	0.183	0.000	0.713	0.802	0.281
Modal	12	0.136	0.000	0.031	0.000	0.986	0.229	0.000	0.084	0.000	0.032	0.797	0.802	0.314

TABLA 6 PARTICIPACIÓN DE MASAS.

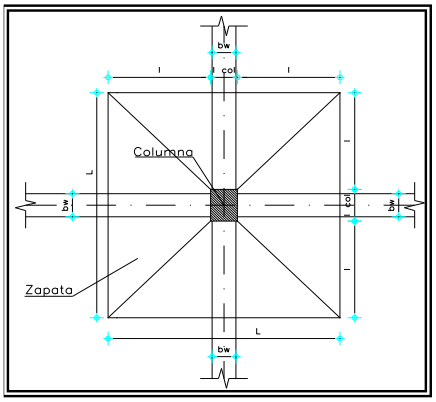
1.8.4.Diseño de cimentación

De acuerdo con las cargas axiales generadas en el modelo estructural de caca uno de los bloques y teniendo en cuenta las características establecidas por el estudio de suelos se diseña la cimentación de las estructuras.

ZAPATA TIPO ZC1

Columna	**b =**	**50**	cm	**f'c =**	**21.0**	MPa	**σ =**	**0.414**	MPa
	t =	**50**	cm	**fy =**	**420.0**	MPa			

PREDIMENSIONAMIENTO



L =	1.500	m		***Cargas***		
lcol =	0.500	m	**Mu=**	**32**	kN*m	
l =	0.500	m	**PS =**	**321.0**	kN	
			Pp (10%) =	32	kN	
			Σ P =	353	kN	

Area necesaria = $\frac{\Sigma P S}{\sigma} = \frac{353.10}{0.414} =$ 0.85 m²

e =	0.10	m			
L =	0.924	m	***Aproximamos =***	**2.50**	**m**

Carga de diseño = $\frac{Pu}{A\ real} = \frac{321.0}{6.250} =$ 0.051 MPa

Esfuerzos			
σmáx=	0.070	MPa	***OK***
σmin=	0.043	MPa	***OK***

DISEÑO DE ZAPATA CONCENTRICA

FLEXIÓN

	M borde de la columna =	9.89	kN*m
Mu =	1,7 * M borde de la columna =	16.81	kN*m

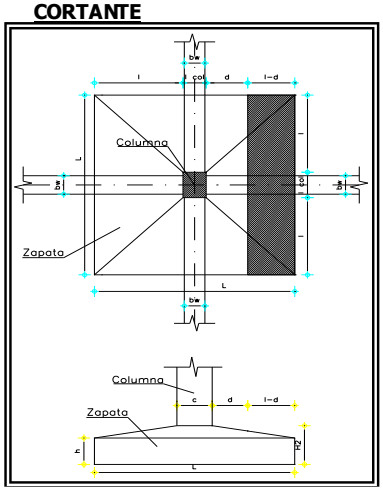
Con el criterio de calcular el refuerzo por metro linea utilizamos una altura efectiva igual a: **d=** **0.33** m

Cuantia = 0.00200

As = **6.60** **cm²/m**

Armadura:

CORTANTE



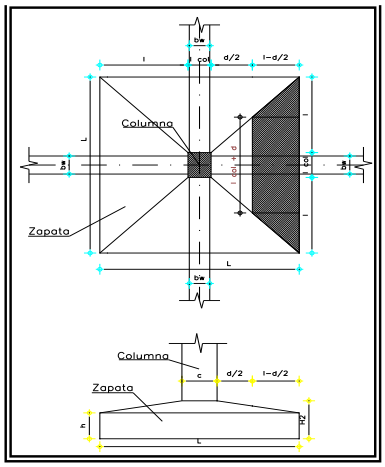
a. En una dirección (d)

L =	1.50	m	**H =**	**0.40**	m
l =	0.50	m	**h =**	**0.40**	m
l - d =	0.17	m	**H-h =**	0.00	m

V (d) =	17.47	kN
Vu (d)=	1.7*V(d)	
Vu (d) =	29.70	kN
h´ =	0.33	m

$\upsilon v = \frac{Vu}{L * h'} =$ 0.060 MPa

ϕvc = 0.57 MPa ***OK***



b. En dos direcciones (d/2)

ZAPATA TIPO ZC1

L =	1.500	m	**H =**	**0.40**	m
d/2 =	0.165	m	**h =**	**0.40**	m
l - d/2 =	0.335	m	**H-h =**	0.00	m
V (d/2) =	26.2	kN			
Vu (d/2) =	1.5*V(d)				
Vu (d/2) =	39.2	kN			
d_1 =	0.33	m			

$$\nu u = \frac{Vu}{bo \times d_1} = 0.143 \text{ MPa}$$

$\phi \nu c =$ 1.15 MPa ***OK***

1.8.5. Diseño de placa de contrapiso.

Posterior a integrar cada elemento del modelo, se procede a obtener los esfuerzos en la placa de contrapiso, a continuación, se muestra los resultados de los esfuerzos en la placa sugerida.

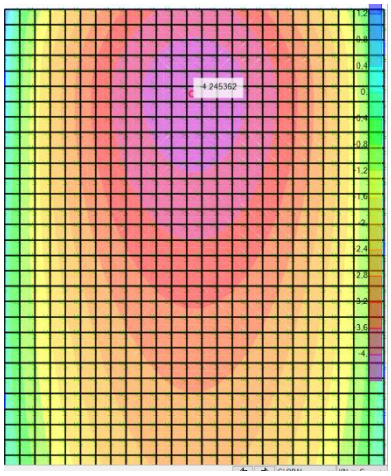


ILUSTRACIÓN 7 ESFUERZOS EN PLACA DE CONTRAPISO

$b := 1m \quad h := .10m \quad rec := 0.025m \quad \phi := 0.90 \quad M_{apl} := 5kN \cdot m$

$f'_c := 21MPa \qquad f_y := 420MPa \quad d := h - rec = 0.075\,m$

Se despeja la cuantía de acero que cumple con los requisitos;

$$fun(\rho) := \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot b \cdot d^2 - M_{apl}$$

Valor para suposición inicial $\rho := 0$

$\rho := root(fun(\rho), \rho)$

Cuantía calculada: $\rho = 0.002421$

Cuantía mínima:
$$\rho_{min} := \max\left(\frac{0.25MPa \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}{f_y}, \frac{1.4MPa}{f_y}, 0.002\right) = 0.00333$$

Cuantía máxima: $\rho_{max} := 0.362\frac{f'_c}{f_y} = 0.018 \qquad \rho := \max(\rho, \rho_{min})$

Para la resistencia del concreto y el acero, la cuantía a partir de la cual la sección está gobernada por la tensión es:

$\rho_t := 0.01588$

$\rho < \rho_t$ Entonces no aplica el factor s_d

$\rho := \max(\rho, \rho_{min}) = 0.003$

Área de acero requerida por metro de ancho:

$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 250 \cdot mm^2$

Determinación de la cantidad de barras a emplear:

Designación	Área de la barra	Cantidad de barras	Separación (m)
N3	$71mm^2$	$ceil\left(\frac{A_s}{71mm^2}\right) = 4$	$\frac{71mm^2}{A_s} = 0.284$

1.8.6. Verificación de capacidad portante de la viga.

DISEÑO VIGA DE CIMENTACION

Este criterio, de acuerdo con el artículo A.3.6.4.2 de la NSR-10, establece que las vigas de fundación deben resistir una fuerza ya sea de tracción o de compresión ( ), dada por la expresión:

$$C \text{ ó } T = 0.25\, A_a\, P_u$$

Aa= 0,3
Pu (KN)= 5

C o T = 0,075 Pu

VIGA
b (mm)= 250
H (mm)= 300

(artículos C.10.9.1 y C.10.9.2 de la NSR-10), los cuales especifican:

$$A_{s\,min} = 0.01\, A_g$$

De acuerdo con el artículo C.10.3.5.2 de las NSR-10, la resistencia de diseño a fuerza axial de un elemento no preesforzado, reforzado con estribos cerrados, sometido a compresión, está dada por la expresión:

$$C = 0.75\,\phi\,[0.85\,f'_c\,(A_g - A_{st}) + f_y\,A_{st}]$$

fc (MPA)= 21 C = (KN) 753,02
Ast (mm)= 512
ϕ= 0,65 Pu (KN) = 10040,23 CUMPLE SECCION
Ag (mm)= 75000
Fy (Mpa)= 420

una fuerza axial de tracción . En este caso, la resistencia de diseño a fuerza axial de la viga (despreciando la resistencia a tracción del concreto), está dada por la expresión:

$$T = 0.90\,f_y\,A_{st}$$

T (KN)= 193,54 Pu (KN) = 2580,48 CUMPLE SECCION

A continuación se verificar la capacidad portante de las vigas, con respecto al suelo.

σ = 0,117 MPa
σViga= 233,2818 Kn
Pu (KN)= 105 Se multiplica por la cantidad de columnas

$$Cumple = \sigma Viga \geq Pu$$

CUMPLE

1.8.7. Verificación de muros.

Se realiza el análisis de los muros de acuerdo con las solicitudes del título D, de la norma NSR en el cual contempla el análisis a flexión y compresión de los muros a continuación, se muestra el valor nominal de corte máximo de muros, de acuerdo con las características de especificadas por bloques Santa Fe:



LADRILLERA Santafé

FICHA TECNICA

BLOQUE # 4

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Dimensiones	**Largo**	**Ancho**	**Alto**
	33,0 cm	9,0 cm	23,0 cm
Tolerancia Dimensional	± 6 mm	± 3 mm	± 6 mm
Color	**TERRACOTA CLARO (Según muestras)**	El color varia dentro de una gama similar a la que se observa en la foto de aplicación	
Textura	ESTRIADO POR SUS CUATRO (4) CARAS		
Paredes y Perimetrales	± 10,0 mm	**Tabiques**	± 8,5 mm
Peso / Unidad	**5,7 kg.** (Aprox.)		
Rendimiento con dilatación de 1cm	**12,25 Unidades/m2**		
Peso / m2	69,83 Kg/m2 de muro		
Aplicación	**Muros Divisorios**		
Clasificación	Tipo **PH**	Unidad de Mampostería de Perforación Horizontal	
	Promedio 5 Unidades	Individual	
Resistencia a la compresión (Mínima)	3,0 MPa (30 Kgf/cm2)	2,0 MPa (20 Kgf/cm2)	

ILUSTRACIÓN 8 ESPECIFICACIÓN BLOQUE SANTA FE.

Con este dato de entrada, y lo dispuesto en el modelo de elementos finitos se determina el máximo esfuerzo cortante, el cual se muestra a continuación:

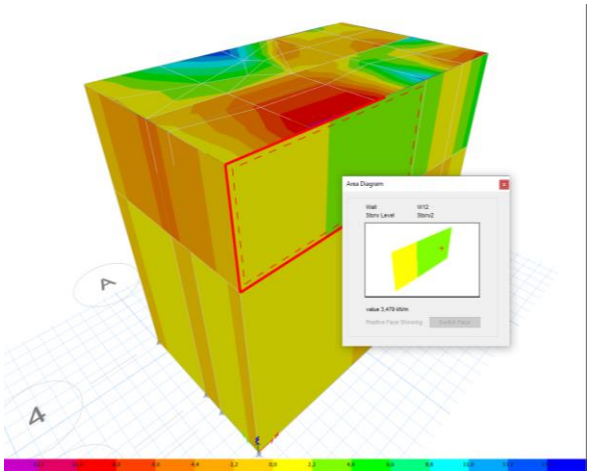


ILUSTRACIÓN 9 MÁXIMO CORTANTE MUROS.

De acuerdo con lo arrojado por el modelo de elementos finitos se puede determinar que los muros cumplen a satisfacción por cortante:

$$Cumple = Cortante\ maxima\ modelo < Cortante\ maxima\ bloque\ Santa\ Fe$$

Cumple=4.58kgf/cm2<30kgf/cm2.

Es importante denotar que estos elementos no se calculan a flexión, dado que el efecto más crítico que llegan a soportar es cortante, a su vez no se pueden calcular elementos de borde puesto que no son pantallas típicas, los muros están confinados por viguetas de confinamiento los cuales cumplen y satisfacen los requerimientos en razón de cambio de los elementos de borde.

1.8.8. Verificación de longitud mínima de muros según e.3.6.4.

La longitud de muros confinados requerida en cada una de las direcciones principales de la edificación, en metros, no puede ser menor que la que se obtiene por medio de la ecuación E.3.6-1

$$L_{min} = \frac{M_o A_p}{t} \qquad \text{(E.3.6-1)}$$

Donde:

Lmin: longitud mínima de muros estructurales en cada dirección

Mo: coeficiente que se lee en la tabla E.3.6-1

T: Espesor efectivo de muros estructurales en el nivel considerado mm

Ap: Se considera en m2 como sigue:

(a) Igual al área de la cubierta en construcciones de un piso con cubierta en losa de concreto.
(b) Igual al área de cubierta para muros del segundo nivel en construcciones de dos pisos, cuando la cubierta es una losa de concreto.
(c) Igual al área de cubierta más el área de entrepiso para muros de primer nivel en construcciones de dos pisos con cubierta consistente en una losa de concreto.
(d) Cuando se emplee una cubierta liviana, los valores del área determinados para cubiertas de losa de concreto según (a), (b), o (c), pueden multiplicarse por 2/3.

$$Lmin: \frac{Mo*Ap}{t}$$

$$Lmin: \frac{21*15}{120}$$

Lmin: 2.626 m

La longitud total de muros de la edificación corresponde a 10.68 ml por tanto se considera que **cumple**

1.8.9. Verificación de ubicación de muros.

Deben colocarse columnas de amarre en los extremos de los muros estructurales seleccionados, en las intersecciones con otros muros estructurales y en lugares intermedios a distancias no mayores a 35 veces el espesor efectivo del muro, 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento o 4 m.

Condicionales:

1. 35 veces el espesor del muro: 0.12*35= 4.2 metros
2. 1.5 veces la distancia vertical entre elementos horizontales: 1.5*3= 4.5 metros

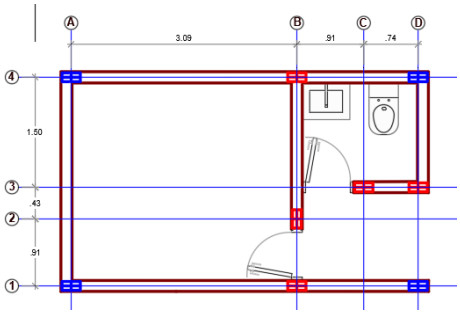


ILUSTRACIÓN 10 DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO.

Como se puede observar en la distribución de elementos de confinamiento vertical “columnas de confinamiento”, en los sentidos X y Y no supera el valor máximo para este caso que es de 3 metros

1.8.10. Diseño de elementos estructurales vigas y columnas.

El diseño de elementos estructurales se realizó utilizando el programa ETABS V.18. que de acuerdo con las cargas calculadas se planteó un refuerzo a cortante y a flexión, las memorias de diseño se pueden observar a continuación.

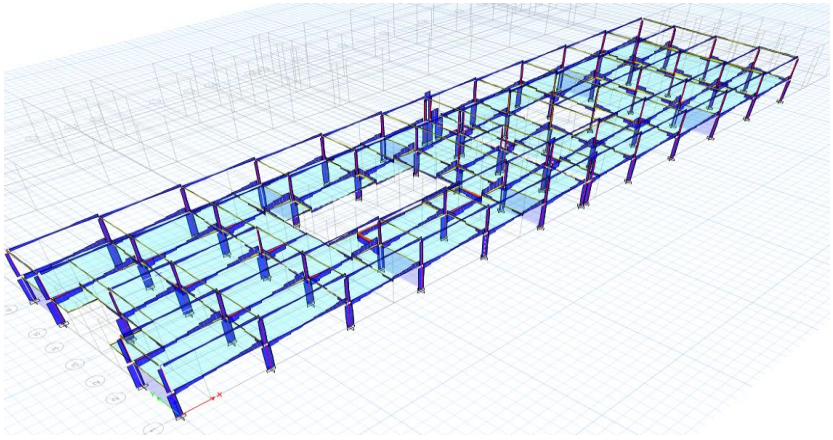


ILUSTRACIÓN 11.GRÁFICO DE FUERZAS CORTANTES DE LOS ELEMENTOS

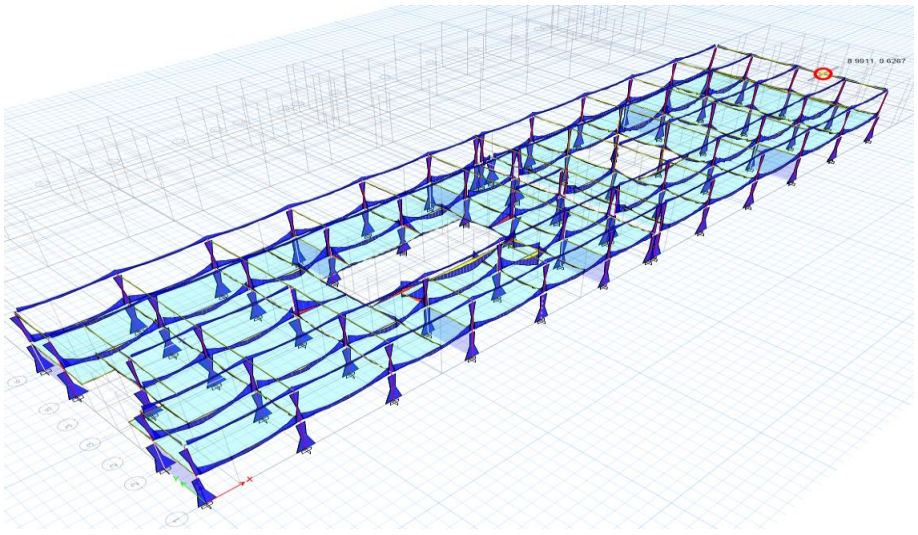


ILUSTRACIÓN 12.GRÁFICO DE MOMENTOS FLECTORES

1.8.11. Diseño de elementos estructurales muros.

El diseño de elementos estructurales muros se realizó utilizando el programa ETABS V.18. que de acuerdo con las cargas calculadas se planteó un refuerzo a cortante y a flexión, las memorias de diseño se pueden observar a continuación.

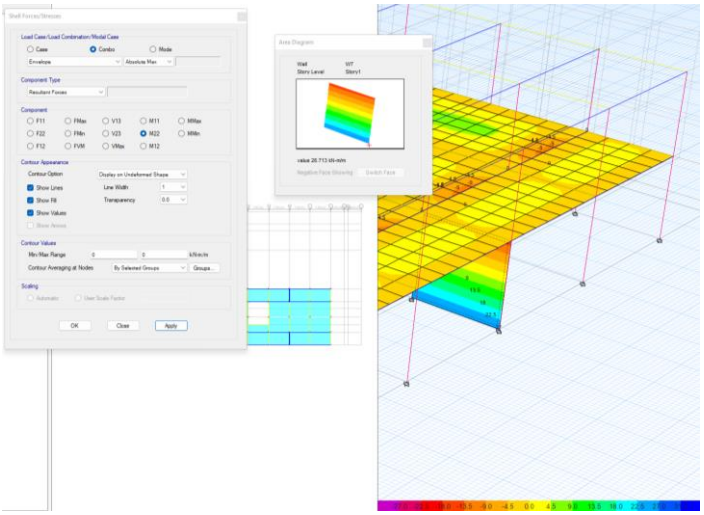


ILUSTRACIÓN 13 GRÁFICO DE MOMENTOS FLECTORES MURO.

$b := 1m \quad h := .25m \quad rec := 0.05m \quad \phi := 0.90 \quad M_{apl} := 30kN \cdot m$

$f'_c := 21MPa \quad f_y := 420MPa \quad d := h - rec = 0.2m$

Se despeja la cuantía de acero que cumple con los requisitos;

$$fun(\rho) := \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot b \cdot d^2 - M_{apl}$$

Valor para suposición inicial $\rho := 0$

$\rho := root(fun(\rho), \rho)$

Cuantía calculada: $\rho = 0.002033$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} := \max\left(\frac{0.25MPa \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}{f_y}, \frac{1.4MPa}{f_y}, 0.002\right) = 0.00333$$

Cuantía máxima: $\rho_{max} := 0.362\frac{f'_c}{f_y} = 0.018 \qquad \rho := \max(\rho, \rho_{min})$

Para la resistencia del concreto y el acero, la cuantía a partir de la cual la sección está gobernada por la tensión es:

$\rho_t := 0.01588$

$\rho < \rho_t$ Entonces no aplica el factor S_d

$\rho := \max(\rho, \rho_{min}) = 0.003$

Área de acero requerida por metro de ancho:

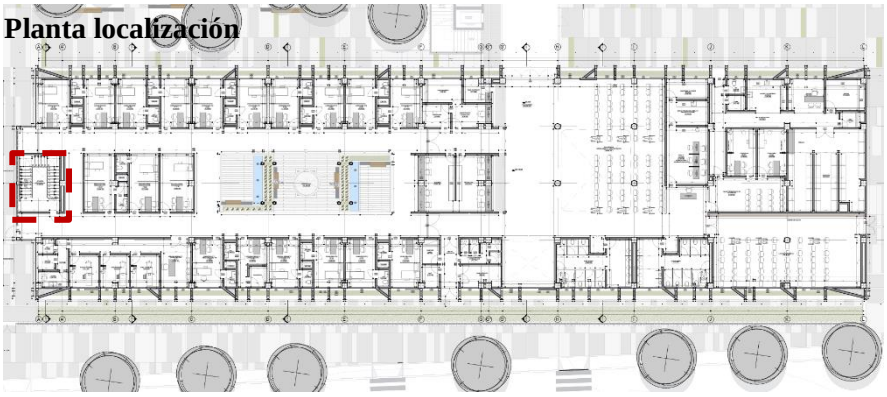
$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 666.7 \cdot mm^2$

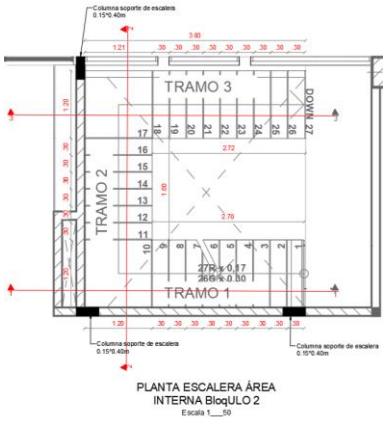
Determinación de la cantidad de barras a emplear:

Designación	Área de la barra	Cantidad de barras	Separación (m)
N3	$127mm^2$	$ceil\left(\frac{A_s}{127mm^2}\right) = 6$	$\frac{127mm^2}{A_s} = 0.19$

1.8.12. Diseño de escaleras.

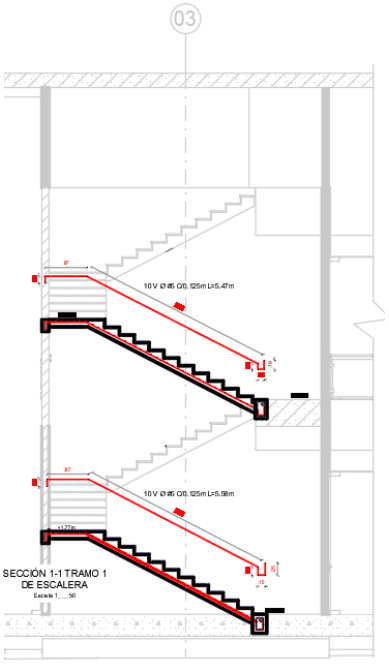
Planta localización





Cargas

- Peso propio: 6.13 kN/m²
- Peldañeado: 1.86 kN/m²
- Barandillas: 3.00 kN/m
- Solado: 1.00 kN/m²
- Sobrecarga de uso: 3.00 kN/m²



Geometría

- Planta final: Piso 3
- Planta inicial: Cimentación
- Espesor: 0.25 m
- Huella: 0.310 m
- Contrahuella: 0.170 m
- Nº de escalones: 28

Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
B-B	Longitudinal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20
C-C	Longitudinal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20
D-D	Longitudinal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20
E-E	Transversal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20
F-F	Transversal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20
G-G	Transversal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20
H-H	Transversal	Ø5/8"c/20	Ø5/8"c/20

Reacciones (kN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	22.5	21.1	9.9
Entrega	24.1	22.6	10.6

Esfuerzos

- N: Axil (kN)
- M: Flector (kN·m)
- V: Cortante (kN·m)

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.427 m	0.855 m	1.282 m	1.710 m	2.137 m	2.564 m
A-A	Peso propio	N	28.306	26.074	24.934	23.527	8.056	2.351	0.638
		M	-0.138	-3.359	-5.731	-7.147	-4.431	-2.105	-0.113
		V	9.662	6.886	4.759	2.308	0.124	-8.219	-5.390
	Cargas muertas	N	26.169	23.897	22.649	21.172	7.247	2.098	0.550
		M	-0.138	-3.238	-5.420	-6.591	-3.994	-1.846	-0.083
		V	9.409	6.508	4.211	1.626	-0.674	-7.832	-4.925
	Sobrecarga de uso	N	12.520	11.577	11.115	10.531	3.606	1.056	0.291

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.427 m	0.855 m	1.282 m	1.710 m	2.137 m	2.564 m
		M	-0.058	-1.457	-2.508	-3.164	-1.982	-0.952	-0.055
		V	4.171	3.015	2.146	1.130	0.225	-3.585	-2.397

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.427 m	0.855 m	1.282 m	1.710 m	2.137 m	2.564 m
A-A	1.4·PP+1.4·CM	N	76.264	69.959	66.616	62.578	21.424	6.229	1.663
		M	-0.386	-9.236	-15.611	-19.233	-11.794	-5.531	-0.275
		V	26.700	18.752	12.559	5.508	-0.770	-22.471	-14.441
	1.2·PP+1.2·CM	N	65.369	59.964	57.099	53.639	18.364	5.339	1.426
		M	-0.331	-7.916	-13.381	-16.486	-10.110	-4.741	-0.236
		V	22.885	16.073	10.765	4.721	-0.660	-19.261	-12.378
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	85.401	78.488	74.884	70.489	24.134	7.029	1.891
		M	-0.424	-10.248	-17.394	-21.549	-13.280	-6.265	-0.323
		V	29.559	20.897	14.198	6.530	-0.300	-24.996	-16.213
	0.9·PP+0.9·CM	N	49.027	44.973	42.824	40.229	13.773	4.005	1.069
		M	-0.248	-5.937	-10.036	-12.364	-7.582	-3.556	-0.177
		V	17.164	12.055	8.073	3.541	-0.495	-14.445	-9.283

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.411 m	0.822 m	1.233 m	1.644 m	2.055 m	2.466 m
B-B	Peso propio	N	1.613	-2.851	-1.190	8.686	5.514	3.665	0.820
		M	-0.342	-0.543	0.546	0.820	1.700	0.416	-0.147
		V	2.995	-4.408	-0.713	-0.013	-1.329	-1.222	-4.975
	Cargas muertas	N	1.474	-2.566	-1.147	7.843	4.990	3.319	0.729
		M	-0.309	-0.484	0.427	0.625	1.508	0.400	-0.128
		V	2.692	-3.846	-0.332	-0.152	-1.685	-1.310	-4.519
	Sobrecarga de uso	N	0.717	-1.276	-0.516	3.882	2.462	1.636	0.369
		M	-0.153	-0.244	0.258	0.391	0.765	0.180	-0.067
		V	1.341	-1.999	-0.386	0.025	-0.489	-0.502	-2.218

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.411 m	0.822 m	1.233 m	1.644 m	2.055 m	2.466 m
B-B	1.4·PP+1.4·CM	N	4.321	-7.584	-3.273	23.142	14.706	9.778	2.169
		M	-0.911	-1.438	1.362	2.023	4.491	1.142	-0.386
		V	7.962	-11.556	-1.462	-0.230	-4.220	-3.545	-13.292
	1.2·PP+1.2·CM	N	3.704	-6.500	-2.805	19.836	12.605	8.381	1.859
		M	-0.781	-1.232	1.167	1.734	3.849	0.979	-0.330
		V	6.824	-9.905	-1.253	-0.197	-3.617	-3.038	-11.393
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	4.852	-8.541	-3.631	26.048	16.545	10.999	2.450
		M	-1.026	-1.622	1.581	2.360	5.074	1.268	-0.437
		V	8.970	-13.104	-1.871	-0.158	-4.400	-3.841	-14.942

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.411 m	0.822 m	1.233 m	1.644 m	2.055 m	2.466 m
	0.9·PP+0.9·CM	N	2.778	-4.875	-2.104	14.877	9.454	6.286	1.394
		M	-0.586	-0.924	0.875	1.301	2.887	0.734	-0.248
		V	5.118	-7.429	-0.940	-0.148	-2.713	-2.279	-8.545

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.577 m	1.155 m	1.732 m	2.310 m	2.887 m	3.464 m
C-C	Peso propio	N	-1.406	-10.783	-18.249	-20.323	-21.660	-1.448	0.400
		M	0.096	0.945	2.048	-0.535	-1.135	-0.988	-0.317
		V	-5.995	-4.133	-5.854	-2.864	0.304	-3.774	0.429
	Cargas muertas	N	-1.353	-9.845	-16.425	-18.624	-20.176	-1.271	0.329
		M	0.097	0.861	1.672	-0.739	-1.031	-0.800	-0.269
		V	-5.494	-4.204	-5.650	-2.426	0.928	-3.046	0.392
	Sobrecarga de uso	N	-0.610	-4.796	-8.168	-9.025	-9.548	-0.655	0.186
		M	0.041	0.421	0.954	-0.184	-0.506	-0.461	-0.145
		V	-2.662	-1.745	-2.538	-1.315	-0.005	-1.765	0.191

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.577 m	1.155 m	1.732 m	2.310 m	2.887 m	3.464 m
C-C	1.4·PP+1.4·CM	N	-3.862	-28.879	-48.543	-54.526	-58.571	-3.806	1.021

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.577 m	1.155 m	1.732 m	2.310 m	2.887 m	3.464 m
		M	0.270	2.528	5.208	-1.783	-3.032	-2.504	-0.821
		V	-16.085	-11.671	-16.105	-7.407	1.725	-9.547	1.150
	1.2·PP+1.2·CM	N	-3.311	-24.754	-41.608	-46.736	-50.203	-3.262	0.875
		M	0.232	2.167	4.464	-1.528	-2.599	-2.146	-0.703
		V	-13.787	-10.004	-13.804	-6.349	1.479	-8.183	0.986
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	-4.287	-32.427	-54.676	-61.176	-65.480	-4.310	1.172
		M	0.297	2.840	5.990	-1.823	-3.409	-2.884	-0.936
		V	-18.047	-12.797	-17.865	-8.452	1.470	-11.007	1.291
	0.9·PP+0.9·CM	N	-2.483	-18.565	-31.206	-35.052	-37.653	-2.447	0.656
		M	0.174	1.625	3.348	-1.146	-1.949	-1.609	-0.528
		V	-10.340	-7.503	-10.353	-4.762	1.109	-6.138	0.739

Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.261 m	0.522 m	0.783 m	1.044 m	1.305 m	1.566 m
D-D	Peso propio	N	0.831	3.287	6.828	6.128	-18.168	-17.795	-20.319
		M	0.001	-1.390	-4.051	-7.066	-8.561	-4.550	-0.244
		V	-2.123	-7.418	-6.565	-0.320	13.666	15.157	17.947
	Cargas muertas	N	0.764	3.037	6.256	5.568	-16.640	-16.394	-18.883
		M	0.005	-1.255	-3.709	-6.527	-7.957	-4.256	-0.231

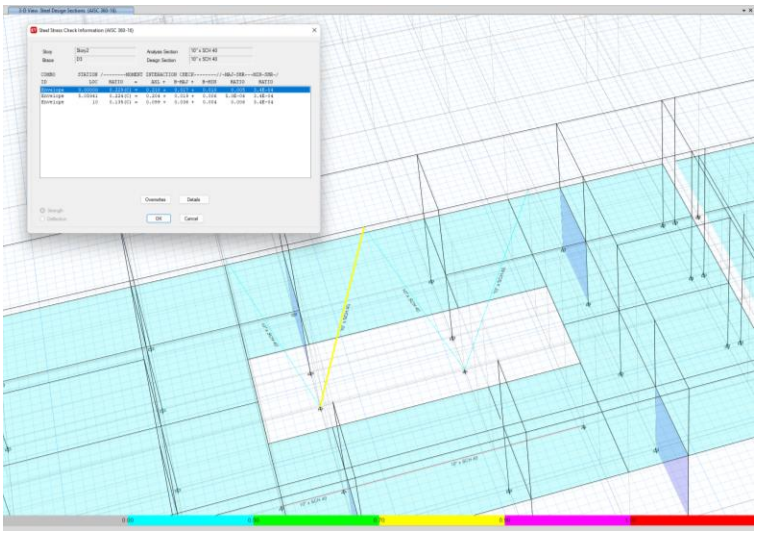
Hipótesis									
Sección	Hipótesis	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.261 m	0.522 m	0.783 m	1.044 m	1.305 m	1.566 m
		V	-1.890	-6.842	-6.233	-0.624	12.502	14.086	16.903
	Sobrecarga de uso	N	0.369	1.455	3.032	2.732	-8.069	-7.883	-8.966
		M	-0.001	-0.621	-1.800	-3.127	-3.777	-2.002	-0.107
		V	-0.955	-3.284	-2.868	-0.071	6.073	6.688	7.871

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.261 m	0.522 m	0.783 m	1.044 m	1.305 m	1.566 m
D-D	1.4·PP+1.4·CM	N	2.233	8.854	18.317	16.374	-48.732	-47.864	-54.883
		M	0.009	-3.703	-10.864	-19.031	-23.125	-12.329	-0.664
		V	-5.619	-19.965	-17.917	-1.323	36.636	40.940	48.790
	1.2·PP+1.2·CM	N	1.914	7.589	15.701	14.035	-41.770	-41.026	-47.042
		M	0.008	-3.174	-9.312	-16.312	-19.821	-10.568	-0.570
		V	-4.816	-17.113	-15.357	-1.134	31.402	35.091	41.820
	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	N	2.504	9.916	20.552	18.406	-54.682	-53.639	-61.387
		M	0.007	-4.168	-12.192	-21.315	-25.865	-13.771	-0.741
		V	-6.344	-22.368	-19.947	-1.247	41.119	45.792	54.414
	0.9·PP+0.9·CM	N	1.436	5.692	11.775	10.526	-31.328	-30.770	-35.282
		M	0.006	-2.381	-6.984	-12.234	-14.866	-7.926	-0.427

Combinaciones									
Sección	Combinación	Esfuerzos	Posiciones						
			0.000 m	0.261 m	0.522 m	0.783 m	1.044 m	1.305 m	1.566 m
		V	-3.612	-12.834	-11.518	-0.850	23.551	26.319	31.365

1.8.13. Diseño elementos metálicos:

Para los elementos metálicos se requiere como máximo un esfuerzo del 75% del Fy o esfuerzo de fluencia del acero, el modelo de elementos finitos estructura el calculo de los esfuerzos permisibles sobre este y cuantifica el esfuerzo máximo en cada elemento como se muestra a continuación:



Como se puede observar los límites de los esfuerzos están por debajo del 75%, por tanto, se considera que cada uno de los elementos cumple a satisfacción.

La carga muerta es la producida por el peso de los diferentes elementos de la estructura, al igual que en el caso de la carga viva se considera como carga muerta a la reacción que se produce en la base a causa del peso del cárcamo. Se consideran dentro del modelo los pesos propios de los elementos los cuales se obtienen con la geometría y la densidad de cada una de las placas.

1.8.14. Diseño tanques de almacenamiento

1.8.14.1. carga y empujes hidrostáticos en la pared

La carga hidrostática será representada por un triángulo de presiones en las caras internas del muro, el valor de la presión es proporcional a la altura y está dado por la ecuación:

$P = \gamma w\ H$

γw : Densidad del agua ($kg/m3$)

H: Altura de la columna de agua (m)

A continuación, se muestran las cargas por nivel considerando carga critica cada metro de altura:

Ítem	H (m)	Peso Esp. (Kn/m3)	Carga (Kn/m2)
1	1	9,81	9,81
2	2	9,81	19,62

3	3	9,81	29,43

1.8.14.2. carga y empuje suelos en la pared

La carga generada por el suelo será representada por un triángulo de presiones en las caras internas del muro, el valor de la presión es proporcional a la altura y está dado por la ecuación:

$P = \gamma\ H$

γw : Peso específico del suelo (Kn/m3)

H: Altura de la columna del suelo (m)

A continuación, se muestran las cargas por nivel considerando carga critica cada metro de altura:

Ítem	H (m)	Peso Esp. (Kn/m3)	Carga (Kn/m2)
1	1	16,677	16,677
2	2	16,677	33,354
3	2,87	16,677	47,86299

1.8.14.3. cargas impulsivas y convectivas:

Se define la carga convectiva como la parte del líquido que produce una ola que empuja las paredes de la estructura en su parte superior, y la impulsiva es la parte del líquido que produce una ola en la parte inferior a continuación se muestra el cálculo de cada una de las cargas:

Factores sísmicos e importancia:

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 — *Grupo* IV — *Edificaciones indispensables* — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

(a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
(b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
(c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
(d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
(e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
(f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, **I**, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos **II**, **III** y **IV** deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de **I** se dan en la tabla A.2.5-1.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Por tanto, se define que el valor de I= 1.5

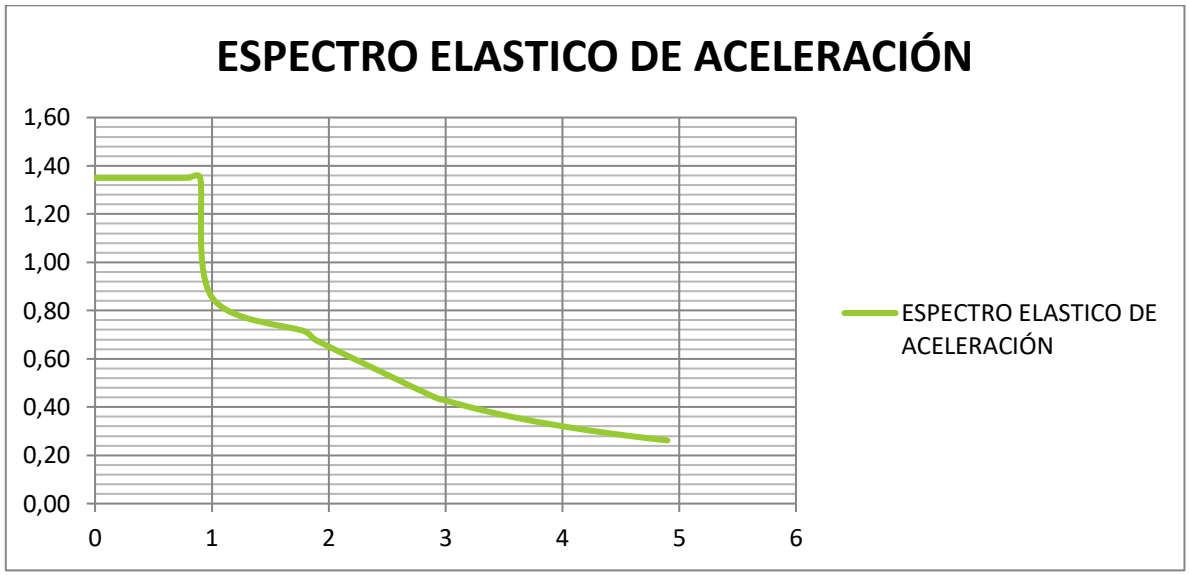
Aa:	0,3	
Av:	0,25	

Fa:	1,2	
Fv:	1,9	
I:	1,5	
To:	0,13	seg
Tc:	0,63	seg
TL:	4,56	seg

T	Sa
0	1,3500
0,1	1,3500
0,2	1,3500
0,3	1,3500
0,4	1,3500

0,5	1,3500
0,6	1,3500
0,7	1,3500
0,8	1,3500
0,9	1,3500
1	0,855
1,8	0,7125
1,9	0,6750
2,9	0,4422
3	0,4275
3,1	0,4137
3,2	0,4008
3,3	0,3886
3,4	0,3772
3,5	0,3664

3,6	0,3563
3,7	0,3466
3,8	0,3375
3,9	0,3288
4	0,3206
4,1	0,3128
4,2	0,3054
4,3	0,2983
4,4	0,2915
4,5	0,2850
4,6	0,2788
4,7	0,2729
4,8	0,2672
4,9	0,2617



Peso de masa impulsiva:

MASA IMPULSIVA- SECCIÓN 1		
peso específico agua:	10,1	KN/m3
HL (altura lámina de agua):	2,5	m
L (medida en sentido del sismo):	5	m
B (medida perpendicular al sismo):	5	m
HL/L:	0,50	
L/HL:	2,00	

WL:	631,25	KN
tanh(0.866*L/HL)	0,9392918	
0.866*L/HL	1,732	
Peso de agua impulsiva:	342,33717	KN
Wi:	34932,364	kg
hi:	0,94	m

De acuerdo con el análisis la fuerza impulsiva corresponde a 342.3.2KN aplicada a lo largo del muro con una altura de 0.94 m, este valor se debe asignar en el área correspondiente

$$F_i = peso\ carga\ impulsiva/área$$

$$F_i = 342.3KN/(0.94m * 40m)$$

$$F_i = \frac{9.13KN}{m^2}$$

Peso de masa convectiva:

MASA CONVECTIVA- SECCIÓN 1		
peso específico:	10,1	KN/m3

HL (Altura de la lámina de agua):	2,5	m
L (medida en sentido del sismo):	5	m
B (medida perpendicular al sismo):	5	m
HL/L:	0,50	
WL:	631,25	KN
tanh(3.16*HL/L)	0,91860189	
L/HL:	2,00	
Peso de agua convectiva:	306,170011	KN
Wc:	31241,8378	kg
cosh(3.16*HL/L)-1	1,53046545	
3.16 (HL/L)* sinh(3.16 h/L)	3,67269476	
hc:	1,46	m

De acuerdo con el análisis la fuerza convectiva corresponde a 306.17KN aplicada a lo largo del muro con una altura de 1.46 m, este valor se debe asignar en el área correspondiente

$$F_i = peso\ carga\ impulsiva/área$$

$$F_i = 306.17KN/(1.46m * 40.0m)$$

$$F_i = \frac{5.24KN}{m^2}$$

1.8.14.4. **características del modelo**

Para 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, según lo establece la NSR 10 capitulo "C" sección C.23-C.1.1.1.

f´c=28 MPa

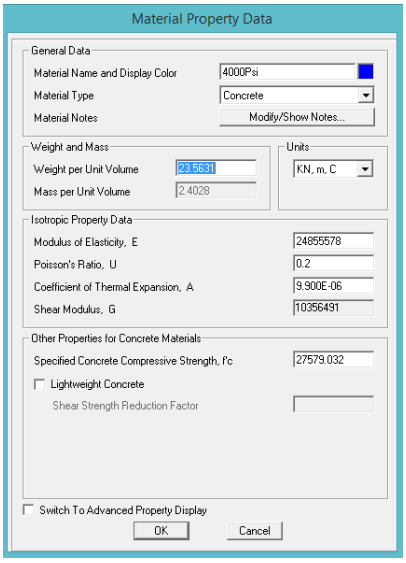
Ec =4700$\sqrt{28}$= 24870.06 MPa (NSR 10 - C.8.5.1)

1.8.14.5. modelo matemático para cálculo de esfuerzos

Se realiza un modelo matemático en el cual se ingresa la geometría a ejes, las cargas verticales, las cargas horizontales, las combinaciones de carga, las propiedades de los materiales y con esto se hallan los mayores esfuerzos presentes en los muros para su diseño.

1.8.14.6. ingreso de las propiedades del material (concreto)

Dado que se utiliza el programa Sap2000 V 20, se debe asignar las características de los materiales con los cuales se pretende hacer la construcción del pozo de inspección, en esta oportunidad se utilizará concreto de resistencia nominal 4000 psi, con un peso aproximado de 23.56 Kn/m3, módulo de elasticidad de 24855578 Kn/m2, coeficiente de Poisson´s 0.2, todas estas características serán asignadas en a las propiedades del material. Continuación se muestra las características y forma de asignación.



1.8.14.7. chequeo por flotación debido a empuje de agua

Aunque en el estudio de suelos no se encontró un nivel freático, para efecto de evaluar el caso más crítico que ocurre cuando el tanque este vacío, se consideró en el diseño que la altura máxima del Nivel freático que produce el efecto de empuje del agua será la lámina de agua generada entre la profundidad máxima de excavación y la del nivel natural del terreno (1.58m), esto implica un empuje del agua sobre la placa de piso del elemento, generando que el elemento trate de salir del suelo. Posteriormente se realiza un chequeo por flotación verificando un factor de seguridad Fs=Wtanque / Etanque > 1,1, según norma ACI 350 R4, para que CUMPLA y NO FLOTE.

Peso de la estructura:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
Text	KN	KN	KN

No Mayorada	370,973	5,74E-13	6113,564

Fuerza de flotación:

BASE	ALTO	ANCHO	PESO AGUA	EMPUJE KN
10,6	2,655	10,6	9,81	2926,478

Comprobación:

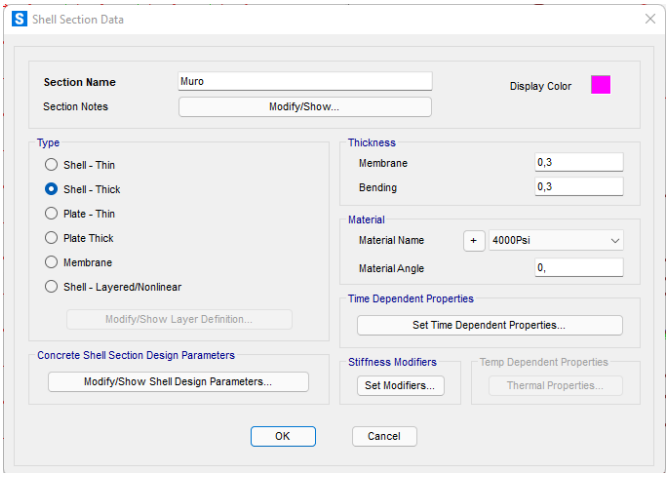
6113 > 2926

2,1 > 1,0 OK

CUMPLE

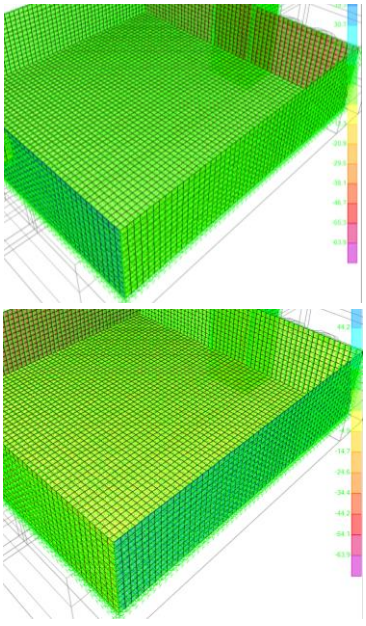
1.8.14.8. ingreso de las propiedades de la sección (placa de fondo y muro)

Se deben ingresar las características, tipo y sección de la placa y/o para el análisis del modelo y los efectos que estas tendrán, se selecciona el tipo Thick dado que este tipo de losa permite el diseño de los elementos a flexión y cortante, también ingresamos los valores de resistencia nominal, espesor (30 cm), nombre y color, como se muestran a continuación.



1.8.14.9. ingreso de cargas de suelo:

La carga hidrostática de acuerdo con lo requerido en las especificaciones se logra por medio de la adición del estado de carga: (cargas en kN y dimensiones en metros).

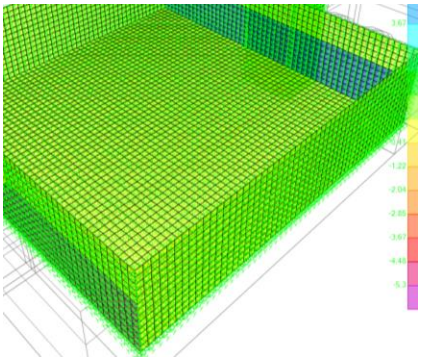


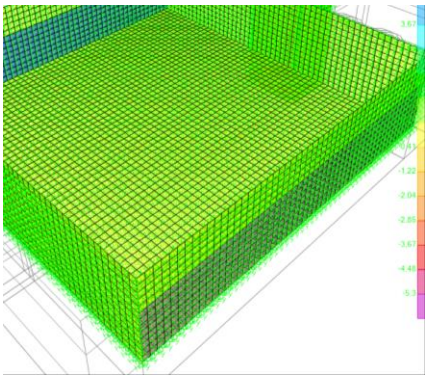
La asignación de la carga distribuida sobre los muros del tanque se realizó a traves de la función de joint patterns con un valor en la superficie, según corresponda su profundidad acorde con el numeral 4.1.3 del presente documento.

1.8.14.10. ingreso de cargas de convectivas e impulsivas

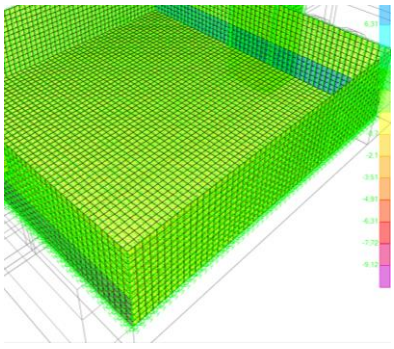
La carga hidrostática de acuerdo con lo requerido en las especificaciones se logra por medio de la adición del estado de carga: (cargas en kN y dimensiones en metros).

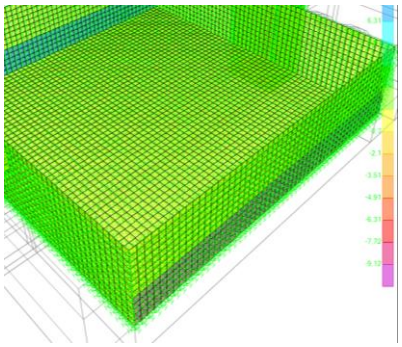
INGRESO DE CARGAS CONVECTIVA.





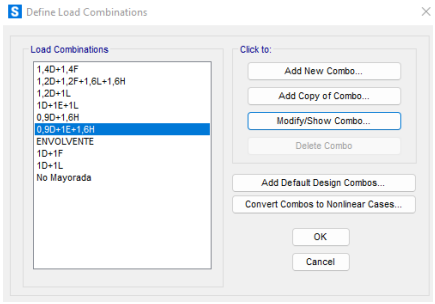
INGRESO DE CARGAS IMPULSIVA.





1.8.14.11. combinaciones de carga

De acuerdo con la NSR 10, titulo B numeral B.2.4, Las cargas que se emplearán en el modelo son las siguientes:



1.8.14.12. carga muerta:

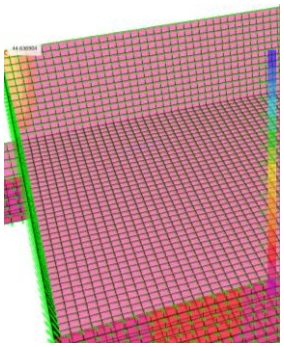
Se consideran dentro del modelo los pesos propios de los elementos los cuales se obtienen con la geometría y la densidad de cada una de las placas.

1.8.14.13. resultados del modelo y diseño de acero

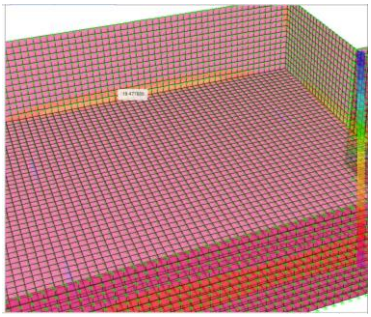
Una vez realizado el modelo, se procede a analizar los resultados del modelo, que son el momento y cortante crítico.

FLEXIÓN:

Momento M11:

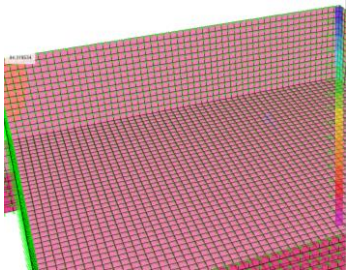


Momento M22

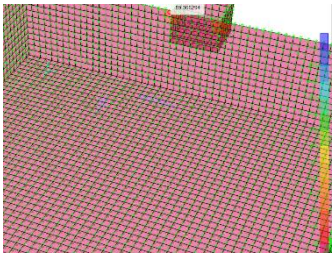


CORTANTES:

Cortante M13



Cortante M23



1.8.14.14. diseño a flexión y cortante

Diseño a momento M11

$f'_c := 28MPa \qquad f_y := 420MPa \qquad d := h - rec = 0.225m$

Se despeja la cuantía de acero que cumple con los requisitos;

$$fun(\rho) := \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot b \cdot d^2 - M_{apl}$$

Valor para suposición inicial $\rho := 0$

$\rho := root(fun(\rho), \rho)$

Cuantía calculada: $\rho = 0.002403$

Cuantía mínima:
$$\rho_{min} := \max\left(\frac{0.25MPa \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}{f_y}, \frac{1.4MPa}{f_y}, 0.005\right) = 0.005$$

Cuantía máxima: $\rho_{max} := 0.362 \frac{f'_c}{f_y} = 0.024 \qquad \rho := \max(\rho, \rho_{min})$

Para la resistencia del concreto y el acero, la cuantía a partir de la cual la sección está gobernada por la tensión es:

$\rho_t := 0.01588$

$\rho < \rho_t$ Entonces no aplica el factor S_d

$\rho := \max(\rho, \rho_{min}) = 0.005$

Área de acero requerida por metro de ancho:

$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 1125 \cdot mm^2$

Determinación de la cantidad de barras a emplear:

Designación	Área de la barra	Cantidad de barras	Separación (m)
N4	$127mm^2$	$ceil\left(\frac{A_s}{127mm^2}\right) = 9$	$\frac{127mm^2}{A_s} = 0.113$

Diseño Momento M22:

$b := 1m \quad h := .30m \quad rec := 0.075m \quad \phi := 0.90 \quad M_{apl} := 20kN \cdot m$

$f'_c := 28MPa \quad f_y := 420MPa \quad d := h - rec = 0.225\,m$

Se despeja la cuantía de acero que cumple con los requisitos;

$$fun(\rho) := \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot b \cdot d^2 - M_{apl}$$

Valor para suposición inicial $\rho := 0$

$\rho := root(fun(\rho), \rho)$

Cuantía calculada: $\rho = 0.001055$

Cuantía mínima:
$$\rho_{min} := \max\left(\frac{0.25MPa \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}{f_y}, \frac{1.4MPa}{f_y}, 0.005\right) = 0.005$$

Cuantía máxima: $\rho_{max} := 0.362 \frac{f'_c}{f_y} = 0.024 \qquad \rho := \max(\rho, \rho_{min})$

Para la resistencia del concreto y el acero, la cuantía a partir de la cual la sección está gobernada por la tensión es:

$\rho_t := 0.01588$

$\rho < \rho_t$ Entonces no aplica el factor s_d

$\rho := \max(\rho, \rho_{min}) = 0.005$

Área de acero requerida por metro de ancho:

$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 1125 \cdot mm^2$

Determinación de la cantidad de barras a emplear:

Designación	Área de la barra	Cantidad de barras	Separación (m)
N4	$127mm^2$	$ceil\left(\frac{A_s}{127mm^2}\right) = 9$	$\frac{127mm^2}{A_s} = 0.113$

Diseño Cortante V13:

$b := 1m \quad h := 0.3m \quad rec := 0.075m \quad f'_c := 28.MPa \quad \phi := 0.75$

$d := h - rec = 0.225\,m \quad V_u := 84kN$ (cortante por metro de ancho)

Cortante resistido por el concreto:

$$V_c := \phi \cdot 0.17MPa \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot b \cdot d = 151.8 \cdot kN$$

No se requiere refuerzo a cortante.

Diseño Cortante V23:

$b := 1m \quad h := 0.3m \quad rec := 0.075m \quad f'_c := 28.MPa \quad \phi := 0.75$

$d := h - rec = 0.225\,m \quad V_u := 89kN$ (cortante por metro de ancho)

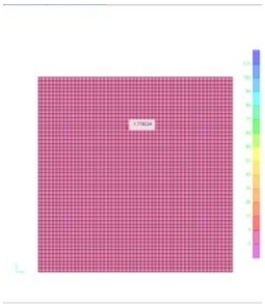
Cortante resistido por el concreto:

$$V_c := \phi \cdot 0.17MPa \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot b \cdot d = 151.8 \cdot kN$$

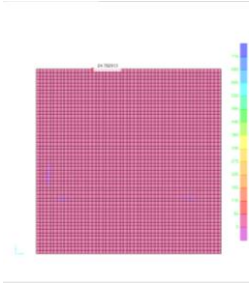
No se requiere refuerzo a cortante.

1.8.14.15. Losa de fondo.

Momentos de flexión M11:



Momentos de cortante V13:



Diseño de placa:

$b := 1m \quad h := .30m \quad rec := 0.075m \quad \phi := 0.90 \quad M_{apl} := 10kN \cdot m$

$f'_c := 28MPa \qquad f_y := 420MPa \quad d := h - rec = 0.225m$

Se despeja la cuantía de acero que cumple con los requisitos;

$$fun(\rho) := \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot b \cdot d^2 - M_{apl}$$

Valor para suposición inicial $\rho := 0$

$\rho := root(fun(\rho), \rho)$

Cuantía calculada: $\rho = 0.000525$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} := \max\left(\frac{0.25MPa \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}{f_y}, \frac{1.4MPa}{f_y}, 0.005\right) = 0.005$$

Cuantía máxima: $\rho_{max} := 0.362\frac{f'_c}{f_y} = 0.024 \qquad \rho := \max(\rho, \rho_{min})$

Para la resistencia del concreto y el acero, la cuantía a partir de la cual la sección está gobernada por la tensión es:

$\rho_t := 0.01588$

$\rho < \rho_t$ Entonces no aplica el factor s_d

$\rho := \max(\rho, \rho_{min}) = 0.005$

Área de acero requerida por metro de ancho:

$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 1125 \cdot mm^2$

Determinación de la cantidad de barras a emplear:

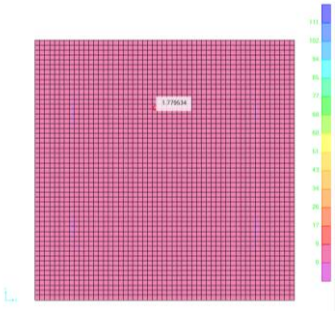
Designación	Área de la barra	Cantidad de barras	Separación (m)
N4	$127mm^2$	$ceil\left(\frac{A_s}{127mm^2}\right) = 9$	$\frac{127mm^2}{A_s} = 0.113$

1.8.14.16. **placa superior**

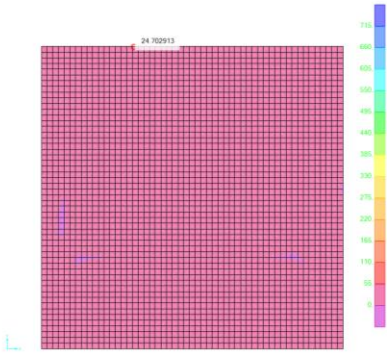
A continuación, se muestra la configuración de la placa superior:

Diseño de vigas áreas

Momentos de flexión M11:



Momentos de cortante V13:



Diseño de placa:

$b := 1m$ $h := .30m$ $rec := 0.075m$ $\phi := 0.90$ $M_{apl} := 10kN \cdot m$

$f'_c := 28MPa$ $f_y := 420MPa$ $d := h - rec = 0.225m$

Se despeja la cuantía de acero que cumple con los requisitos;

$$fun(\rho) := \phi \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot b \cdot d^2 - M_{apl}$$

Valor para suposición inicial $\rho := 0$

$\rho := root(fun(\rho), \rho)$

Cuantía calculada: $\rho = 0.000525$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} := \max\left(\frac{0.25MPa \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}}}{f_y}, \frac{1.4MPa}{f_y}, 0.005\right) = 0.005$$

Cuantía máxima: $\rho_{max} := 0.362 \frac{f'_c}{f_y} = 0.024$ $\rho := \max(\rho, \rho_{min})$

Para la resistencia del concreto y el acero, la cuantía a partir de la cual la sección está gobernada por la tensión es:

$\rho_t := 0.01588$

$\rho < \rho_t$ Entonces no aplica el factor S_d

$\rho := \max(\rho, \rho_{min}) = 0.005$

Área de acero requerida por metro de ancho:

$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 1125 \cdot mm^2$

Determinación de la cantidad de barras a emplear:

Designación	Área de la barra	Cantidad de barras	Separación (m)
N4	$127mm^2$	$ceil\left(\frac{A_s}{127mm^2}\right) = 9$	$\frac{127mm^2}{A_s} = 0.113$

CARLOS ALFREDO CUTA MORALES
C.C. 1094267438 de Pamplona
M.P. No. 54202-281383NTS
INGENIERO CIVIL

2. ANEXOS.

Estructura metálica

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	D3	242	0	Envelope	Special Moment Frame	10" x SCH 40	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
10.11883	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.08	0.164	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	D	1	1	0.5	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V\text{-}RI}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m^2)	J (m^4)	I_{33} (m^4)	I_{22} (m^4)	A_{v3} (m^2)	A_{v2} (m^2)
0.0077	0.000134	0.000067	0.000067	0.0038	0.0038

Design Properties

S_{33} (m^3)	S_{22} (m^3)	Z_{33} (m^3)	Z_{22} (m^3)	r_{33} (m)	r_{22} (m)	C_w (m^6)
0.00049	0.00049	0.000645	0.000645	0.0933	0.0933	

Material Properties

E (kN/m^2)	f_y (kN/m^2)	R_y	α
199947978.8	344737.89	1.1	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
0	-211.6933	-3.7854	2.2277	-3.4919	0.2421	0.0621

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	1.627

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + Sqrt[((8/9)(M_{r33}/M_{c33}))^2 + ((8/9)(M_{r22}/M_{c22}))^2]$
0.229 =	$0.21 + Sqrt[(0.017)^2 + (0.01)^2]$

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
211.6933	1008.3547	2382.9815

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	3.7854	200.1286	200.1286	200.1286
Minor Bending	2.2277	200.1286		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
0.0621	209.4879	188.5391

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	3.4919	714.8945	0.005
Minor Shear	0.2421	714.8945	3.387E-04

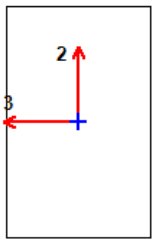
End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
-211.6933	Envelope	-211.6933	Envelope

Estructuras de concreto:
Vigas de 40x25:

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story2	B47	323	Viga 40x25	Comb2	10.3	20.6	1	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b_f (m)	d_s (m)	d_{ct} (m)	d_{cb} (m)
0.25	0.4	0.25	0	0.06	0.06

Material Properties

E_c (kN/m²)	f'_c (kN/m²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kN/m²)	f_{ys} (kN/m²)
21538100	21000	1	413685.47	413685.47

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kN-m	Design P_u kN	-Moment Rebar m²	+Moment Rebar m²	Minimum Rebar m²	Required Rebar m²
Top (+2 Axis)	-19.5048	16.1917	0.000133	0	0.000177	0.000177
Bottom (-2 Axis)	0	0	0	0	0	0

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kN	Shear ϕV_c kN	Shear ϕV_s kN	Shear V_p kN	Rebar A_v /S m²/m
19.2082	48.5154	0	6.6841	0

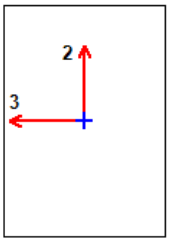
Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T_u kN-m	ϕT_{th} kN-m	ϕT_{cr} kN-m	Area A_o m²	Perimeter, p_h m	Rebar A_t /s m²/m	Rebar A_l m²
0.5255	2.3091	9.2363	0.0426	0.9444	0	0

Vigas de 50x35:

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story2	B19	311	Viga 50x35	Comb7	5.15	12.8	1	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b_f (m)	d_s (m)	d_{ct} (m)	d_{cb} (m)
0.35	0.5	0.35	0	0.06	0.06

Material Properties

E_c (kN/m²)	f'c (kN/m²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kN/m²)	f_{ys} (kN/m²)
21538100	21000	1	413685.47	413685.47

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kN-m	Design P_u kN	-Moment Rebar m²	+Moment Rebar m²	Minimum Rebar m²	Required Rebar m²
Top (+2 Axis)	-53.4832	0.162	0.000335	0	0.000446	0.000446
Bottom (-2 Axis)	9.7404	0.162	0	0.000059	0.000079	0.000079

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kN	Shear ϕV_c kN	Shear ϕV_s kN	Shear V_p kN	Rebar A_v /S m²/m
54.8844	87.8984	39.8172	19.2404	0.00029

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T_u kN-m	ϕT_{th} kN-m	ϕT_{cr} kN-m	Area A_o m²	Perimeter, p_h m	Rebar A_t /s m²/m	Rebar A_l m²
0.6515	5.2347	20.9389	0.0912	1.3444	0	0