

CONSULTORÍA DE ESTUDIO ESTRUCTURAL

**MEMORIA TÉCNICA ESTRUCTURAL
PROYECTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES GUANGARCUCHO**

SECTOR: GUANGARCUCHO

CANTÓN: CUENCA

PROVINCIA: AZUAY

**MEMORIA TÉCNICA DE EDIFICACIONES
“CISTERNAS DE AGUA POTABLE”**

ING. ENRIQUE GARCÍA A., M.Sc.

DISEÑOS

MAYO DEL 2017

ÍNDICE
MEMORIA TÉCNICA ESTRUCTURAL
PROYECTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES GUANGARCUCHO

Contenido

1. GENERALIDADES.....	1
2. ALCANCE	1
3. CARGAS CONSIDERADAS.....	2
3.1. CARGAS MUERTAS	2
3.2. CARGAS VIVAS	3
3.3. CARGAS ACCIDENTALES (SÍSMICAS)	3
4. CARACTERÍSTICA DE RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	4
4.1. RESISTENCIA DEL CONCRETO	4
4.2. RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO	5
5. MÓDULO DE ELASTICIDAD	5
6. NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO.....	5
7. CONCEPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	5
8. DIMENSIONES GENERALES DEL ANÁLISIS.....	6
9. ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS.....	6
10. ANÁLISIS SÍSMICO (DINÁMICO).....	6
11. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	7
12. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS.....	9
13. RECOMENDACIONES	10

ANEXOS:

1. Reportes SAP 2000.
2. Cálculos y Diseños.

MEMORIA TÉCNICA ESTRUCTURAL PROYECTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GUANGARCUCHO

MEMORIA TÉCNICA DE CÁLCULO: CISTERNAS DE AGUA POTABLE

1. GENERALIDADES

La presente memoria técnica contempla el diseño de las Unidades Estructurales que forman parte de la Estructura: Cisternas de Agua Potable.

2. ALCANCE

El informe describe la metodología de análisis y diseño estructural de la cimentación, columnas, vigas, losas de cubierta.

Para el cometido se han considerado varios factores fundamentales:

- La revisión del Estudio Geotécnico.
- El análisis y diseño de las cimentaciones y estructuras formadas por losas, vigas, columnas de hormigón armado.
- Diseño de los diferentes elementos, de acuerdo a las condiciones de carga descritas en el numeral 3.

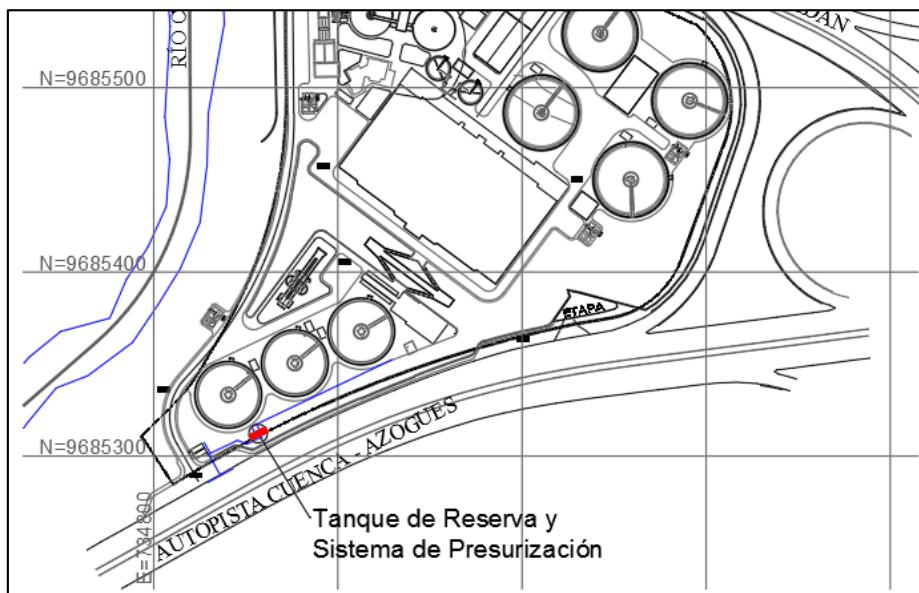


Figura 1. Ubicación de las Edificación a Diseñar

3. CARGAS CONSIDERADAS

3.1. CARGAS MUERTAS

Definición: Se considera como cargas muertas las que actúan permanentemente, tales como el peso propio de la estructura, paredes, maquinarias de instalaciones diversas, empujes de tierra, reacción del suelo etc.

Las cargas a utilizarse son las estipuladas según la normativa de construcciones, siendo estas las siguientes:

- | | |
|--|-----------------------|
| - Peso de cielo raso e Instalaciones: | 50 Kg/m ² |
| - 5 cm de gravilla para cubierta: | 100 kg/m ² |
| - Impermeabilizante con chova: | 10 kg/m ² |
| - Hormigón para desnivel y pendientes: | 80 kg/m ² |

Se tienen los siguientes pesos unitarios:

a) Hormigón estructural

- Resistencia mínima a la compresión simple a los 28 días:
- Hormigón Estructural: $f'c = 240$ y 280 kg/cm^2 .
- Replantillo: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico = 2.400 kg/m^3 .

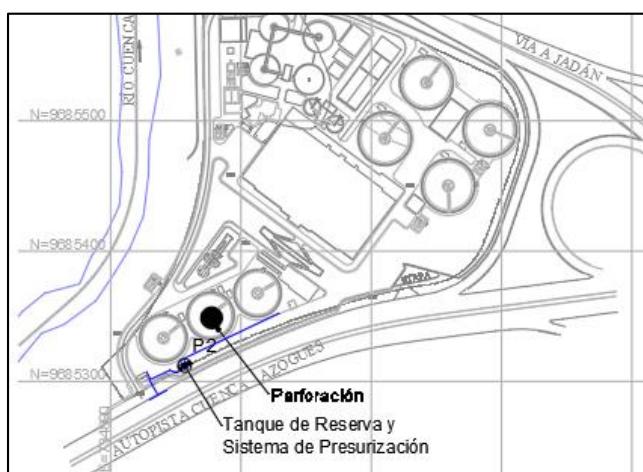
Para la modelación, se introduce un espesor equivalente de la losa de 10 cm.

b) Acero de refuerzo en varilla corrugadas

- Límite de fluencia $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico = 7.850 kg/m^3 .

c) Material de sitio

- Según el Estudio Geotécnico, tenemos las perforaciones en las siguientes Ubicaciones:



La perforación más cercana es la P2, la cual se utilizarán sus parámetros:

- Se tienen los siguientes parámetros geotécnicos:

Perforación	Espesor	Id	Descripción	Ángulo de Fricción	Cohesión	Peso Específico	Módulo de Elasticidad	Coeficiente de Poisson
				°	kPa	kN/m³	kPa	
2	3	1	Arenas arcillosas	35	0	18	50000	0,3
	9	2	Roca Arenisca (Fm. Azogues)	50	0	25	3000000	0,29

3.2. CARGAS VIVAS

Definición: Son las provisionales y que no tienen carácter de permanente.

Las cargas a utilizarse son las estipuladas según la NEC-15 Capítulo 1 Cargas y Materiales, siendo estas las siguientes:

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	

CARGA DE GRANIZO.- Según la NEC-15, Numeral 3.2.5, indica que se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 m.s.n.m.

- Para cubiertas con pendientes menores del 5% $S_{min} = 1.0 \text{ KN/m}^2 = 100\text{Kg/m}^2$

3.3. CARGAS ACCIDENTALES (SÍSMICAS)

Las cargas sísmicas se obtuvieron mediante el espectro de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

De acuerdo al mapa sísmico, los parámetros donde se edificara la estructura son los siguientes:

- $Z=0,25$ (Edificación), Cisterna (Obra hidráulica $Z=0.305$)

Relacionando con el Estudio Geotécnico se tiene:

- $F_a=1,3$; $F_d=1,28$; $F_s=0,94$
- $\eta=2,48\text{m}$ (relación de amplificación espectral (S_a/Z , en roca))
- $R=8$.

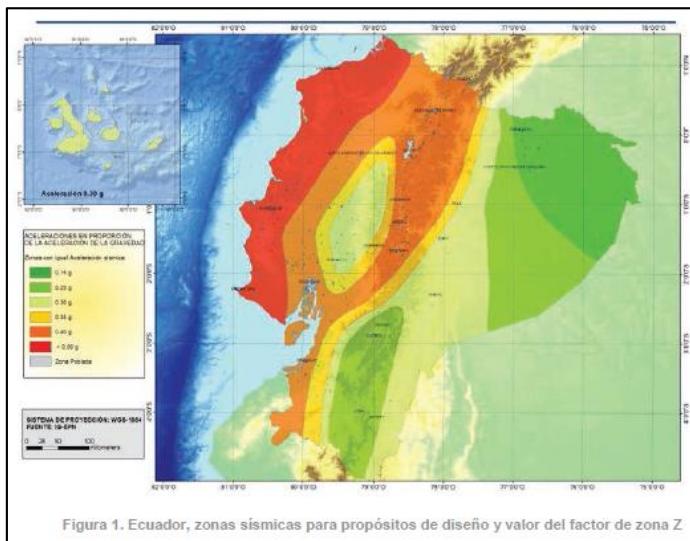
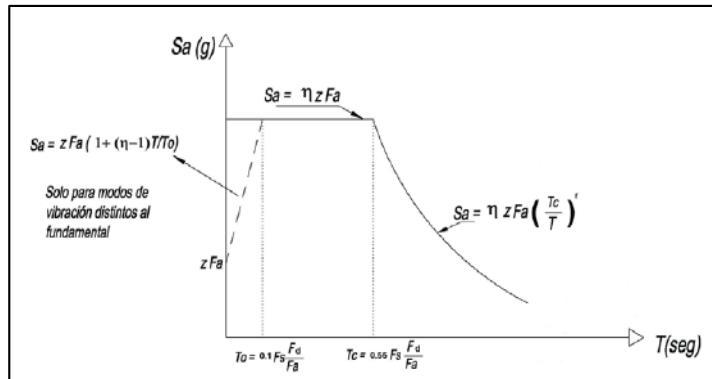


Figura 3. Zonas sísmicas para propósitos de diseño (NEC-15)



10.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25

4. CARACTERÍSTICA DE RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

4.1. RESISTENCIA DEL CONCRETO

$f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ nominal a la compresión a los 28 días (Edificación).

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ nominal a la compresión a los 28 días (Cisterna).

La capacidad teórica de los elementos estructurales se reduce por un factor de reducción de resistencia (ϕ). Este coeficiente prevé la posibilidad de variación de la resistencia del material (f'_c) en la mano de obra dentro de los límites aceptables (ACI 318-14).

4.2. RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

$f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ (límite de fluencia). Para varillas de diámetro nominal $\phi 10 \text{ mm}$ y mayores.
 $f_y = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$ para varillas $\phi 8 \text{ mm}$. (Este tipo de varilla no se utilizará para esta edificación).

Para efectos de determinación de resistencia, se utilizó el esfuerzo de fluencia.

5. MÓDULO DE ELASTICIDAD

Para el concreto se tomó: $E_c = 15\,000 \sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2$

Para el acero se tomó: $E_s = 2\,100\,000 \text{ Kg/cm}^2$

6. NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO

Las normas que se han aplicado en el diseño de este proyecto estructural son las que se indican a continuación:

- ACI 318-14 (American Concrete Institute).
- ACI 350-06 (Obras Hidráulicas).
- NEC-SE-CG - CARGAS NO SÍSMICAS.
- NEC-SE-DS - PELIGRO SÍSMICO.
- NEC-SE-HM - ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.
- NEC-SE-AC – ESTRUCTURAS DE ACERO.

A continuación se presenta en forma detallada el procedimiento que se siguió para la modelación de cada una de las estructuras.

7. CONCEPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

Todas las Estructuras están soportadas por un sistema de cimentación conformado por zapatas aisladas, vigas de cimentación, todos estos de hormigón armado.

Las estructuras se modelaron con elementos finitos tipo **Shell** (losas) y elementos tipo **Frame** (vigas y columnas de hormigón-metálicas), los cuales algunas se unen entre sí por medio de nudos para formar a su vez las losas.

8. DIMENSIONES GENERALES DEL ANÁLISIS

Las dimensiones y espesores de los elementos seleccionados en el prediseño y diseño final, son los siguientes:

Losas de Piso.

Losa de Piso e=250 mm.

Muros e=25 cm.

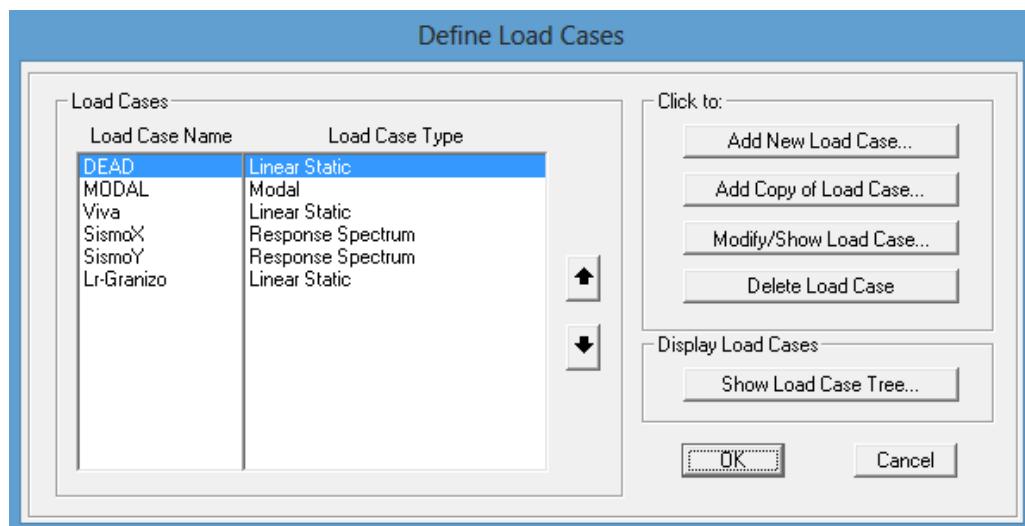
Columnas (hormigón armado, indicados en cada estructura).

Vigas superiores (hormigón armado, indicados en cada estructura).

Losas de cubierta (hormigón armado nervada, e=20 cm).

9. ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS

De acuerdo a las características del proyecto se han considerado las siguientes cargas para su análisis:



10. ANÁLISIS SÍSMICO (DINÁMICO)

Para analizar el comportamiento de la estructura sometido a solicitudes sísmicas, se consideró el espectro de aceleración dado en la norma del NEC-15. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo de Diseño Sismo-Resistente) según el tipo de suelo y dentro de la zona sísmica que se encuentra.

Tipo de suelo C:

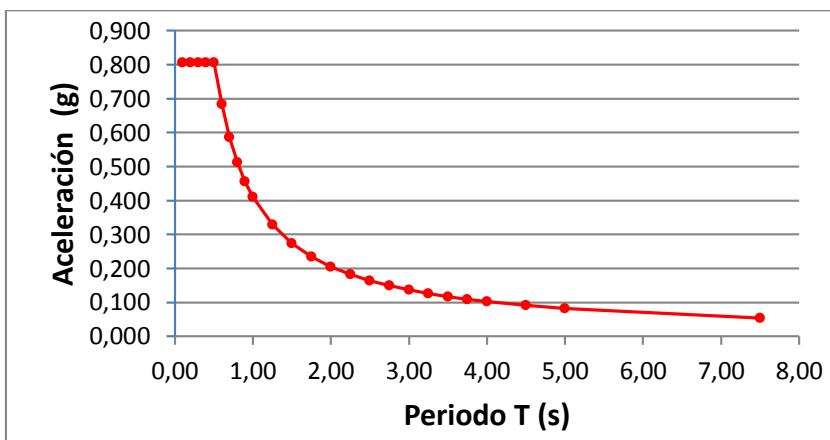
Zona sísmica: II

Factor de importancia: I=1,3

Factor de respuesta: R=8,0 (Para la estructura)

(Normas utilizadas están señaladas dentro de la NEC-15)

Espectro para el Análisis Sísmico (Este grafico es cualitativo.)



Los valores discretizados se presentan a continuación:

T (s)	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.25	1.50	1.75
Sa (g)	0.806	0.806	0.806	0.806	0.806	0.684	0.586	0.513	0.456	0.41	0.328	0.274	0.234
T (s)	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.50	5.00	7.50	10.00
Sa (g)	0.205	0.182	0.164	0.149	0.137	0.126	0.117	0.109	0.103	0.091	0.082	0.055	0.041

11. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de la parte de la cisterna se lo realizó en una hoja de cálculo.

El análisis estructural de la edificación se basa en un modelo tridimensional, el mismo que consta de: Losas, vigas y columnas formadas de hormigón armado y la Estructura metálica formada de acero. El análisis de las estructuras se realizó con la ayuda de un programa de elementos finitos (SAP2000), con la opción de modelado mediante el elemento FRAME para las columnas, vigas y estructura metálica y mediante el elemento SHELL para las losas. Se modelaron las estructuras con los mencionados elementos para los diferentes niveles y secciones, según las medidas geométricas proporcionadas por el proyecto Arquitectónico y las condiciones de carga descritas en el numeral 3 y 9.

Las fuerzas internas de cada elemento FRAME son:

- P: Fuerza axial.
- V22: Fuerza cortante en el plano 1-2.
- V33: Fuerza cortante en el plano 1-3.
- T: Fuerza de torsión.
- M22: Momento de Flexión en el plano 1-3 (alrededor del eje 2).
- M33: Momento de Flexión en el plano 1-2 (alrededor del eje 3).

Las fuerzas internas de cada elemento SHELL son:

- F11: Fuerza directa de membrana en el eje 1.
- F22: Fuerza directa de membrana en el eje 2.
- V13: Fuerza de corte transversal de placa en el plano 1-3.
- V23: Fuerza de corte transversal de placa en el plano 2-3.
- M11: Momento de Flexión de placa (alrededor del eje 1).
- M22: Momento de Flexión de placa (alrededor del eje 2).
- M12: Momento torsor.

Para el modelamiento se utilizaron inercias agrietadas en los elementos estructurales, de la siguiente manera según NEC-15 Numeral 6.1.6.

0,5 Ig para vigas (considerando la contribución de las losas).

0,8 Ig para columnas.

Ig = Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

DERIVAS DE PISO.- Según la NEC-15, tenemos o siguiente:

4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección 6.3.4)

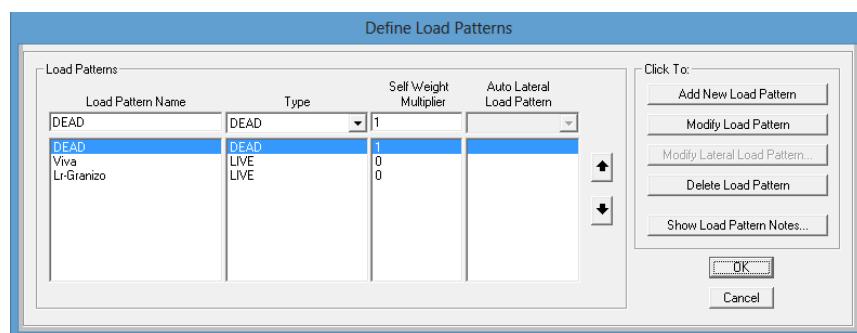
Regla: Δ_M no puede superar los valores establecidos en la [Tabla 7](#), los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

12. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

El criterio de diseño para la estructura de hormigón es el de diseño para resistencia ultima de los elementos sometidos a cargas mayoradas, para lo cual se utilizan las normas de diseño del código del ACI 318-14.

Para el diseño de la estructura se consideran los valores de los resultados (output) del análisis, basándose en los valores críticos tanto para flexión, como para cortante y fuerza axial y se comparan los esfuerzos actuantes respecto a los resistentes para el diseño final de los elementos.

Las combinaciones de cargas aplicadas para estructuras de hormigón armado fueron:



DEAD = Carga muerta (peso propio de los elementos + sobrecargas, relacionado con la carga muerta)

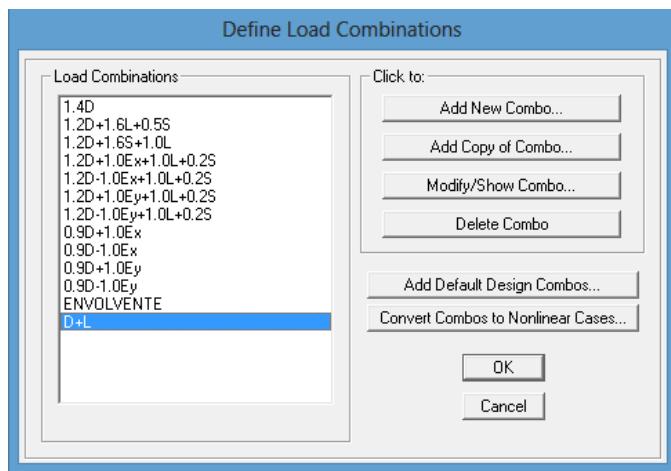
VIVA y GRANIZO = Carga viva

COMBINACIONES DE CARGA:

Combinaciones y Factores de Carga ACI 318S-14

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga		
Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U - 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U - 1.2D + 1.6L + 0.5(L, ó S ó R)$	(5.3.1b)	L
$U - 1.2D + 1.6(L, ó S ó R) + (1.0Z ó 0.5W)$	(5.3.1c)	$L, ó S ó R$
$U - 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L, ó S ó R)$	(5.3.1d)	W
$U - 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U - 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U - 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Combinaciones de Carga en Sap2000



Para la realización del diseño se escogieron los elementos con mayores esfuerzos descritos anteriormente. Por la facilidad del programa para ver los resultados se hace una visualización en cada sector más esforzado y se puntualiza el sitio que convenga analizar (o cualquier elemento específico).

En términos generales se aplica la teoría de diseño a la rotura, teniendo en cuenta las hipótesis fundamentales de la misma. Se consideró los recubrimientos establecidos $r=7,5$ cm contacto con el suelo y $r=4,0$ cm para aire. Las resistencias de los materiales $f_c=240$ Kg/cm² y $f_y=4.200$ Kg/cm², descritos anteriormente.

Para cada Edificación se presentan varios gráficos de los diferentes estados de carga donde se muestran los momentos a los que están sometidos los elementos estructurales.

13. RECOMENDACIONES

Cualquier cambio en las condiciones previstas que se determine al momento de la ejecución, deberá ser considerado por el constructor, la cual juzgara la necesidad de notificar al consultor quien ejecutó los estudios para las modificaciones correspondientes.

Cambios menores pueden ser resueltos en obra con la justificación técnica adecuada.

No se debe realizar cambios que alteren el concepto del diseño o introduzcan modificaciones mayores a estos estudios sin el conocimiento y aprobación del Ingeniero que ha realizado estos estudios y diseños. Todos los procedimientos constructivos, deben ser aprobados por un profesional en la rama.

El diseño de la Cimentación se ha realizado analizando las recomendaciones suscritas en el Estudio de Suelos.

Se debe tomar en cuenta todas las recomendaciones suscritas en el Estudio Geotécnico, principalmente la calidad del suelo de relleno y su compactación, en el numeral 6.4.4 Criterios para material de relleno tenemos:

- Ángulo de Fricción = 29
- Cohesión = 36 KPa
- Peso Específico = 18 KN/m³

El dimensionamiento de los detalles prevalece sobre las plantas generales en cada plano de diseño.

ANEXOS

ANEXO 1

REPORTES SAP2000

ANEXO 1: CISTERNAS DE AGUA POTABLE

GRÁFICAS DE LAS MODELACIONES EN SAP 2000 PROYECTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GUANGARCUCHO

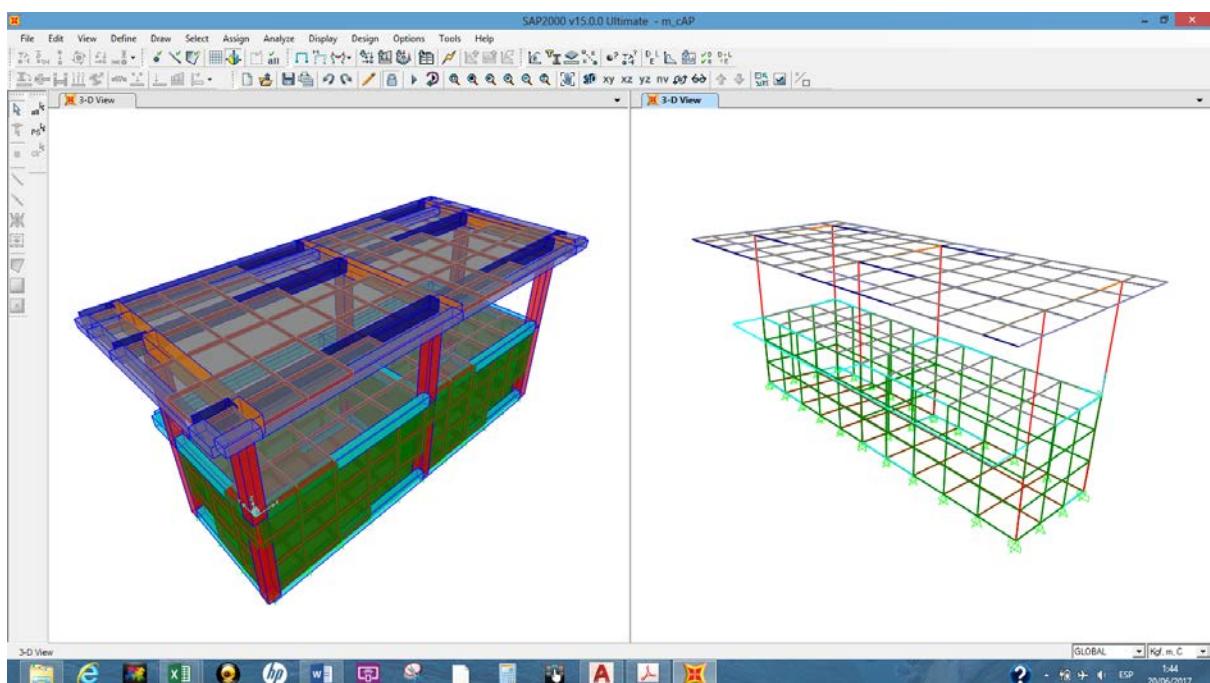
Contenido

1.	MODELO 3D.....	1
2.	CARGAS EN LOSA DE PISO.....	2
3.	CARGAS EN LOSA DE CUBIERTA.....	2
4.	DEFORMACIÓN EN ESTRUCTURA.....	3
5.	MOMENTO M33.....	3
6.	CORTANTE V22	4
7.	AXIAL.....	4
8.	MOMENTO M11 EN LOSAS	5
9.	MOMENTO M22 EN LOSAS	5

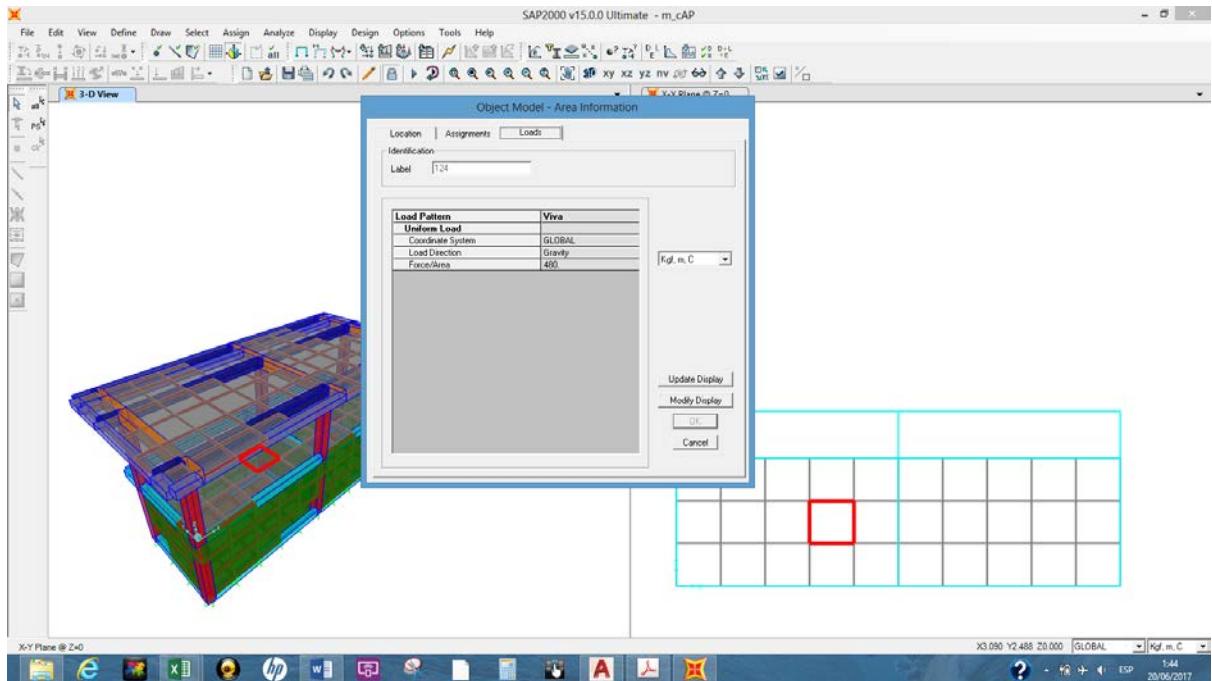
ANEXO 1: CISTERNAS DE AGUA POTABLE

GRÁFICAS DE LAS MODELACIONES EN SAP 2000 PROYECTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GUANGARCUCHO

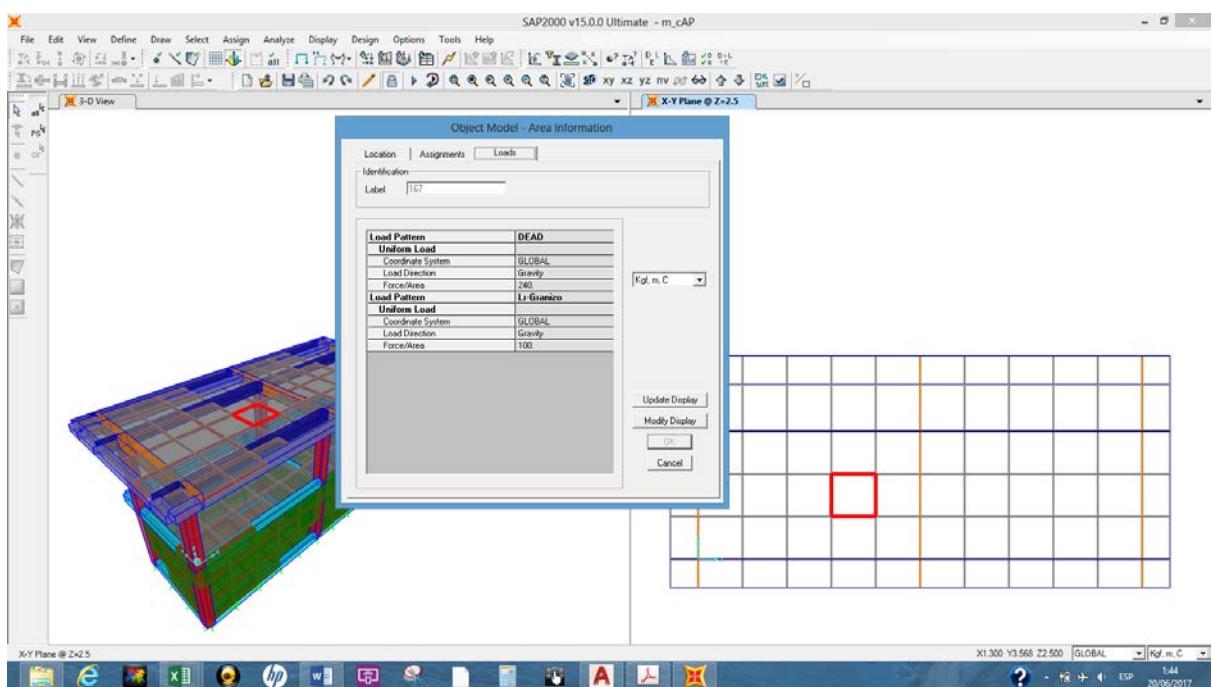
1. MODELO 3D



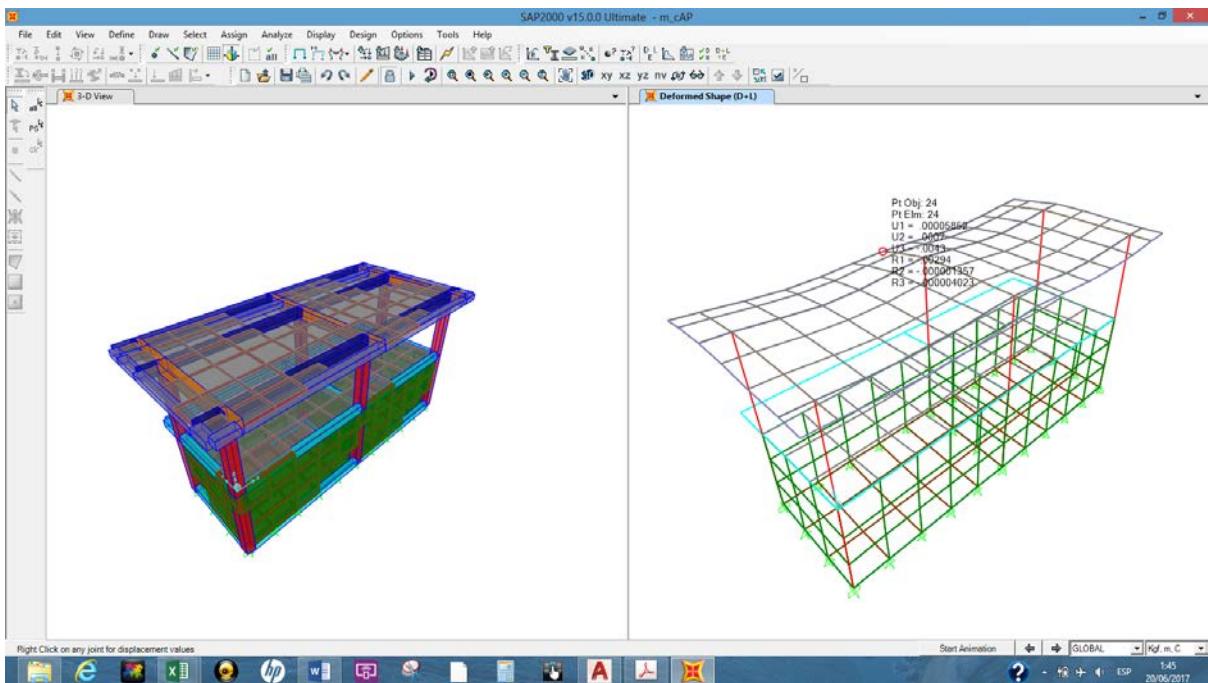
2. CARGAS EN LOSA DE PISO



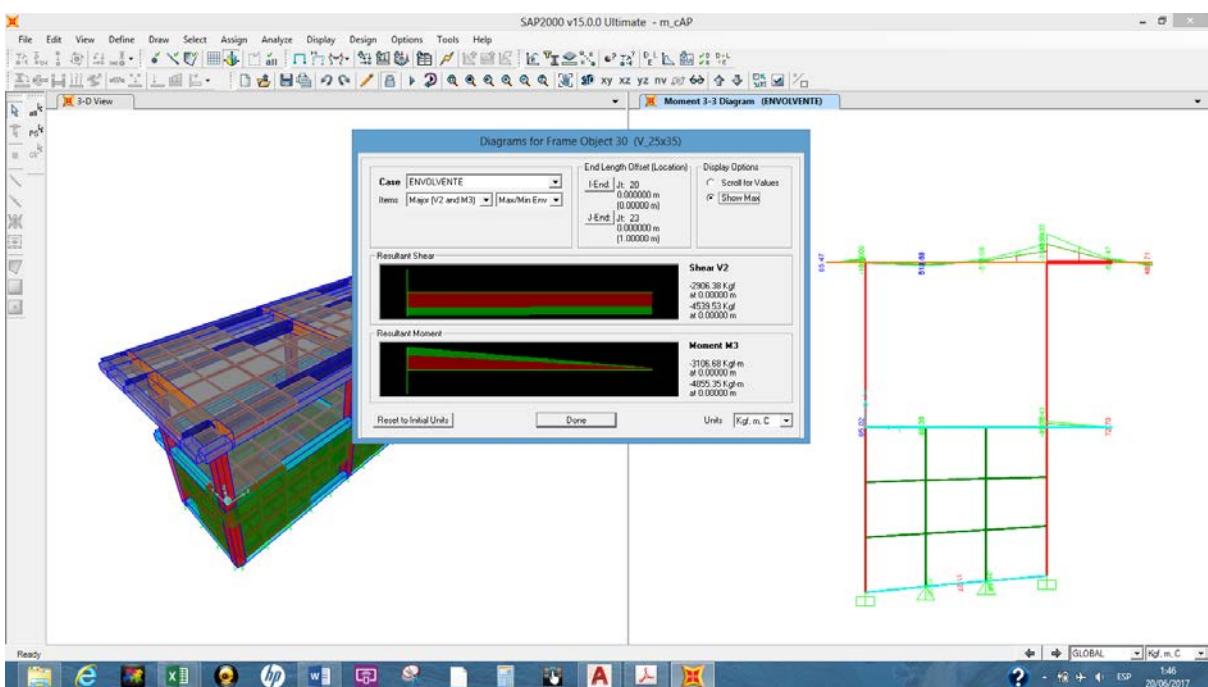
3. CARGAS EN LOSA DE CUBIERTA



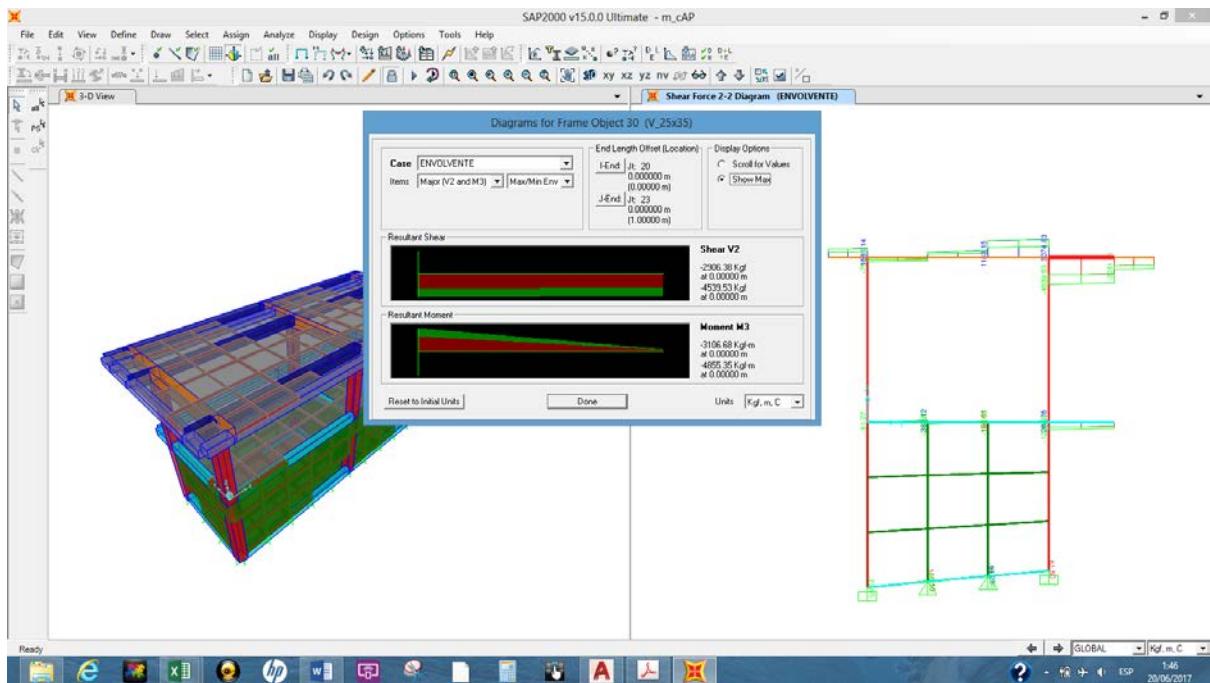
4. DEFORMACIÓN EN ESTRUCTURA



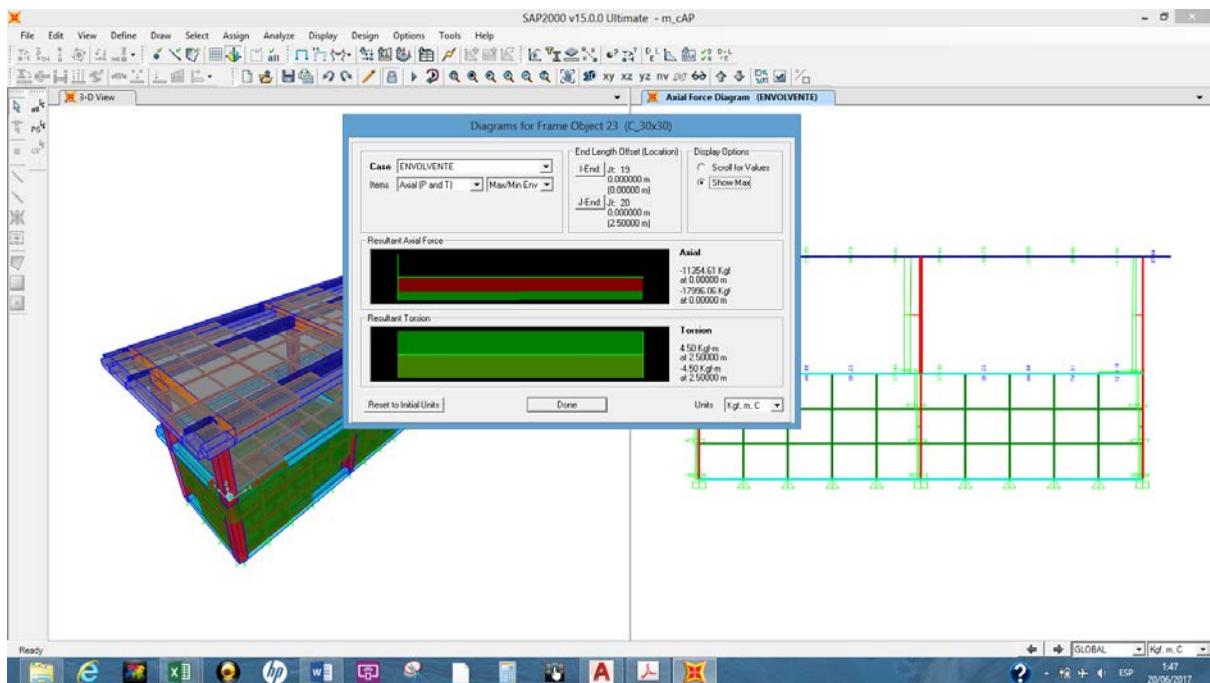
5. MOMENTO M33



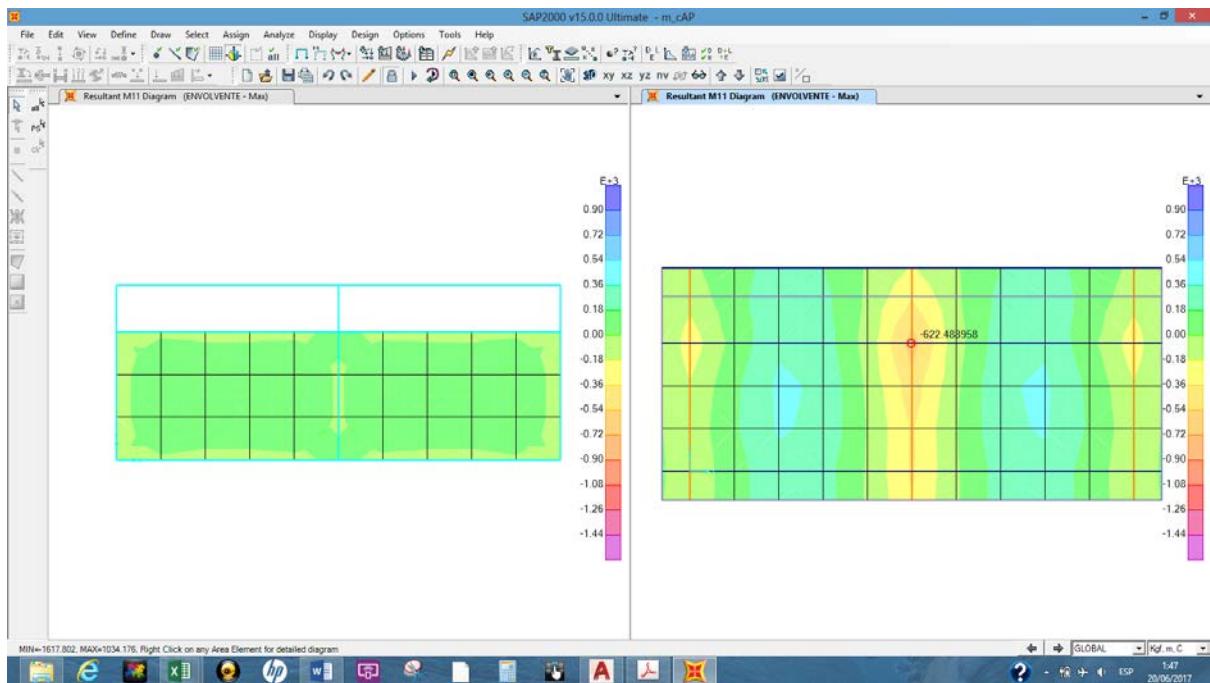
6. CORTANTE V22



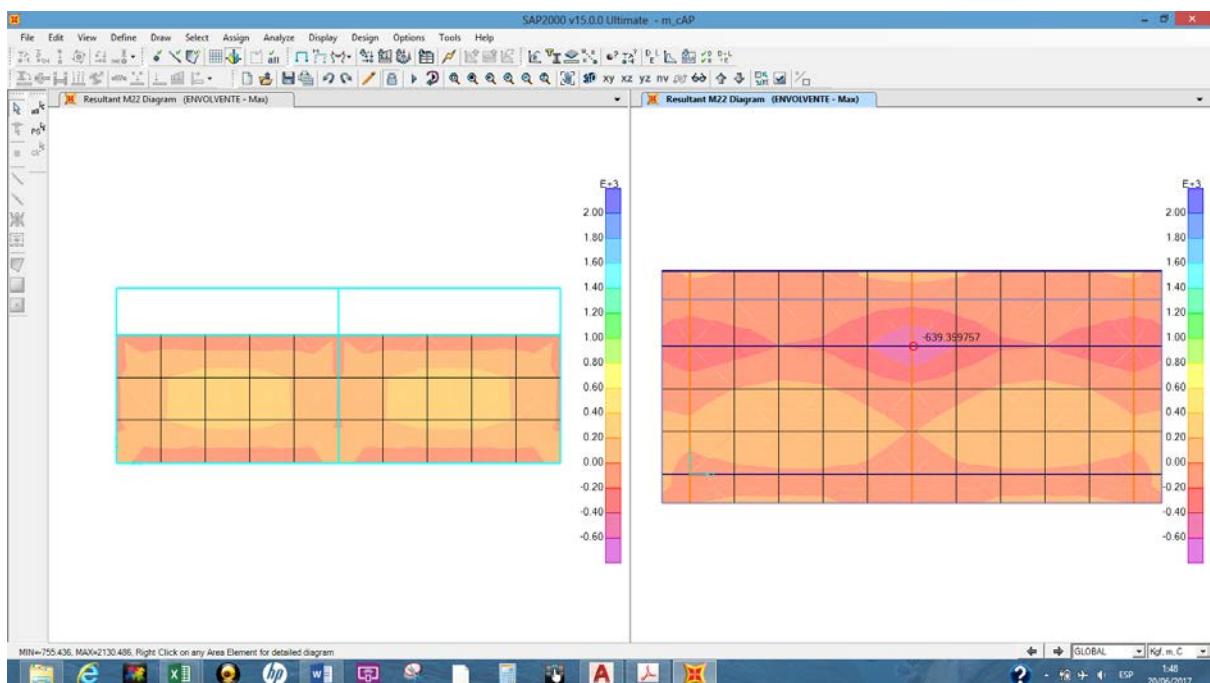
7. AXIAL



8. MOMENTO M11 EN LOSAS



9. MOMENTO M22 EN LOSAS



ANEXO 2

CÁLCULOS Y DISEÑOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE: CISTERNA DE AGUA POTABLE
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GUANGARCUCHO
CISTERNA DE AGUA POTABLE

DATOS (MEDIDAS)

Largo =	4.75	m
Ancho =	2.75	m
Alto =	2.3	m

Datos de Prediseño

Espesor de losa

$$t_{\min} \geq 0.1 + \frac{s}{30}$$

t= 19 cm
t= 25 cm

Nota: Siempre $t_{\min} \geq 0.165$ mts

MEDIDAS DE LA SECCION DE UN METRO DE FONDO

ESPESOR DE PAREDES	0.25 m
ESP. LOSA DE FONDO	0.25 m

CARGAS PARA UNA SECCIÓN TRANSVERSAL

PESO DE LA ESTRUCTURA (2400 kg/m³)

Elemento	Largo	Ancho/Alto	Espesor	Cantidad	Total (kg)
Pared 1	4.75	2.3	0.25	2	13110
Pared 2	2.75	2.3	0.25	3	11385
Losa de Cubierta	10.95	5.2	0.104	1	14212
Losa Superior	4.75	2.75	0.104	1	3260
Losa Inferior	4.75	2.75	0.25	1	3260
				SUMA:	45228.02

ÁREA DEL FONDO

Elemento	largo	Ancho	cant	total (m ²)
Losa fondo	4.75	2.75	1	13.06
				SUMA: 13.06

Fatiga del suelo sin agua **3462.43** kg/m²
 0.35 kg/cm²

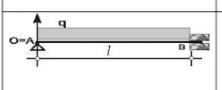
Reaccion vacío **3213** kg/m²
 0.32 kg/cm²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE: CISTERNA DE AGUA POTABLE
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GUANGARCUCHO

CISTERNA DE AGUA POTABLE

CÁLCULO DE PAREDES

Luz	2.3	m
Profundidad crítica 2/3 de L	1.53	m

Tipo de viga y carga actuante	Reacciones de vínculo	Momento flector en x_0 y en empotramientos
	$R_A = 3/8 ql$ $R_B = 5/8 ql$	$M_{max} = \frac{9}{128}ql^2$ $x_0 = 3/8l$ $M_B = -ql^2/8$

CARGA DE PAREDES

EMPUJE DE TIERRA

Sobrecarga de tránsito

densidad tierra	1800	kg/m ³
\emptyset	35	grados
Ko=	0.43	
Sobrecarga(0,6m)	0.6	m. tierra
Coeficiente de aceleración kh	0.16	g

$$S_{xs} = Z.Fa$$

$$kh = \frac{S_{xs}}{2.5}$$

$$z = 0.305$$

$$Fa = 1.3$$

Profundidad	Prof+Sobrecarga	0.60	1.45	2.13	2.30	2.90
sector	Presión (kg/m ²)	461	1113	1637	1765	2226
Momento horizontal (kg-m)		21	293	932	1167	2340
Fuerza Provocada por Sismo		171.3	413.9	609.0	656.6	827.9
0.6* h (punto de aplicación)		0.36	0.87	1.28	1.38	1.74
Momento por Sismo (kg-m)		62	360	780	906	1441
Factor de diseño		1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Factor de Durabilidad ACI-350		1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Momento de diseño (kg-m)		171	1357	3559	4313	7864
Acero		9.2	9.2	9.2	9.2	9.2
# Varillas/m $\emptyset = 14$ mm		7	7	7	7	7

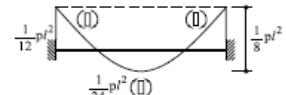
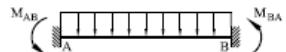
Espesor 0.25 m

Acero..... 9.2 cm²

Colocar: 6 Ø 14, alargar hierros de Losa Inferior mínimo H/4

CÁLCULO DE LA LOSA INFERIOR

Reaccion del suelo	3213	kg
Luz =	2.75	m
Momento (2 direcciones)	2025	
Coeficiente de diseño	1.6	
Coeficiente de Durabilidad	1.3	ACI-350-06
Momento para diseño.....	4211	kg.m
Espesor.....	0.25	m
Acero.....	9.24	Colocar: 6 Ø 14 + alargar 0 Ø 14 hierros de pared mínimo 80 cm
Acero transversal.....	9.24	Colocar: 6 Ø 14 + alargar 0 Ø 14 hierros de pared mínimo 80 cm



DETERMINACIÓN DEL ASENTAMIENTO CISTERNA DE AGUA POTABLE

Características del Suelo:

Peso Específico del Suelo =	18.00	KN/m ³	=	1800	Kg/m ³
Peso Específico Saturado =	18.00	KN/m ³	=	1800	Kg/m ³
Ángulo de Fricción =	35.00	°			
Cohesión =	0	Kpa			
Df =	2.30	m			

De acuerdo a Harr (1966) el asentamiento se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha$$

donde $\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right]$

$$m = L/B$$

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

L = Longitud de Cimentación =	3.225	m	L/2
B = ancho de la Cimentación =	2.225	m	L/2
q _o = Carga Admisible =	0.03	Mpa	= 0.35 kg/cm ²
E _s = Módulo de Elasticidad =	50	Mpa	= 500 kg/cm ²
μ_s = Coeficiente de Poisson =	0.3		

$$m = 1.45$$

$$(1+m^2)^{0.5} = 1.76$$

$$\alpha = 1.34$$

$S_e = 0.0019$	m	=	1.87	mm
----------------	---	---	------	----

Tabla 11.5 Parámetros elásticos de varios suelos.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Razón de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena de compacidad media	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

DISEÑO A CORTE CISTERNA DE AGUA POTABLE

DISEÑO A CORTANTE DE LOSA INFERIOR CON FUERZA DE REACCIÓN DE MURO

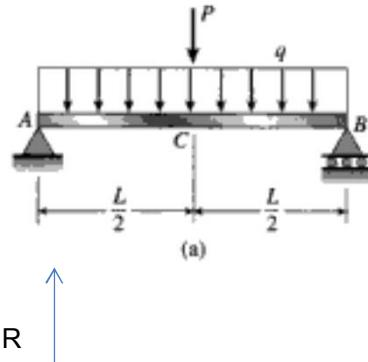
Considerando un metro de longitud de muro sobre losa

Propiedad/Unidad	Resistencia Losa
f'_c (kg/cm ²) =	280
b_w (cm) =	100
h (m) =	0.25
d (cm) =	20
α =	0
Recubrimiento (cm) =	5
ϕ =	0.75

Corte:

$$\phi V_c > V_u \quad V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$\phi V_c =$	13302.89
--------------	----------



R (kg) =	1380.00
V_u (kg) = $R \cdot \cos(\alpha)$ =	1380.00

Valor Resultante de Peso del Muro

Peralte cumple a
corte

OK

Armadura de temperatura:

$$A_s = 0.0025(100 \cdot d) = \quad \quad \quad 5 \quad \quad \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s \text{ cara superior} = \quad \quad \quad 3.33 \quad \quad \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

Diámetro de las varillas a usar (mm)	Área de la varilla	Nº de Varillas necesarias en 1 m	Separación (cm)	Separación Centros (cm)
12	1.13	4	28.4	25

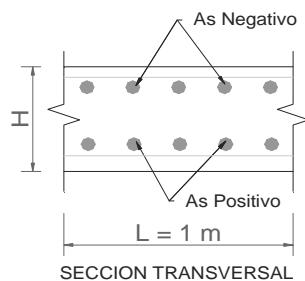
DISEÑO DE PAREDES DE CISTERNA DE AGUA POTABLE

ELEMENTO:

L (m): 2.3

Combinaciones de Carga						
	Q (kg/m)	V izq (kg)	V der (kg)	M izq (kg-m)	M der (kg-m)	M pos (kg-m)
MAXIMOS				4313	3559	2156

Esfuerzos de Diseño			
Q	MOM IZQ	MOM DER	MOM POS
Kg/m	Kg - m	Kg - m	Kg - m
3261	4313	3559	2156

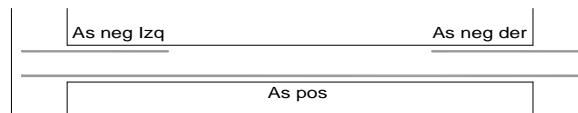


Características de la Viga		
Parámetro		Dimensión
Peralte	H	0.25 m
Base	B	1.00 m
Recubrimiento	r	0.05 m
Peralte Efect.	d	0.20 m
Longitud Libre	L	2.00 m
Resistencia	f'_c	280 Kg/cm ²
Resistencia	f_y	4200 Kg/cm ²

Comprobación de la luz libre del elemento. ACI - 318
L/H >4 8.00

Comprobación del ancho del elemento. ACI - 318
0,75>B/H>0,4 4.00
B>0,25

ARMADURA LONGITUDINAL



Requerimientos maximos y minimos de armadura longitudinal Artículo ACI - 318

$$As \min = 0.003BH$$

8.25 0

$$4 = 9.2$$

As máx = 0.025BD

50.00

$$4 = 0$$

Hierros a alargar de losa

Adiconales

Requerimientos de armadura longitudinal		As en el Apoyo Izquierdo (Negativo)		As en el Apoyo Derecho (Negativo)		As en el Centro de la Luz (Positivo)	
Ru = Mu (izq)/((ρBD^2))	11.98	As calculado:	8.25 cm²	- Amin =	-0.99		
$\rho = 0.85 f'c/fy(1 - Raiz(1 - (2.36 * Ru/f'c)))$	0.00294	Colocar: 6 Ø 14, alargar hierros de Losa Inferior mínimo H/4					
As izq = ρBD	5.87 cm²	As colocado:	9.24 cm²				
As en el Apoyo Derecho (Negativo)		As en el Centro de la Luz (Positivo)					
Ru = Mu (der)/((ρBD^2))	9.89	As calculado:	8.25 cm²	- Amin =	-0.99		
$\rho = 0.85 f'c/fy(1 - Raiz(1 - (2.36 * Ru/f'c)))$	0.0024	Colocar: 6 Ø 14, alargar hierros de Losa Inferior mínimo H/4					
As der = ρBD	4.82 cm²	As colocado:	9.24 cm²				

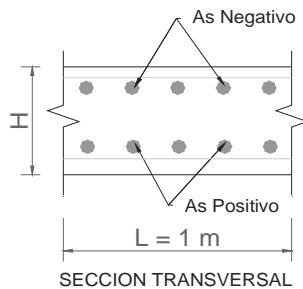
DISEÑO DE LOSA INFERIOR, REFUERZO TRANSVERSAL CISTERNA DE AGUA POTABLE

ELEMENTO:

L (m): **2.75**

Combinaciones de Carga						
	Q (kg/m)	V izq (kg)	V der (kg)	M izq (kg-m)	M der (kg-m)	M pos (kg-m)
MAXIMOS				4211	4211	2106

Esfuerzos de Diseño			
Q	MOM IZQ	MOM DER	MOM POS
Kg/m	Kg - m	Kg - m	Kg - m
2228	4211	4211	2106

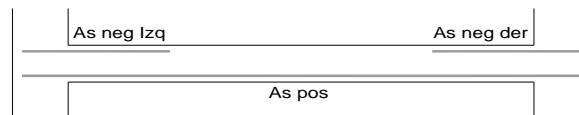


Características de la Viga		
Parámetro		Dimensión
Peralte	H	0.25 m
Base	B	1.00 m
Recubrimiento	r	0.05 m
Peralte Efect.	d	0.20 m
Longitud Libre	L	2.45 m
Resistencia	f_c'	280 Kg/cm ²
Resistencia	f_y	4200 Kg/cm ²

Comprobación de la luz libre del elemento. Artículo 21.5.1.2 ACI - 318
 $L/H > 4$ 9.80

Comprobación del ancho del elemento. Artículo 21.5.1.3 y 4 ACI - 318
0,75>B/H>0,4 4.00
B>0,25

ARMADURA LONGITUDINAL



Requerimientos maximos y minimos de armadura longitudinal Artículo 21.5.2.1 ACI - 318

$$As \min = 0.003BH$$

8.25 0

$$14 = 9.24$$

As máx = 0.025BD

50.00

$$14 = 0$$

Hierros verticales a alargar

Adiconales

Requerimientos de armadura longitudinal		As en el Apoyo Izquierdo (Negativo)		Adicionales			
$Ru = Mu / (\rho BD^2)$	11.70	As calculado:	8.25 cm²	- Amin =	-0.99		
$\rho = 0.85 * f'c / fy(1 - Raiz(1 - (2.36 * Ru / f'c)))$	0.00287	Colocar:	6 Ø 14 + alargar 0 Ø 14	hierros de pared mínimo 80 cm			
As izq = ρBD	5.73 cm²	As colocado:	9.24 cm²				
As en el Apoyo Derecho (Negativo)							
$Ru = Mu / (\rho BD^2)$	11.70	As calculado:	8.25 cm²	- Amin =	-0.99		
$\rho = 0.85 * f'c / fy(1 - Raiz(1 - (2.36 * Ru / f'c)))$	0.0029	Colocar:	6 Ø 14 + alargar 0 Ø 14	hierros de pared mínimo 80 cm			
As der = ρBD	5.73 cm²	As colocado:	9.24 cm²				
As en el Centro de la Luz (Positivo)							
As pos min (con Mom apoyo/2)							
Ru = $Mu / (\rho BD^2)$	5.85						
$\rho = 0.85 * f'c / fy(1 - Raiz(1 - (2.36 * Ru / f'c)))$	0.001415						
As pos min (con Mom Apoyo/2)	2.83 cm ²						
As pos calculado							
Ru = $Mu / (\rho BD^2)$	5.85	As calculado	8.25 cm²	- Amin =	-0.99		
$\rho = 0.85 * f'c / fy(1 - Raiz(1 - (2.36 * Ru / f'c)))$	0.001415	Colocar:	6 Ø 14				
As pos calculado	2.83 cm²	As colocado:	9.24 cm²				

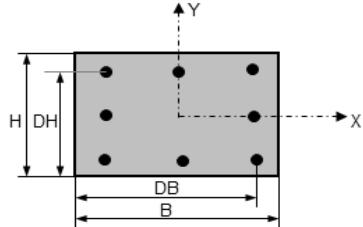
DISEÑO DE COLUMNAS CISTERNA; SECCIÓN: 30 x 30

ELEMENTO:	
L (m):	2.50
B (m): Sentido X-X	0.30
H (m): Sentido Y-Y	0.30

r (m):	0.04
DB (m):	0.26
DH (m):	0.26

Artículo 18.7.2.1

- OK (a) B ó H: debe ser mayor que 30cm
 OK (b) Dim. Menor / Dim. Mayor mayor que 0.4



Armadura Longitudinal:

Armadura mínima: 09.0cm²
 Armadura máxima: 54.0cm²

Articulo 18.7.4.1

Combinaciones de Carga

	Axial	M en X- X	M en Y - Y
MAXIMOS	17340	2328	1687

Armadura Longitudinal a colocar:

8 ϕ 12 mm 09.05cm²

Asmin (1%Ag)= 09.00cm²

Armadura Transversal Artículo 18.7.5

Longitud de distribución de estribos en zonas de fluencia por flexión. Artículo 18.7.5.1

Altura de entrepiso libre: 215.00 cm

30.00 cm	
35.83 cm	=====>
45.00 cm	

Separación del refuerzo transversal. Artículo 18.7.5.3

Diámetro de la varilla longitudinal	1.20 cm
hx, separación entre ramas de estribos	15.00 cm

so	a) 7.50 cm	b) 7.20 cm	c) 15.00 cm	=====>	7.20 cm	Zona Central	7.20 cm

10cm <= so <= 15cm

Requerimiento de armadura transversal. Artículo 18.7.5.4

bcx	22 cm ²
bcy	22 cm ²
Ag	900 cm ²
Ach	484 cm ²
f'c	240 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ²

Sentido X

$Ashx / s = 0.3 * (bc*f'c/fy) * (Ag/Ach-1)$	0.32	=====>	0.32
$Ashx / s = 0.09 * (bc*f'c/fy)$	0.11		

Ash requerido:	2.33 cm ²
Colocar: 3 de ramas 10mm	2.36 cm ²

Sentido Y

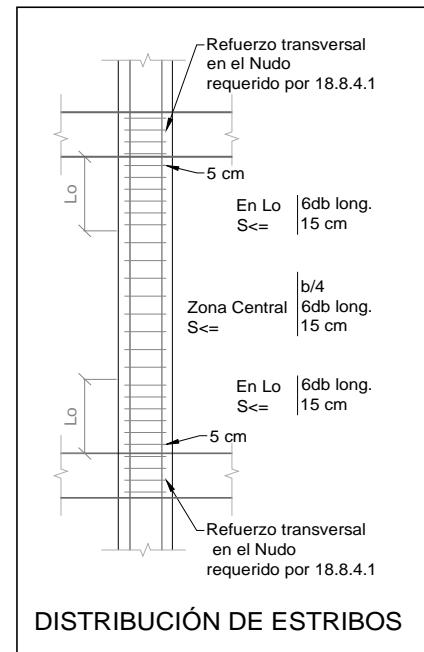
$Ashx / s = 0.3 * (bc*f'c/fy) * (Ag/Ach-1)$	0.32	=====>	0.32
$Ashx / s = 0.09 * (bc*f'c/fy)$	0.11		

Ash requerido:	2.33 cm ²
Colocar: 3 de ramas 10mm	2.36 cm ²

DISEÑO DE UNA COLUMNA RECTANGULAR

Método de la Carga Inversa

B:	30 cm
H:	30 cm
DH:	26 cm
DB:	26 cm
f'c:	240 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
Mux:	2328 Kg-m
Muy:	1687 Kg-m
Pu:	17340 Kg
p:	0.010
As:	9.05 cm ²
ex (cm):	13.43
ey (cm):	9.73



La carga Pu es menor que 0.1*f'c*Ag...

Determinación del parámetro ω

ω :	0.26
------------	------

Cálculo de la carga última Pn y Pu resistente

Determinación de Po	
Pon:	175811 Kg
Determinación de Pnx	
DH/t:	0.87
ex/t:	0.45
α :	0.25
Pnx:	54000.0 Kg
Determinación de Pny	
d ² /b:	0.87
ey/b:	0.32
α :	0.35
Pny:	75600.0 Kg
Determinación de Pn	
Pn:	38376 Kg
Determinación de Pu	
Pu resist:	26863 Kg
LA SECCION CUMPLE	

DISEÑO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN, SECCIÓN: 25 x 25

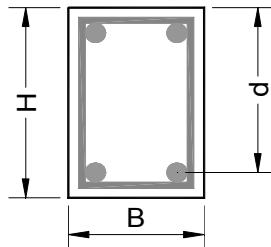
ELEMENTO:

L (m):	4.75
--------	------

Combinaciones de Carga

Esfuerzos de Diseño			
Q	MOM IZQ	MOM DER	MOM POS
Kg/m	Kg - m	Kg - m	Kg - m
355	2000	2000	2000

Características de la Viga		
Parámetro	Dimensión	
Peralte	H	0.25 m
Base	B	0.25 m
Recubrimiento	r	0.04 m
Peralte Efect.	d	0.21 m
Longitud Libre	L	4.50 m
Resistencia	f _c	240 Kg/cm ²
Resistencia	f _y	4200 Kg/cm ²



Comprobación de la luz libre del elemento. Artículo 18.6.2.1 (a) ACI - 318

$$L/d > 4 \quad 21.43 \quad \text{OK}$$

Comprobación del ancho del elemento. Artículo 18.6.2.1 (b) ACI - 318

$$\begin{aligned} B/h > 0,3 & \quad 1.19 \quad \text{OK} \\ B > 0,25 & \end{aligned}$$

ARMADURA LONGITUDINAL



Requerimientos máximos y mínimos de armadura longitudinal Artículo 9.6.1.2 ACI - 318

As min = 14BD/fy	1.75 cm ²	2 φ 14 = 3.08
As máx = 0,025BD	13.13 cm ²	0 φ 14 = 0
		0 φ 14 = 0
		0 φ 14 = 0

Requerimientos de armadura longitudinal

As en el Apoyo Izquierdo (Negativo)			
Ru = Mu (izq)/((ρBD^2))	20.16	As calculado: 2.67 cm ²	- Amin = -0.41
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.00508	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As izq = ρBD	2.67 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	Se extenderán hierros de columnas >=50 cm
As en el Apoyo Derecho (Negativo)			
Ru = Mu (der)/((ρBD^2))	20.16	As calculado: 2.67 cm ²	- Amin = -0.41
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.0051	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As der = ρBD	2.67 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	Se extenderán hierros de columnas >=50 cm
As en el Centro de la Luz (Positivo)			
As pos min (con Mom apoyo/2)			
Ru = Mu (apoyo/2)/((ρBD^2))	10.08		
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.002470		
As pos min (con Mom Apoyo/2)	1.30 cm ²		
As pos calculado			
Ru = Mu (positivo)/((ρBD^2))	20.16	As calculado 2.67 cm ²	- Amin = -0.41
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.005079	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As pos calculado	2.67 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	

ARMADURA TRANSVERSAL

Resistencia Probable. ACI - 318

$$M_p = 1,25 A_s f_y (D - 1,25 A_s f_y / (2 * 0,85 f'_c B))$$

Mp1	3139.4 Kg-m
Mp2	3139.4 Kg-m
Mp'1	3139.4 Kg-m
Mp'2	3139.4 Kg-m
Q	354.6 Kg/m

Cortante ACI - 318

V1	2193.1 Kg
V2	597.5 Kg
V'1	597.5 Kg
V'2	2193.1 Kg
Máximo	2193.1 Kg

Separación Máxima. Artículo 18.6.4.4 ACI - 318
(en 2h)

Diametro del estribo	1.00 cm
Diámetro de la varilla longitudinal	1.40 cm
D/4	5.25 cm
6 Diámetros Longitudinales	8.40 cm
(c)	15.00 cm
s calculado	5.25cm
s colocado	= 5.00cm

Separación Máxima Artículo 18.6.4.6 ACI - 318
(en parte central de la viga)

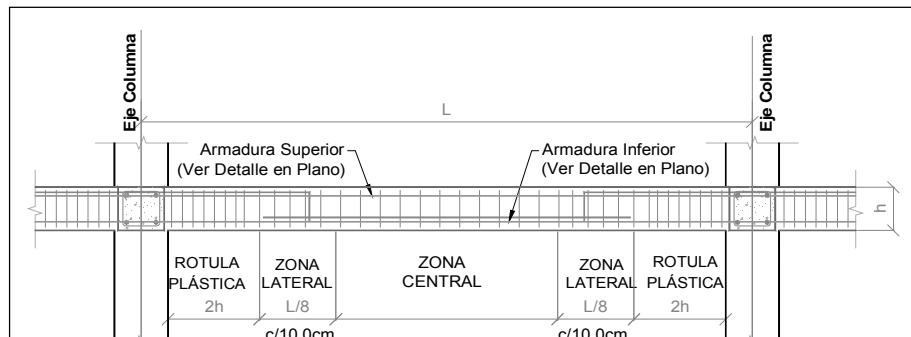
< d/2	10.50 cm
Colocado	10.00 cm

Requerimiento de Armadura Transversal

V _{smax} = 2.1*f'c^0.5*B*D	17079.9 Kg
Avmax/Separación Máxima = V _{smax} /(f _y *D)	0.19
Avmin/Separación Máxima = 3.5*B/f _y	0.02
Av/Separación Máxima = (V _u -V _c)/(0.85*f _y *D)	0.07
V _u = 3.5*B*D*ϕ+ϕV _c	5225.9 Kg
ϕV _c = 0.53*0.85*B*D*f'c*0.5	3664.0 Kg
ϕV _c = 0.85(0.5*f'c^0.5+175(As/BD)*(V _u *D/Mu))*B*D	3456.6 Kg
Av requerido	0.37 cm ²
Av colocado	10 mm 0.79 cm ²
COLOCAR 1 estribo 10mm@ 5 cm	

REPARTICION DE ESTRIBOS

Longitud libre	450	cm
Espaciad. entre estribos Laterales	5	cm
Espaciad. entre estribos Centrales	10.5	cm
Longitud Lateral para estribos	112.5	cm
# de Vigas iguales	1	u.
# de estribos	66	u.
# Total de Est.	66	u.



ARMADURA DE CORTE PARA VIGA

(El primer estribo de la viga se colocara a no mas de 5cm del elemento de apoyo)
(En zona de traslape, el espaciamiento del refuerzo transversal es el menor entre d/4 y 100 mm)

DISEÑO DE VIGAS; EJES B, SECCIÓN: 25 x 35

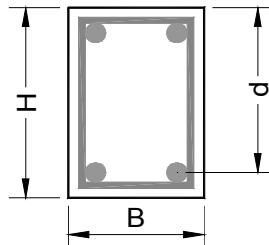
ELEMENTO:

L (m):	2.75
--------	------

Combinaciones de Carga

Esfuerzos de Diseño			
Q	MOM IZQ	MOM DER	MOM POS
Kg/m	Kg - m	Kg - m	Kg - m
2280	4311	2975	1000

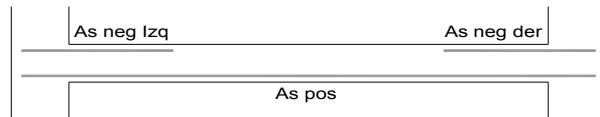
Características de la Viga		
Parámetro	Dimensión	
Peralte	H	0.35 m
Base	B	0.25 m
Recubrimiento	r	0.05 m
Peralte Efect.	d	0.30 m
Longitud Libre	L	2.40 m
Resistencia	f _c	240 Kg/cm ²
Resistencia	f _y	4200 Kg/cm ²



Comprobación de la luz libre del elemento. Artículo 18.6.2.1 (a) ACI - 318
 L/d >4 8.00 OK

Comprobación del ancho del elemento. Artículo 18.6.2.1 (b) ACI - 318
 B/h>0,3 0.83 OK
 B>0,25

ARMADURA LONGITUDINAL



Requerimientos máximos y mínimos de armadura longitudinal Artículo 9.6.1.2 ACI - 318

As min = 14BD/fy	2.50 cm ²	2 φ 14 = 3.08
As máx = 0,025BD	18.75 cm ²	1 φ 14 = 1.54
		0 φ 14 = 0
		0 φ 14 = 0

Requerimientos de armadura longitudinal

As en el Apoyo Izquierdo (Negativo)			
Ru = Mu (izq)/((ρBD^2))	21.29	As calculado: 4.04 cm ²	- Amin = 0.96
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.00538	Colocar: 2φ14mm + 1φ14mm	
As izq = ρBD	4.04 cm ²	As colocado: 4.62 cm ²	Se extenderán hierros de columnas >=50 cm
As en el Apoyo Derecho (Negativo)			
Ru = Mu (der)/((ρBD^2))	14.69	As calculado: 2.73 cm ²	- Amin = -0.35
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.0036	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As der = ρBD	2.73 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	Se extenderán hierros de columnas >=50 cm
As en el Centro de la Luz (Positivo)			
As pos min (con Mom apoyo/2)			
Ru = Mu (apoyo/2)/((ρBD^2))	10.64		
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.002612		
As pos min (con Mom Apoyo/2)	1.96 cm ²		
As pos calculado			
Ru = Mu (positivo)/((ρBD^2))	4.94	As calculado 2.50 cm ²	- Amin = -0.58
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.001194	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As pos calculado	0.90 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	

ARMADURA TRANSVERSAL

Resistencia Probable. ACI - 318

$$M_p = 1,25 A_s f_y (D - 1,25 A_s f_y / (2 * 0,85 f'_c B))$$

Mp1	6699.7 Kg-m
Mp2	4594.7 Kg-m
Mp'1	4594.7 Kg-m
Mp'2	4594.7 Kg-m
Q	2280.2 Kg/m

Cortante ACI - 318

V1	7442.2 Kg
V2	1969.8 Kg
V'1	1092.6 Kg
V'2	6565.1 Kg
Máximo	7442.2 Kg

Separación Máxima. Artículo 18.6.4.4 ACI - 318
(en 2h)

Diametro del estribo	1.00 cm
Diámetro de la varilla longitudinal	1.40 cm
D/4	7.50 cm
6 Diámetros Longitudinales	8.40 cm
(c)	15.00 cm
s calculado 7.50cm	
s colocado= 7.00cm	

Separación Máxima Artículo 18.6.4.6 ACI - 318
(en parte central de la viga)

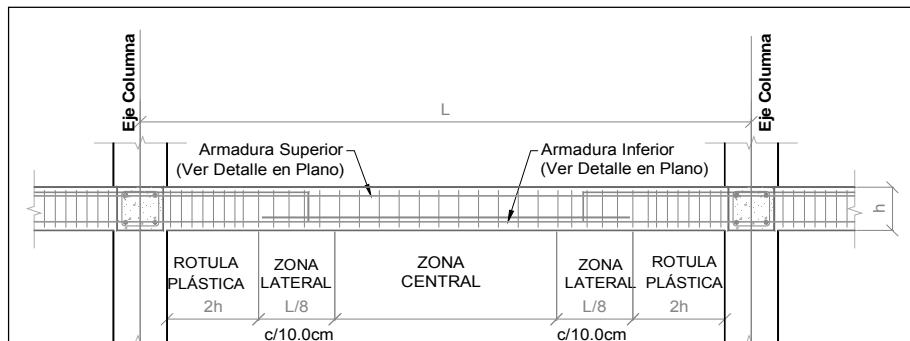
< d/2	15.00 cm
Colocado	15.00 cm

Requerimiento de Armadura Transversal

V _{smax} = 2.1*f'c^0.5*B*D	24399.8 Kg
Avmax/Separación Máxima = V _{smax} /(f _y *D)	0.19
Avmin/Separación Máxima = 3.5*B/f _y	0.02
Av/Separación Máxima = (V _u -V _c)/(0.85*f _y *D)	0.07
V _u = 3.5*B*D*ϕ+ϕV _c	7465.6 Kg
ϕV _c = 0.53*0.85*B*D*f'c*0.5	5234.3 Kg
ϕV _c = 0.85(0.5*f'c^0.5+175(As/BD)*(V _u *D/Mu))*B*D	4938.1 Kg
Av requerido	0.52 cm ²
Av colocado	10 mm 0.79 cm ²
COLOCAR 1 estribo 10mm@ 7 cm	

REPARTICION DE ESTRIBOS

Longitud libre	240	cm
Espaciad. entre estribos Laterales	7	cm
Espaciad. entre estribos Centrales	15	cm
Longitud Lateral para estribos	60.0	cm
# de Vigas iguales	1	u.
# de estribos	25	u.
# Total de Est.	25	u.



ARMADURA DE CORTE PARA VIGA

(El primer estribo de la viga se colocara a no mas de 5cm del elemento de apoyo)
(En zona de traslape, el espaciamiento del refuerzo transversal es el menor entre d/4 y 100 mm)

DISEÑO DE VIGAS; EJES 2 y 3, SECCIÓN: 25 x 30

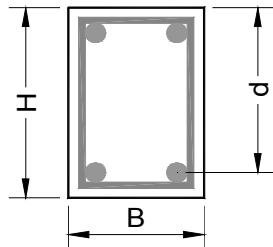
ELEMENTO:

L (m):	4.75
--------	------

Combinaciones de Carga

Esfuerzos de Diseño			
Q	MOM IZQ	MOM DER	MOM POS
Kg/m	Kg - m	Kg - m	Kg - m
479	2700	2694	1500

Características de la Viga		
Parámetro	Dimensión	
Peralte	H	0.30 m
Base	B	0.25 m
Recubrimiento	r	0.05 m
Peralte Efect.	d	0.25 m
Longitud Libre	L	4.45 m
Resistencia	f _c	240 Kg/cm ²
Resistencia	f _y	4200 Kg/cm ²



Comprobación de la luz libre del elemento. Artículo 18.6.2.1 (a) ACI - 318

$$L/d > 4 \quad 17.80 \quad \text{OK}$$

Comprobación del ancho del elemento. Artículo 18.6.2.1 (b) ACI - 318

$$\begin{aligned} B/h > 0,3 & \quad 1.00 \quad \text{OK} \\ B > 0,25 & \end{aligned}$$

ARMADURA LONGITUDINAL



Requerimientos máximos y mínimos de armadura longitudinal Artículo 9.6.1.2 ACI - 318

As min = 14BD/fy	2.08 cm ²	2 φ 14 = 3.08
As máx = 0,025BD	15.63 cm ²	1 φ 14 = 1.54
		0 φ 14 = 0
		0 φ 14 = 0

Requerimientos de armadura longitudinal

As en el Apoyo Izquierdo (Negativo)			
Ru = Mu (izq)/((ρBD^2))	19.20	As calculado: 3.02 cm ²	- Amin = -0.06
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.00482	Colocar: 2φ14mm + 1φ14mm	
As izq = ρBD	3.02 cm ²	As colocado: 4.62 cm ²	Se extenderán hierros de columnas >=50 cm
As en el Apoyo Derecho (Negativo)			
Ru = Mu (der)/(ρBD^2)	19.16	As calculado: 3.01 cm ²	- Amin = -0.07
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.0048	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As der = ρBD	3.01 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	Se extenderán hierros de columnas >=50 cm
As en el Centro de la Luz (Positivo)			
As pos min (con Mom apoyo/2)			
Ru = Mu (apoyo/2)/(ρBD^2)	9.60		
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.002349		
As pos min (con Mom Apoyo/2)	1.47 cm ²		
As pos calculado			
Ru = Mu (positivo)/(ρBD^2)	10.67	As calculado 2.08 cm ²	- Amin = -1.00
ρ = 0,85*f _c /fy(1-Raiz(1-(2,36*Ru/f _c)))	0.002618	Colocar: 2φ14mm + 0φ14mm	
As pos calculado	1.64 cm ²	As colocado: 3.08 cm ²	

ARMADURA TRANSVERSAL

Resistencia Probable. ACI - 318

$$M_p = 1,25 A_s f_y (D - 1,25 A_s f_y / (2 * 0,85 f'_c B))$$

Mp1	5487.0 Kg-m
Mp2	3786.2 Kg-m
Mp'1	3786.2 Kg-m
Mp'2	3786.2 Kg-m
Q	478.7 Kg/m

Cortante ACI - 318

V1	3148.9 Kg
V2	1018.8 Kg
V'1	636.6 Kg
V'2	2766.7 Kg
Máximo	3148.9 Kg

Separación Máxima. Artículo 18.6.4.4 ACI - 318
(en 2h)

Diametro del estribo	1.00 cm
Diámetro de la varilla longitudinal	1.40 cm
D/4	6.25 cm
6 Diámetros Longitudinales	8.40 cm
(c)	15.00 cm
s calculado 6.25cm	
s colocado= 6.00cm	

Separación Máxima Artículo 18.6.4.6 ACI - 318
(en parte central de la viga)

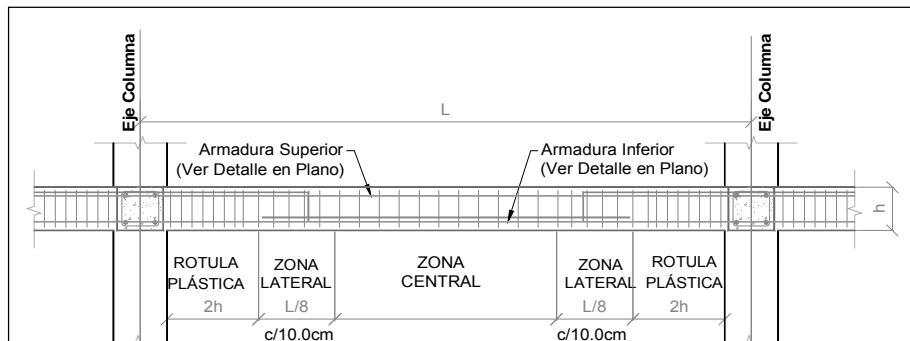
< d/2	12.50 cm
Colocado	12.00 cm

Requerimiento de Armadura Transversal

V _{smax} = 2.1*f'c^0.5*B*D	20333.2 Kg
Avmax/Separación Máxima = V _{smax} /(f _y *D)	0.19
Avmin/Separación Máxima = 3.5*B/f _y	0.02
Av/Separación Máxima = (V _u -V _c)/(0.85*f _y *D)	0.07
V _u = 3.5*B*D*ϕ+ϕV _c	6221.3 Kg
ϕV _c = 0.53*0.85*B*D*f'c*0.5	4361.9 Kg
ϕV _c = 0.85(0.5*f'c^0.5+175(As/BD)*(V _u *D/Mu))*B*D	4115.0 Kg
Av requerido	0.44 cm²
Av colocado	10 mm 0.79 cm²
COLOCAR 1 estribo 10mm@ 6 cm	

REPARTICION DE ESTRIBOS

Longitud libre	445	cm
Espaciad. entre estribos Laterales	6	cm
Espaciad. entre estribos Centrales	12.5	cm
Longitud Lateral para estribos	111.3	cm
# de Vigas iguales	1	u.
# de estribos	55	u.
# Total de Est.	55	u.



ARMADURA DE CORTE PARA VIGA

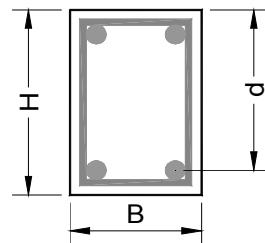
(El primer estribo de la viga se colocara a no mas de 5cm del elemento de apoyo)
(En zona de traslape, el espaciamiento del refuerzo transversal es el menor entre d/4 y 100 mm)

DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO DE VIGA, SECCIÓN: 25 x 35

ELEMENTO:

L (m):	1.72
--------	------

Características de la Viga		
Parámetro	Dimensión	
Peralte	H	0.35 m
Base	B	0.25 m
Recubrimiento	r	0.04 m
Peralte Efect.	d	0.31 m
Longitud Libre	L	1.37 m
Resistencia	f'c	240 Kg/cm ²
Resistencia	f _y	4200 Kg/cm ²



$$\ell/480^{[3]} = 0.36 \text{ cm}$$

λ_1 = Deflexión inmediata debida a L_r , S y R (extraido de programa Sap2000), Lr_S_R

$$\lambda_1 = 0.3 \text{ cm}$$

24.2.4 Cálculo de deflexiones dependiente del tiempo

24.2.4.1 Miembros no preeforzados

24.2.4.1.1 A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deflexión adicional dependiente del tiempo, resultante del flujo plástico y retracción en miembros a flexión, debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga sostenida por el factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

ρ' = cuantía del refuerzo A'_s evaluada sobre el área bd

24.2.4.1.2 En la ecuación (24.2.4.1.1), ρ' es el valor en la mitad de la luz para vanos simples y continuos y en el apoyo para voladizos.

24.2.4.1.3 En la ecuación (24.2.4.1.1), los valores para el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, ξ , se encuentran definidos en la Tabla 24.2.4.1.3.

Tabla 24.2.4.1.3 — Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 ó más	2.0

3	ϕ	14 =	4.62
Cuantía =			0.0060

$$\lambda_2 = \lambda_1 * \lambda_\Delta = 0.46 \text{ cm}$$

$$\Delta T = \lambda_1 + \lambda_2 = 0.76 \text{ cm}$$

No Cumple
Contraflecha de Viga Calculado

Se tiene que insertar rejilla en este punto