



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

Diseño de una estructura sismo resistente de dos pisos para un Centro de Salud en la Universidad Técnica de Manabí de la ciudad de Portoviejo.

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

**DUVAL JEFAY CARREÑO PICO  
CARLOS JOEL CAÑARTE PANEZO**

**GUAYAQUIL - ECUADOR**

**Año: 2019**

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por bendecirme día a día y haberme guiado a lo largo de este camino.

A mis padres, por darme la oportunidad de poder realizar mis estudios en esta prestigiosa Universidad.

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral, por haber contribuido en mi formación académica.

Al departamento de infraestructura de la Universidad Técnica de Manabí por habernos dado la apertura para la realización del presente proyecto.

Duval Jefav Carreño Pico

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios ante todo y eternamente a mis padres por su apoyo incondicional tanto en lo personal como a lo largo de la carrera, sobre todo a mi mamá Maricela que día a día me acompañó. A mis hermanos que siempre estuvieron apoyándome incondicionalmente, principalmente a mi hermano pequeño Josué que siempre estuvo haciendo travesuras mientras yo estudiaba. Agradecido con familiares y amigos cercanos que velaron por mi estatus en mi vida estudiantil.

A los docentes tutores y específicos que con sus consejos y sugerencias aportaron para terminar este proyecto.

Carlos Joel Cañarte Panezo

## DEDICATORIA

Este proyecto va dedicados a mis Padres, Duval y María Elena quienes, con su confianza y apoyo incondicional, me han permitido llegar hoy a cumplir un sueño más.

A mi novia Gema, por su amor y paciencia durante estos 6 años de estar lejos.

A mis hermanos y toda mi familia por extenderme sus manos en los momentos más difíciles.

Duval Jefav Carreño Pico

## DEDICATORIA

Este proyecto va dedicado a mis padres Carlos y Maricela, a mis hermanos Anabell, Ronald y Josué que siempre estuvieron apoyándome y depositándome toda su confianza a lo largo de mi carrera universitaria para llegar a ser quien soy en esta vida.

Carlos Joel Cañarte Panezo

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Duval Jefav Carreño Pico y Carlos Joel Cañarte Panezo damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

---

**Duval Jefav Carreño Pico**

---

**Carlos Joel Cañarte Panezo**

# EVALUADORES

---

**PhD. Carlos Raúl Rodríguez Díaz**  
PROFESOR DE MATERIA INTEGRADORA

---

**MSc. Guillermo Javier Muñoz Villa**  
PROFESOR TUTOR

## RESUMEN

El Ecuador al ser un país con alta vulnerabilidad sísmica se encuentra expuesto a eventos sísmicos de diferentes magnitudes, el presente trabajo tiene como objetivo el diseño de una estructura sismo resistente para un centro de salud en la Universidad Técnica de Manabí (U.T.M.). Luego del terremoto del 16 abril del 2016, una parte de la infraestructura física de la universidad se vio afectada, surgiendo la necesidad de construir nuevas edificaciones.

Para iniciar el proyecto se realizó un estudio geotécnico mediante dos sondeos exploratorios con un equipo de perforación dinámica, de la misma manera se realizó un pre-dimensionamiento de dos alternativas: Pórticos de Concreto Resistentes a Momentos y Pórticos de Acero Resistentes a Momentos, ambos basados en la normativa ecuatoriana (NEC-2015).

Tomando en cuenta las restricciones del proyecto, los Pórticos de Acero Resistentes a Momentos fue la alternativa seleccionada para el diseño final. El modelamiento de los elementos estructurales de la edificación, se los realizó en un software de análisis estructural cumpliendo los requisitos especificados en la normativa ecuatoriana.

El proyecto tiene un presupuesto aproximado de \$1´191.940,32 donde se incluyen obra gris, acabados, instalaciones eléctricas y sanitarias, mejoramiento de suelo en toda el área del terreno y el tipo de cimentación, una zapata corrida en dos direcciones.

**Palabras Clave:** Vulnerabilidad, Geotécnico, Alternativas, Acero, Presupuesto.



## **ABSTRACT**

*Ecuador being a country with high seismic vulnerability is exposed to seismic events of different magnitudes, this work aims to design a resistant earthquake structure for a health center at the Technical University of Manabí (U.T.M.). After the earthquake of April 16, 2016, a part of the physical infrastructure of the university was affected, emerging the need to build new edifications.*

*To start the project, a geotechnical study was carried out through of two exploratory surveys with a dynamic drilling equipment, in the same way, a pre-dimensioning of two alternatives was carried out: Moments-Resistant Concrete Frames and Moments-Resistant Steel Frames, both based in Ecuadorian regulations (NEC-2015).*

*Taking into account the restrictions of the project, the Moment-resistant Steel Frames was the alternative selected for the final design. The modeling of the structural elements of the building was carried out in a structural analysis software fulfilling with the requirements specified in the Ecuadorian regulations.*

*The project has an approximate budget of \$ 1'191.940,32 which includes finishes, electrical and sanitary installations, soil improvement throughout the area of the land and the type of foundation, a footing continuous in two directions.*

**Keywords:** *Vulnerability, Geotechnical, Alternatives, Steel, Budget.*

# ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS .....	II
AGRADECIMIENTOS .....	III
DEDICATORIA.....	IV
DEDICATORIA.....	V
EVALUADORES .....	VII
RESUMEN.....	VIII
ABSTRACT .....	IX
ÍNDICE GENERAL.....	X
ABREVIATURAS .....	XII
SIMBOLOGÍA .....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	XVII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XX
<b>CAPÍTULO 1 .....</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA .....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA .....	2
1.4 OBJETIVOS.....	2
1.4.1 <i>Objetivo General</i> .....	2
1.4.2 <i>Objetivos Específicos</i> .....	2
1.5 MARCO TEÓRICO.....	3
1.5.1 <i>Acero</i> .....	3
1.5.2 <i>Ventajas del Acero</i> .....	3
1.5.2.1 <i>Alta Resistencia</i> .....	3
1.5.2.2 <i>Durabilidad</i> .....	3
1.5.2.3 <i>Ductilidad</i> .....	4
1.5.2.4 <i>Tenacidad</i> .....	4
1.5.3 <i>Desventajas del Acero</i> .....	4
1.5.3.1 <i>Corrosión</i> .....	4
1.5.3.2 <i>Presencia de fuego</i> .....	4
1.5.3.3 <i>Susceptibilidad al pandeo</i> .....	4
1.5.3.4 <i>Fractura Frágil</i> .....	4
1.5.4 <i>Esfuerzo-Deformación del Acero</i> .....	4
1.5.5 <i>Sistema de diseño Sismo resistente</i> .....	5
1.5.5.1 <i>Marcos resistente a momento</i> .....	5
1.5.5.2 <i>Marcos arriostrados concéntricamente</i> .....	6
1.5.5.3 <i>Marcos arriostrados excéntricamente</i> .....	6
1.5.5.4 <i>Muros de corte</i> .....	6
1.5.6 <i>Consideraciones de criterio Sismo resistente</i> .....	7
1.5.6.1 <i>Configuración geométrica horizontal</i> .....	7
1.5.6.2 <i>Configuración geométrica vertical</i> .....	7
1.5.6.3 <i>Golpeteo entre edificios</i> .....	9
1.5.6.4 <i>Torsión en planta</i> .....	9
1.5.7 <i>Zonificación sísmica</i> .....	9
1.5.8 <i>Geología local</i> .....	10
1.5.9 <i>Espectro de diseño NEC-2015 para PCRM</i> .....	12
1.5.10 <i>Límites permisibles de derivas en pisos</i> .....	13
<b>CAPÍTULO 2 .....</b>	<b>22</b>
2. METODOLOGÍA.....	22
2.1 ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	22
2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO .....	23

2.3 PROPUESTA ARQUITECTÓNICA .....	24
2.4 PRE DISEÑO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS .....	25
2.5 DISEÑO .....	27
3.5 DISEÑO DE INSTALACIONES .....	27
2.6 PLANOS .....	27
2.7 ESTUDIO AMBIENTAL .....	28
2.8 PRESUPUESTO .....	28
<b>CAPÍTULO 3 .....</b>	<b>29</b>
<b>3. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>29</b>
3.1 ESTUDIO DE SUELOS .....	29
3.2 CIMENTACIÓN .....	30
3.3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA .....	31
3.3.1 Bloque 1 .....	35
3.3.2 Bloque 2 .....	43
3.3.3 Bloque 3 .....	51
3.4 CONEXIONES DE LA ESTRUCTURA .....	59
3.4.1 Conexión metálica viga-columna .....	59
3.4.2 Conexión metálica viga principal a viga secundaria .....	60
3.4.3 Empalme entre columnas metálicas .....	61
3.4.4 Empalme entre vigas metálicas .....	61
3.4.5 Armado de columna metálica .....	62
3.4.6 Placa base y pernos de anclaje .....	62
3.5 DISEÑO HIDROSANITARIO .....	63
3.6 DISEÑO ELÉCTRICO .....	63
3.7 DISEÑO DE AGUAS SERVIDAS .....	63
3.8 PRESUPUESTO .....	63
<b>CAPÍTULO 4 .....</b>	<b>66</b>
<b>4. LÍNEA BASE AMBIENTAL .....</b>	<b>66</b>
4.1 UBICACIÓN .....	66
4.2 COORDENADAS .....	66
4.3 IMPLANTACIÓN .....	66
4.4 DESCRIPCIÓN DEL MEDIO .....	67
4.4.1 Medio Físico .....	67
4.4.1.1 Clima .....	67
4.4.1.2 Temperatura .....	67
4.4.1.3 Precipitación .....	67
4.4.1.4 Suelos .....	67
4.4.1.5 Geología y Morfología .....	68
4.4.2 Medio Biótico .....	68
4.4.2.1 Flora .....	68
4.4.2.2 Fauna .....	69
4.4.3 Medio Socio Económico .....	69
4.4.3.1 Descripción del cantón Portoviejo .....	69
4.4.3.2 Población .....	69
4.4.3.3 Actividades Productivas .....	69
4.4.3.4 Servicios Básicos .....	70
<b>CAPÍTULO 5 .....</b>	<b>72</b>
<b>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>72</b>
5.1 CONCLUSIONES .....	72
5.2 RECOMENDACIONES .....	72
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>74</b>

## **ABREVIATURAS**

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AISC	American Institute of Steel Construction
UTM	Universidad Técnica de Manabí
ASCE	American Society of Civil Engineers
PARM	Pórticos de Acero Resistente a Momento
PCRM	Pórticos de Concreto Resistente a Momento
APU	Análisis de Precios Unitarios
IGM	Instituto Geográfico Militar
SUIA	Sistema Único de Información Ambiental
SNAP	Sistema Nacional de Área Protegidas
PFE	Patrimonio Forestal del Estado
BVP	Bosques y Vegetación Protectora

## SIMBOLOGÍA

As	Área del acero
f'c	Resistencia última a la compresión
fy	Resistencia a la fluencia del acero
e	Espesor
rec	Recubrimiento
ton	Toneladas
bw	Espesor del alma de viga I
bf	Ancho del ala de viga I
tf	Espesor del ala de viga I
d	Altura total de viga I
B	Ancho de la cimentación
Cs	Coefficiente de respuesta sísmica
pv	Cuantía de acero vertical
pn	Cuantía de acero transversal
Φ	Diámetro
Ø	Factor de reducción de resistencia
Kg/cm <sup>2</sup>	Kilogramos por centímetro cuadrado
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
ex, ey	Excentricidad en dirección X y Y
m	Metro
m <sup>2</sup>	Metro cuadrado
mm	Milímetro
mm <sup>2</sup>	Milímetro cuadrado
Mn	Momento Nominal
ØMn	Momento de diseño
Mp	Momento plástico
qu	Esfuerzo último del suelo
Z	Aceleración máxima en roca
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
Vu	Fuerza cortante última mayorada

$V_x, V_y$	Cortante basal en la dirección X y la dirección Y
W	Peso sísmico
WD	Carga Muerta
WL	Carga Viva
Wpp	Carga muerta elementos estructurales
W	Contenido de humedad
Mcws	Peso del suelo húmedo más recipiente
Mcs	Peso de suelo seco más recipiente
Mc	Peso del recipiente
%Ret	Porcentaje de retenido
Wret	Peso retenido
Wi	Peso total inicial
IP	Índice de plasticidad
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
$\delta_{xe}$	Desplazamiento del piso
$\delta_{xi}$	Deriva de piso
hsx	Altura del piso
$\Theta_x$	Deriva de piso calculada
$\Theta_a$	Deriva máxima de cualquier piso
Mpa	Mega pascales
$l_n$	Longitud del claro
Dir. X	Dirección en X
Dir. Y	Dirección en Y
T	Tiempo de vibración de la estructura
Ct	Coficiente que depende del tipo de edificio
hn	Altura máxima de la edificación de n pisos
A	Área del piso de la estructura
N	Número de pisos de la estructura
I	Factor de importancia
$\phi_E$	Factor de configuración de elevación
$\phi_P$	Factor de configuración de planta
$F_i$	Fuerza horizontal-lateral en el piso i de la estructura

$h_x$	Altura del piso x de la estructura
k	Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura
$P_i$	Carga axial de servicio en el piso
$\alpha$	factor de reducción según la ubicación de columna
MD	Momento producido por carga muerta
$q_D$	Carga lineal por carga muerta
S	Separación eje a eje
$q_L$	Carga lineal por carga viva
ML	Momento producido por carga viva
E	Sismo
W	Nieve
$\Phi_{\text{varilla}}$	Diámetro de varilla
$\Phi_{\text{estribo}}$	Diámetro de estribo
$\sum M_{pc}$	Momento plástico en la columna
$\sum M_{pv}$	Momento plástico en la viga
$F_a$	Coefficiente de amplificación del suelo en un transcurso de período corto ante un sismo.
$F_d$	Coefficiente de amplificación del suelo durante el sismo para amplificar las ordenadas del espectro inelástico
$F_s$	Coefficiente de amplificación del suelo para el comportamiento no lineal del suelo, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
$q_u$	Carga lineal ultima
Max-x	Momento actuante en la viga
$Z_x$	modulo plástico
$\Delta_{\text{max}}$	Deformación máxima
$\Delta_{\text{adm}}$	Deformación admisible
$A_{\text{req}}$	Área requerida
$I_x$	Inercia con respecto al eje X
$I_y$	Inercia con respecto al eje Y
$Q_i$	Índice de estabilidad del piso i

$P_i$	Suma de la carga vertical sin mayorar
$\Delta_i$	Deriva del piso $i$
$V_i$	Cortante sísmico del piso $i$
$h_i$	Altura del piso $i$
$\Delta_M$	Deriva máxima inelástica
$\Delta_E$	Desplazamiento producido por fuerzas laterales
$R$	Coefficiente de reducción de resistencia
Mode	Numero de período de vibración
$U_x$	Desplazamiento de masa en dirección X
$U_y$	Desplazamiento de masa en dirección Y
$U_z$	Desplazamiento de masa en dirección Z
Sum $U_x$	Sumatoria de desplazamiento de masa en dirección X
Sum $U_y$	Sumatoria de desplazamiento de masa en dirección Y
Sum $U_z$	Sumatoria de desplazamiento de masa en dirección Z



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE UN ACERO DULCE [MC. CORMAN,2013]	5
FIGURA 1.2 SISTEMA DE MARCO RESISTENTE A MOMENTO [ALACERO]	5
FIGURA 1.3 SISTEMA DE MARCO ARRIOSTRADO CONCÉNTRICAMENTE [ALACERO]	6
FIGURA 1.4 SISTEMA DE MARCO ARRIOSTRADO EXCÉNTRICAMENTE [ALACERO]	6
FIGURA 1.5 SISTEMA DE MURO DE CORTE [ALACERO]	6
FIGURA 1.6 CONFIGURACIONES FAVORABLES Y DESFAVORABLES [ROJAS. P, 2006]	7
FIGURA 1.7 SOLUCIONES A LAS CONFIGURACIONES [ROJAS. P, 2006]	7
FIGURA 1.8 PISO DÉBIL [CARVAJAL. K, 2008]	8
FIGURA 1.9 CAMBIO DE SECCIONES EN ESTRUCTURA [CARVAJAL K, 2008]	8
FIGURA 1.10 CRITERIO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL [CARVAJAL K, 2008]	8
FIGURA 1.11 GOLPETEO ENTRE EDIFICIO [CARVAJAL K, 2008]	9
FIGURA 1.12 TORSIÓN POR EXCENTRICIDAD EN CENTRO DE RIGIDEZ Y CENTRO DE MASA [CARVAJAL. K, 2008]	9
FIGURA 1.13 FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z [NEC-2015]	10
FIGURA 1.14 VALORES DE ZONA SÍSMICA EN LA NORMA [NEC-2015]	10
FIGURA 1.15 CLASIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO [NEC-2015]	11
FIGURA 1.16 FACTORES DE SITIO FA [NEC-2015]	11
FIGURA 1.17 FACTORES DE SITIO FD [NEC-2015]	12
FIGURA 1.18 FACTORES DE SITIO FS [NEC-2015]	12
FIGURA 1.19 ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE RESPUESTA [NEC-2015]	12
FIGURA 1.20 FACTOR DE IMPORTANCIA [NEC-2015]	13
FIGURA 1.21 VALORES MÁXIMOS DE DERIVA [NEC-2015]	13
FIGURA 1.22 FACTOR R PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES [NEC-2015]	15
FIGURA 2.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO [GOOGLE EARTH]	22
FIGURA 2.2 PERFORACIÓN 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	22
FIGURA 2.3 PERFORACIÓN 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	23
FIGURA 2.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	23
FIGURA 2.5 PLACA DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO MILITAR [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	24
FIGURA 2.6 COLOCACIÓN DE LA ESTACIÓN PROVISIONAL [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	24
FIGURA 2.7 LEVANTAMIENTO DEL TERRENO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	24
FIGURA 2.8 PLANO ARQUITECTÓNICO PLANTA BAJA [DEPARTAMENTO TÉCNICO, UTM]	25
FIGURA 2.9 PLANO ARQUITECTÓNICO – PLANTA ALTA [DEPARTAMENTO TÉCNICO, UTM]	25
FIGURA 2.10 PROCESO DEL SUIA [[CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	28
FIGURA 3.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO [TECNISUELO, 2019]	29
FIGURA 3.2 ESTRATOS DE MEJORAMIENTO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	30
FIGURA 3.3 VISTA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	31
FIGURA 3.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CIMENTACIÓN [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	31

FIGURA 3.5 ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICO E INELÁSTICO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	33
FIGURA 3.6 MODAL 1 DEL BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	36
FIGURA 3.7 MODAL 2 DEL BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	36
FIGURA 3.8 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA PRINCIPAL DE CUBIERTA BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	38
FIGURA 3.9 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA PRINCIPAL DE PLANTA ALTA BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	39
FIGURA 3.10 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA SECUNDARIA DE CUBIERTA BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	40
FIGURA 3.11 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA SECUNDARIA DE PLANTA ALTA BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	41
FIGURA 3.12 DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	42
FIGURA 3.13 MODAL 1 DEL BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	43
FIGURA 3.14 MODAL 2 DEL BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	44
FIGURA 3.15 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA PRINCIPAL DE CUBIERTA BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	46
FIGURA 3.16 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA PRINCIPAL DE PLANTA ALTA BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	47
FIGURA 3.17 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA SECUNDARIA DE PLANTA BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	48
FIGURA 3.18 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA SECUNDARIA DE CUBIERTA BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	49
FIGURA 3.19 DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	50
FIGURA 3.20 MODAL 1 DEL BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	51
FIGURA 3.21 MODAL 2 DEL BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	52
FIGURA 3.22 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA PRINCIPAL DE PLANTA ALTA BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	54
FIGURA 3.23 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA PRINCIPAL DE CUBIERTA BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	55
FIGURA 3.24 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA SECUNDARIA DE PLANTA ALTA BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	56
FIGURA 3.25 DEMANDA/CAPACIDAD VIGA SECUNDARIA DE CUBIERTA BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	57
FIGURA 3.26 DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	58
FIGURA 3.27 CONEXIÓN METÁLICA COLUMNA-VIGA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	59
FIGURA 3.28 CONEXIÓN METÁLICA VIGA A VIGA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	60
FIGURA 3.29 RECORTE DE PERFIL IPE [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	60
FIGURA 3.30 EMPALME ENTRE COLUMNAS [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	61
FIGURA 3.31 EMPALME ENTRE VIGAS [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	61
FIGURA 3.32 ARMADO DE COLUMNA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	62

<b>FIGURA 3.33 VISTA ISOMÉTRICA DE CONEXIÓN ENTRE VIGAS Y COLUMNAS [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....</b>	<b>62</b>
<b>FIGURA 3.34 PLACA BASE Y PERNOS DE ANCLAJE [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....</b>	<b>62</b>
<b>FIGURA 3.35 PRESUPUESTO REFERENCIAL - PARTE 1 [CARREÑO, J., CAÑARTE J., 2019].....</b>	<b>64</b>
<b>FIGURA 3.36 PRESUPUESTO REFERENCIAL - PARTE 2 [CARREÑO, J., CAÑARTE J., 2019].....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURA 4.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO [GOOGLE EARTH].....</b>	<b>66</b>
<b>FIGURA 4.2 IMPLANTACIÓN DEL PROYECTO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....</b>	<b>67</b>
<b>FIGURA 4.3 GEOLOGÍA Y MORFOLOGÍA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....</b>	<b>68</b>
<b>FIGURA 4.4 FLORA EN LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....</b>	<b>69</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1 VALORES CT Y A [NEC-2015].....	16
TABLA 1.2 VALORES DE K [NEC-2015].....	18
TABLA 1.3 COMBINACIONES DE CARGA [AISC,2010].....	20
TABLA 1.4 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN [AISC,2010].....	21
TABLA 2.1 PRE DISEÑO DE PÓRTICOS DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS (PCRM) [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	26
TABLA 2.2 PRE DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTE A MOMENTOS (PARM) [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	26
TABLA 3.1 CARGA MUERTA Y VIVA DE PLANTA ALTA DE PARM [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	31
TABLA 3.2 CARGA MUERTA Y VIVA DE CUBIERTA DE PARM [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	32
TABLA 3.3 PARÁMETROS Y COEFICIENTES SÍSMICOS [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	32
TABLA 3.4 PERÍODO DE VIBRACIÓN DE PARM [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	33
TABLA 3.5 PESO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	33
TABLA 3.6 COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	34
TABLA 3.7 CORTANTE BASAL PRODUCIDO EN LA ESTRUCTURA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	34
TABLA 3.8 FUERZAS POR SISMO APLICADA EN BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .	34
TABLA 3.9 FUERZAS POR SISMO APLICADA EN BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .	34
TABLA 3.10 FUERZAS POR SISMO APLICADA EN BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]	35
TABLA 3.11 PERÍODOS DE VIBRACIÓN DEL BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	35
TABLA 3.12 DERIVAS EN SENTIDO X - BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	36
TABLA 3.13 DERIVAS EN SENTIDO Y - BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	36
TABLA 3.14 ÍNDICE DE ESTABILIDAD EN DIR. X BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]..	37
TABLA 3.15 ÍNDICE DE ESTABILIDAD EN DIR. Y BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]..	37
TABLA 3.16 MAYOR D/C DE PERFILES EN BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	42
TABLA 3.17 PERÍODOS DE VIBRACIÓN DEL BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	43
TABLA 3.18 DERIVAS EN SENTIDO X - BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	44
TABLA 3.19 DERIVAS EN SENTIDO Y - BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	44
TABLA 3.20 ÍNDICE DE ESTABILIDAD EN DIR. X BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]..	45
TABLA 3.21 ÍNDICE DE ESTABILIDAD EN DIR. Y BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]..	45
TABLA 3.22 MAYOR D/C DE PERFILES EN BLOQUE 1 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	50
TABLA 3.23 PERÍODOS DE VIBRACIÓN DEL BLOQUE 2 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	51
TABLA 3.24 DERIVAS EN SENTIDO X - BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	52
TABLA 3.25 DERIVAS EN SENTIDO Y - BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	52
TABLA 3.26 ÍNDICE DE ESTABILIDAD EN DIR. X BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]..	53
TABLA 3.27 ÍNDICE DE ESTABILIDAD EN DIR. Y BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019]..	53
TABLA 3.28 MAYOR D/C DE PERFILES EN BLOQUE 3 [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	58

TABLA 3.29 PERFILES PARA TIPO DE CONEXIÓN COLUMNA-VIGA [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	59
TABLA 3.30 RECORTE DE PERFIL PARA VIGAS IPE [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	60
TABLA 3.31 PLACA PARA VIGAS SEGÚN PERFIL IPE [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	61
TABLA 4.1 COORDENADAS DEL PROYECTO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019].....	66
TABLA 4.2 CUADRO DE ÁREA DEL PROYECTO [CARREÑO J., CAÑARTE J., 2019] .....	67

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

El Ecuador al estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, es un país vulnerable a riesgos sísmico, prueba de ello fue el terremoto de 7.8 grados del pasado 16 de abril del 2016, donde colapsaron 13.962 viviendas (Telégrafo, 2017).

El presente trabajo se basa en un diseño sísmo resistente de un edificio de dos pisos como Centro de Salud en la Universidad Técnica de Manabí, cuya función será ofrecer atención médica a toda la comunidad universitaria.

Dentro de las características del proyecto se encuentran, el tipo de suelo de la zona, el cual presenta inconvenientes por ser suelos blandos. Para analizar esta problemática es necesario realizar un estudio de suelo completo e identificar los diferentes parámetros y característica del mismo.

El interés académico del proyecto nace en poder diseñar una estructura sísmo resistente y encontrar una solución geotécnica que se pueda aplicar tanto es esta como en futuras edificaciones. Al mismo tiempo contará con los diseños eléctricos y sanitarios de la edificación con sus respectivos planos, adjuntando de igual manera un presupuesto general.

Durante el proyecto se realizaron tanto trabajos de campo como de laboratorio, así como también el uso de la Normativa Ecuatoriana (NEC 2015) para el diseño de la edificación.

### 1.1 Descripción del Problema

La ciudad de Portoviejo se encuentra ubicada en la región costa del Ecuador, siendo la ciudad más grande y poblada de la provincia de Manabí.

Al estar rodeados de colinas la ciudad presenta suelos blandos e inclusive existen sitios dentro de la ciudad en el cual se encuentran arenas licuables en donde se ha implantado diferentes tipos de edificaciones; las cuales se vieron afectadas en

gran magnitud durante el terremoto del 16 de abril del 2016 con epicentro en Pedernales.

Para la elaboración de este proyecto es de suma importancia tener en cuenta cada una de las particularidades que envuelven el diseño estructural, como el geotécnico en una edificación, involucrando las normativas vigentes nacionales e internacionales que rigen en los diseños; para poder brindar a las personas esa tranquilidad de estar en una edificación segura.

## **1.2 Justificación del Problema**

La Universidad Técnica de Manabí (UTM) es una de las principales universidades pública de la provincia, de manera que alberga estudiantes provenientes de diferentes rincones de Manabí.

Sin embargo, a partir del terremoto del 2016 gran parte de su infraestructura física se vio afectada, teniendo como desventaja su ubicación; puesto que se encuentra al pie de una de las colinas que rodean a la ciudad. Colina por donde desciende gran cantidad de sedimentos que a lo largo de los años han formado suelos blandos en la zona.

La UTM fue creada hace 67 años y muchos de sus edificios ya cumplieron su vida útil, pero la demanda de estudiantes ha ido en aumento año tras año y se tiene la necesidad de construir nuevas edificaciones que logren remplazar las derribadas por el terremoto.

Por ello surge la necesidad de buscar una solución geotécnica y estructural para el diseño del nuevo Centro de Salud que se va a construir en la universidad.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General.**

Diseñar una estructura sismo resistente de 2 pisos para un centro de salud universitario en la Universidad Técnica de Manabí de la ciudad de Portoviejo.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

1. Realizar un pre dimensionamiento y diseño de elementos del sistema estructural de la edificación.

2. Realizar un estudio geotécnico para implantación de la cimentación
3. Diseñar las instalaciones sanitarias y eléctricas del centro de salud.
4. Realizar los diferentes tipos de planos necesarios para la edificación
5. Realizar un estudio de impacto ambiental.
6. Realizar un presupuesto general para la construcción de la edificación.

## **1.5 Marco Teórico**

### **1.5.1 Acero**

El acero se encuentra compuesto por una aleación de hierro y pequeñas porciones de carbono, habitualmente menos de 1%. A su vez incluye otros tipos de elemento de igual manera en pequeñas partes como silicio, manganeso, azufre, fósforo, y otros elementos. (McCormc & Csernak, 2013)

El carbono es el componente que tiene la mayor atribución en las propiedades del acero; al aumentar el porcentaje de carbono crece la dureza y la resistencia en el acero. (McCormc & Csernak, 2013)

### **1.5.2 Ventajas del Acero**

El acero es uno de los materiales que brinda un sin número de ventajas al momento de tomar en cuenta su gran resistencia, ser un material liviano, facilidad de elaboración, entre otras ventajas que se comentaran a continuación.

#### **1.5.2.1 Alta Resistencia**

El acero cuenta con una gran resistencia por unidad de peso lo cual conlleva a que será parcialmente menor el peso de las estructuras; lo cual es de mucha ayuda en puentes, edificios de gran altura y estructuras con situaciones complejas en la cimentación. (McCormc & Csernak, 2013)

#### **1.5.2.2 Durabilidad**

Teniendo un adecuado mantenimiento la duración de las estructuras de acero será indefinida, sin embargo, estudios realizados confirman que bajo ciertas circunstancias no se necesita mantenimiento utilizando pintura. (McCormc & Csernak, 2013)



### **1.5.2.3 Ductilidad**

Es la característica que tiene un elemento para resistir elevadas deformaciones sin fallar cuando los esfuerzos de tensión son elevados. (McCormc & Csernak, 2013)

### **1.5.2.4 Tenacidad**

Es la característica que tiene un elemento para absorber energía en altas cantidades; esto implica que los elementos de acero pueden encontrarse a enormes deformaciones en el transcurso de su elaboración y montaje, sin fisurarse. (McCormc & Csernak, 2013)

## **1.5.3 Desventajas del Acero**

De manera general el acero tiene estas desventajas.

### **1.5.3.1 Corrosión**

La gran cantidad de aceros se encuentran expuestos a la corrosión al estar en contacto con el aire y el agua, por lo que deben pintarse frecuentemente para estar protegidos. (McCormc & Csernak, 2013)

### **1.5.3.2 Presencia de fuego**

A pesar de que el acero no es un material inflamable, sus resistencias disminuyen ampliamente en temperaturas que se dan en los incendios. (McCormc & Csernak, 2013)

### **1.5.3.3 Susceptibilidad al pandeo**

Cuando la geometría de los elementos a compresión sea más larga y esbelta, aumenta la posibilidad del pandeo. Lo cual se podría solucionar adicionando una rigidez con otro elemento de acero. (McCormc & Csernak, 2013)

### **1.5.3.4 Fractura Frágil**

En ciertas circunstancias, el acero puede deteriorarse su ductilidad y puede aparecer la fractura frágil, en los sitios donde se agrupan los esfuerzos. (McCormc & Csernak, 2013)

## **1.5.4 Esfuerzo-Deformación del Acero.**

El más grande esfuerzo que un elemento puede soportar sin deformarse inalterablemente se denomina límite elástico. Cuando aparece un incremento brusco en la deformación sin variar el esfuerzo, se lo llama

esfuerzo de fluencia, el cual es el primer punto que se observa en el diagrama de la figura 1.1 (McCormc & Csernak, 2013)

La deformación que se presenta luego de la fluencia se denomina deformación plástica. Luego aparece un nuevo tramo, donde nuevamente se necesita una energía adicional para lograr una deformación nueva, la cual lleva el nombre de endurecimiento por deformación. (McCormc & Csernak, 2013)

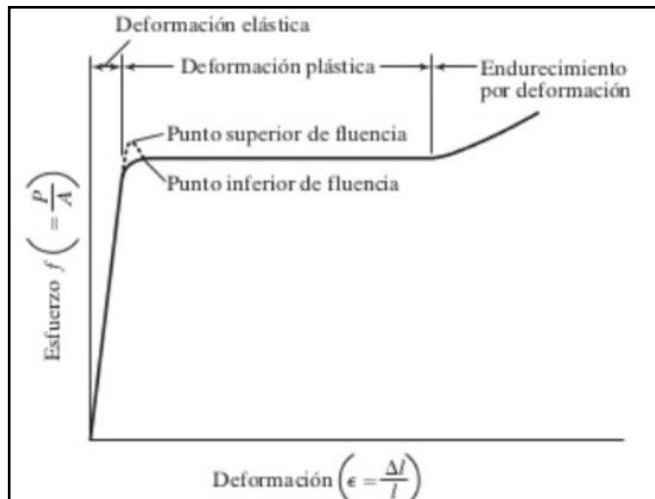


Figura 1.1 Diagrama esfuerzo-deformación de un acero dulce [McCormc, 2013]

### 1.5.5 Sistema de diseño Sismo resistente

Las edificaciones de acero pueden clasificarse en 4 diferentes sistemas estructurales:

#### 1.5.5.1 Marcos resistente a momento

Están conformados por vigas y columnas, capaces de resistir fuerzas tanto en nudos y elementos.

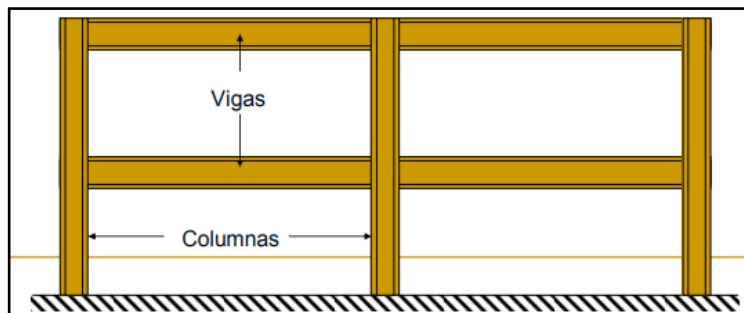


Figura 1.2 Sistema de marco resistente a momento [Alacero]

### 1.5.5.2 Marcos arriostrados concéntricamente

Conformado por vigas, columnas y diagonales en sus nodos formando un marco rígido.

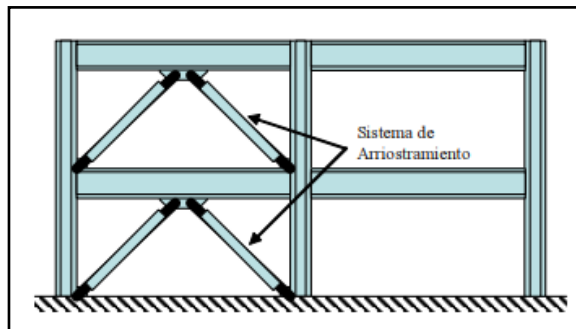


Figura 1.3 Sistema de marco arriostrado concéntricamente [Alacero]

### 1.5.5.3 Marcos arriostrados excéntricamente

Conformado por columnas, vigas y arriostramientos que puede ser diagonal.

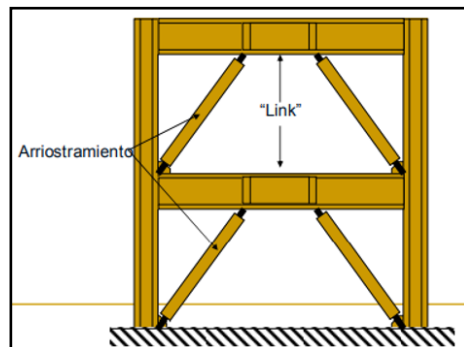


Figura 1.4 Sistema de marco arriostrado excéntricamente [Alacero]

### 1.5.5.4 Muros de corte

Son elementos estructurales verticales capaces de resistir cargas de compresión, la misma que obtiene ductilidad por medio de fallas de corte.

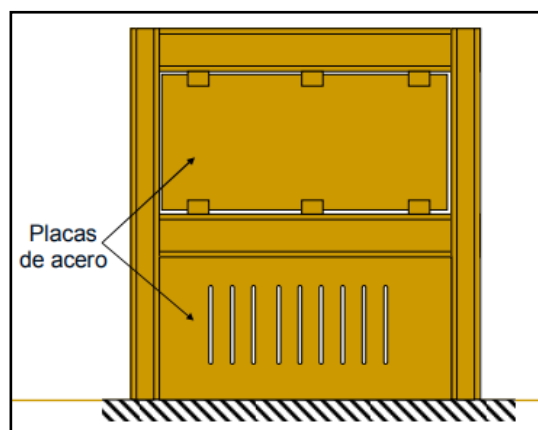


Figura 1.5 Sistema de muro de corte [Alacero]

### 1.5.6 Consideraciones de criterio Sismo resistente

Las edificaciones que poseen dimensiones grandes o pequeñas, muy altas (Esbeltas), muy largas con respecto a su ancho o poseen una mayor área de influencia, por lo general no poseen un buen desempeño sísmico.

#### 1.5.6.1 Configuración geométrica horizontal

Las edificaciones con áreas simples y regulares poseen un buen diseño sísmico. Así mismo en plantas isométricas deberá de evitarse configuraciones en "T", "L" y curvos por su comportamiento impredecible ante sismos. (Rojas, 2013)

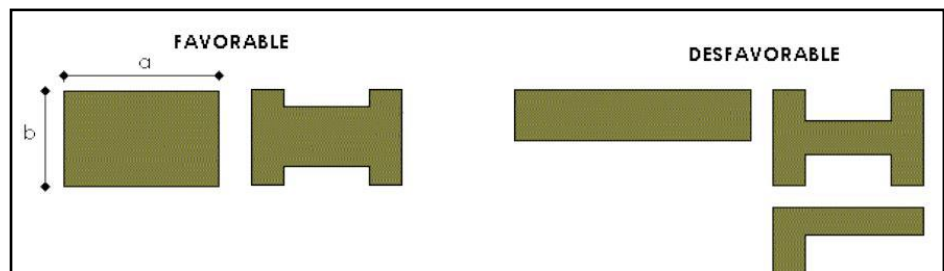


Figura 1.6 Configuraciones favorables y desfavorables [Rojas. P, 2006]

Para eso, se recomienda separar en varios bloques la planta irregular con juntas sísmicas. (Rojas, 2013)

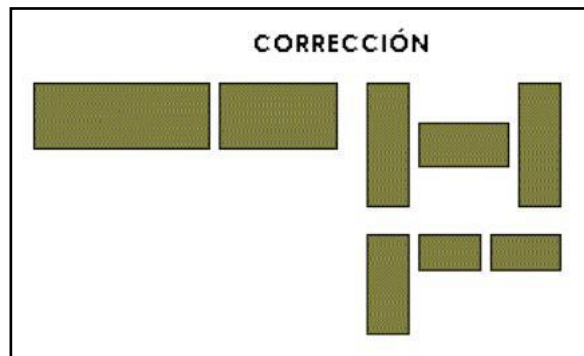


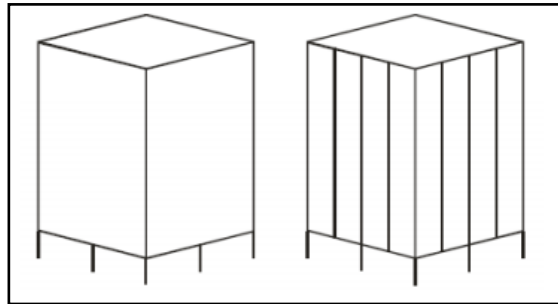
Figura 1.7 Soluciones a las configuraciones [Rojas. P, 2006]

#### 1.5.6.2 Configuración geométrica vertical

Depende de la altura y número de pisos de la edificación, debido a que las fuerzas verticales producidas en cada piso ante un evento sísmico pueden provocar cambios bruscos en fuerzas de inercia, los mismos que son:

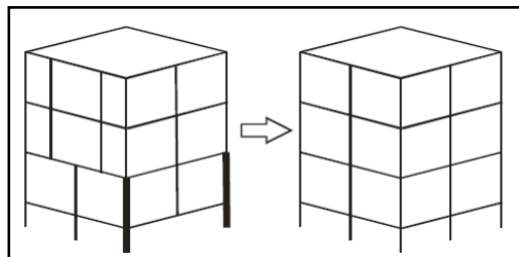
**Piso débil:** se refiere cuando una planta de la edificación es débil en comparación con las superiores debido a su brusco cambio de

rigidez y discontinuidad de la resistencia, por lo general siempre ocurre en las plantas inferiores donde la fuerza producida por el sismo es mayor. (Carvajal, 2008)



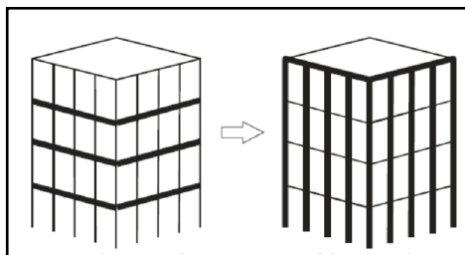
**Figura 1.8 Piso débil [Carvajal. K, 2008]**

**Cambio de secciones:** se refiere a la discontinuidad de resistencia entre los elementos estructurales, lo cual se debe evitar con el fin de una rigidez y resistencia continúa a lo largo de toda la estructura. (Carvajal, 2008)



**Figura 1.9 Cambio de secciones en estructura [Carvajal K, 2008]**

**Criterio columna fuerte – viga débil:** es un criterio que siempre debe prevalecer para tener un diseño sismo resistente, el mismo que debe iniciar con la disipación de energía en los elementos horizontales para cumplir con el criterio. En la figura 1.10, a la izquierda se observa que no cumple con el criterio porque posee vigas fuertes y columnas débiles, mientras que en la figura derecha mantiene la rigidez y cumple con el criterio descrito. (Carvajal, 2008)



**Figura 1.10 Criterio columna fuerte – viga débil [Carvajal K, 2008]**

### 1.5.6.3 Golpeteo entre edificios

Cuando no existe una separación mínima entre dos edificaciones adyacentes y ocurre un sismo, se produce el golpeteo debido a que presentan diferente configuración estructural entonces su vibración es diferentes causando entre ellos daños severos. (Carvajal, 2008)

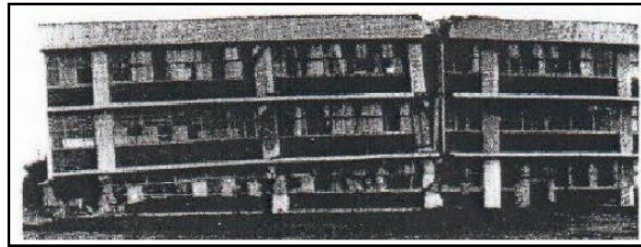


Figura 1.11 Golpeteo entre edificio [Carvajal K, 2008]

### 1.5.6.4 Torsión en planta

Depende del sistema estructural planteado, dado que ante un evento sísmico los elementos causan vibración torsional que se produce cuando el centro de masa de un edificio, no coincide con el centro de rigidez haciendo que se produzca giro con respecto al eje del centro de rigidez usando las fuerzas laterales generadas. (Carvajal, 2008)

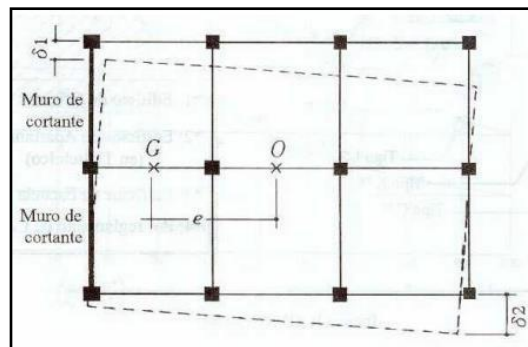
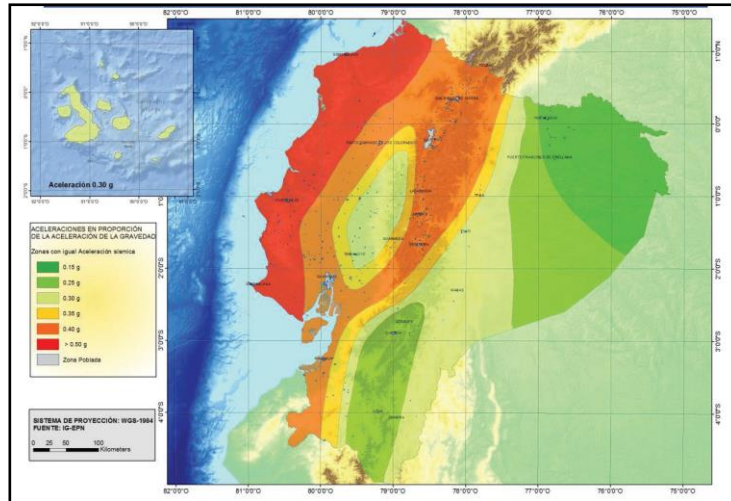


Figura 1.12 Torsión por excentricidad en centro de rigidez y centro de masa [Carvajal. K, 2008]

### 1.5.7 Zonificación sísmica

En el NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) del capítulo 3.1, encontramos que el Ecuador posee riesgo sísmico en todo su territorio, pero cada ciudad posee un factor de zonificación que representa la aceleración máxima en roca ante un evento sísmico, el mismo que se mide en función de la aceleración de la gravedad.



**Figura 1.13 Factor de zona sísmica Z [NEC-2015]**

Debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de riesgo sísmico, la figura 1.14, muestra una escala de zona sísmica dependiendo de la ubicación en cualquier parte del territorio nacional.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

**Figura 1.14 Valores de zona sísmica en la norma [NEC-2015]**

### 1.5.8 Geología local

En el NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) del capítulo 3.2, encontramos 6 diferentes tipos de perfiles de suelo que son A, B, C, D, E y F para diseño sísmico, cabe indicar que el suelo tipo F no posee coeficientes sísmicos para análisis estructurales. En la figura 1.15, encontraremos los tipos de suelos usados para el proyecto.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

**Figura 1.15 Clasificación de perfiles de suelo [NEC-2015]**

De la tabla 1.16, 1.17 y 1.18 del capítulo 3.2.2, usaremos los coeficientes sísmicos  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  para cada tipo de perfil de suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

**Figura 1.16 Factores de sitio  $F_a$  [NEC-2015]**



Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 1.17 Factores de sitio Fd [NEC-2015]

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 1.18 Factores de sitio Fs [NEC-2015]

### 1.5.9 Espectro de diseño NEC-2015 para PCRM

En la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) del capítulo 3.3.1, el espectro es usado para estimar la posible fuerza horizontal que puede tener la estructura al momento de haber un sismo. Esta expresado en fracciones de la aceleración de la gravedad y usa el factor Z de zonificación, el tipo de suelo y los coeficientes sísmicos de diseño.

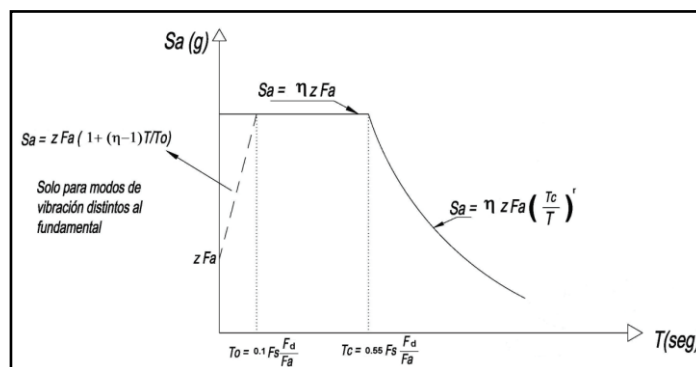


Figura 1.19 Espectro sísmico elástico de respuesta [NEC-2015]

## Factor de importancia (I)

En la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) del capítulo 4.1, dice que depende del tipo de ocupación de la estructura para incrementar la demanda sísmica, con tal que sufra daños menores luego de que ocurra el sismo, para eso la NEC-2015 establece el factor según la siguiente tabla.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 1.20 Factor de importancia [NEC-2015]

### 1.5.10 Límites permisibles de derivas en pisos

Son los máximos desplazamientos que tiene un piso superior en base al piso inferior y se supone que su desplazamiento es lineal a lo largo del pórtico de la estructura. No deberá de exceder los límites de deriva inelástica proporcionado por la siguiente tabla.

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

Figura 1.21 Valores máximos de deriva [NEC-2015]

## Metodología de diseño sísmico

Hay varios métodos y son:

- **Diseño Basado en Fuerzas (DBF):** es utilizado para cualquier tipo de estructura menos en las de configuraciones totalmente regulares.
- **Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DBD):** este método debe ser utilizado en complemento y en alternativa al DBF.
- **Para estructuras compuestas de sistemas específicos:** Se determina las fuerzas dinámicas mediante un cálculo dinámico.

El método Diseño Basado en Fuerzas (DBF) es obligatorio para todo tipo de estructura y se aplican los métodos estático lineal y pseudo-dinámico. Además, deberá de cumplir con los siguientes objetivos:

- Filosofía del diseño
- Fuerzas sísmicas de diseño
- Verificar la resistencia del cálculo del elemento.

### **Método de análisis para el DBF**

Se realizarán dos tipos de análisis que son:

- Estático
- Análisis dinámico espectral y paso a paso del tiempo

#### **1. Procedimiento estático**

Es utilizado para todo tipo de estructura menos en las de configuración totalmente regulares y el factor de zonificación Z será utilizado para definir el valor de la aceleración sísmica esperada en roca y en el espectro de aceleración  $S_a(t)$ .

#### **2. Procedimiento dinámico para el cálculo de las fuerzas sísmicas**

##### **Procedimiento y condiciones**

Es utilizado en todas las estructuras menos en las de configuración totalmente regular y hay dos métodos que son:

**Análisis espectral:** se aplica en todas las estructuras irregulares y se usara el espectro sísmico de respuesta inelástica.

**Análisis paso a paso en el tiempo:** se utilizan los acelerogramas que hay en el sitio, los mismos que registran aceleraciones del suelo reales a lo largo de un período de tiempo. Es usado en sistemas con disipación de energía.

##### **Ajuste del cortante basal procedente del análisis dinámico**

No deberá ser:

- < 80% del cortante basal procedente de un método estático de una estructura regular.
- <85% del cortante basal procedente de un método estático de una estructura irregular.

### 3. Procedimiento análisis espectral

#### Espectro de respuesta

Se usa el descrito anteriormente.

#### Numero de nodos

Se deben de tener las siguientes consideraciones:

- Todos los modos de vibración deben contribuir en movimiento total de la estructura.
- Todos los modos de vibración deberán de tener una participación de masa acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura en las direcciones de los ejes considerados.

#### Reducción de fuerzas dinámicas

Deberán de considerar los siguientes puntos:

- El factor de importante, antes fue descrito anteriormente
- Las configuraciones de la planta y elevación, que son uno debido a la forma estructural propuesta en el plano arquitectónico.

#### Factor de reducción de resistencia (R)

El factor nos permite reducir las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura, para que el daño producido por el sismo sea esencialmente en las rotulas plásticas que diseñan para que la falla sea presidiabla y tenga una adecuada ductilidad.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Figura 1.22 Factor R para sistemas estructurales dúctiles [NEC-2015]

## Procedimiento de cálculo de DBF

En la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) del capítulo 6.3.1, describe los pasos a seguir para el cálculo del método, que son:

1. Determinación del espectro de diseño  $S_a(T)$
2. Cálculo del período fundamental de vibración  $T_a$

### Se calcula usando el método 1

En la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) en la sección 6.3.3 de peligro sísmico, dice que el período de vibración puede ser calculado en la dirección X y Y, entonces para este diseño se usa el método 1 que usa la Ecuación 1.1 para determinar el tiempo de vibración aproximado.

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (1.1)$$

**Tabla 1.1 Valores  $C_t$  y  $\alpha$  [NEC-2015]**

Tipo de Estructura	$C_t$	$\alpha$
Estructura de Acero.		
Sin arriostramiento.	0.072	0.8
Con Arriostramiento.	0.073	0.75
Pórticos especiales de Hormigón Armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Cabe indicar que el período de vibración puede ser calculado también usando el método 2 de la sección 6.3.3 de la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico), que dice que el T no debe de ser mayor a un 30% del calculado en el método 1.

3. Cálculo del cortante basal

En la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) en la sección 6.3.2, especifica que se puede calcular aproximadamente la fuerza cortante que actúa debajo la estructura con la ecuación 1.3, y para eso es necesario calcular previamente el coeficiente sísmico puede ser calculado con la ecuación 1.2.

$$V = C_s * W \quad (1.2)$$

$$C_S = \frac{I * S_a}{R * \phi_E * \phi_P} \quad (1.3)$$

Donde:

$C_S$  = Coeficiente de respuesta sísmica

$W$  = Peso sísmico de la estructura

$I$  = Factor de importancia de la estructura.

$S_a$  = Aceleración espectral

$R$  = Coeficiente de reducción de resistencia.

$\phi_E$  = Factor de configuración de elevación.

$\phi_P$  = Factor de configuración de planta.

#### 4. Distribuciones de fuerzas verticales y horizontales

En la NEC\_SE\_DS (Peligro sísmico) en la sección 6.1.7 de peligro, dice que la carga sísmica  $W$  representa el peso muerto por sismo en cada piso de la estructura. Como el centro de gravedad se encuentra dividido en tres bloques, es necesario calcular el peso sísmico por bloque.

$$W = (W_D + W_{PP}) * A * N \quad (1.4)$$

Donde:

$W_D$  = Carga muerta sobreimpuesta.

$W_{PP}$  = Peso propio de los elementos estructurales.

$A$  = Área del piso de la estructura.

$N$  = Número de pisos de la estructura

#### **Carga por sismo estático**

La NEC-2015 en la sección 6.3.5 de peligro sísmico, dice que son las fuerzas horizontales que actúan en cada piso de la estructura, basado en principios de dinámica, por ello se hace la distribución de fuerzas en cada bloque.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (1.5)$$

$$F = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x h_x^k} * V \quad (1.6)$$

Donde:

$V$  = Fuerza cortante debajo de la estructura.

$F_i$  = Fuerza horizontal-lateral en el piso  $i$  de la estructura.

$w_x$  = Peso sísmico del piso de la estructura

$h_x$ = Altura del piso x de la estructura.

$k$ = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

**Tabla 1.2 Valores de K [NEC-2015]**

Valores de T (seg)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$> 2.5$	2

### **Fuerzas aplicadas en cada piso**

Se asume que las fuerzas horizontales actúan al 100% en la dirección X y un 30% en la dirección en Y, cuando el sismo viene dado en la dirección en X. Así mismo, pero de forma viceversa cuando el sismo ocurre en sentido Y.

Una vez realizado todo el proceso de modelo estructural, se procederá a correr la estructura de forma que cumpla con los criterios de:

- Períodos de vibración
- Control de derivas admisibles de piso
- Participación de masa
- Índice de estabilidad

### **Control de derivas de piso**

Se deberá de verificar un control de deformaciones, el cual la estructura deberá de presentar una deformación inelástica que deberá ser controlada e incluirá:

- Las deformaciones producidas por efectos torsionales y traslacionales
- Efectos de segundo orden P- $\Delta$

Deberá de calcularse la máxima deriva inelástica de cada piso con la siguiente formula.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (1.7)$$

Donde:

$\Delta_M$ = Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$ = Desplazamiento producido por fuerzas laterales

R= coeficiente de reducción de resistencia

No deberá de superar el 0.02 del valor calculado.

### **Efectos de segundo orden P-Δ y índice de estabilidad Qi**

El efecto P-Δ son los efectos adicionales que actúan en las dos direcciones de la estructura que son causados por los efectos de segundo orden que son procedentes de las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Para eso es necesario tomar en cuenta dichos incrementos y evaluar la estabilidad estructural.

El índice de estabilidad Qi viene dado en cada piso de la estructura y se calcula usando la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad (1.8)$$

Donde:

Qi= Índice de estabilidad del piso i

Pi= Suma de la carga vertical sin mayorar

Δi= Deriva del piso i

Vi= Cortante sísmico del piso i

hi= Altura del piso i

Para cumplir con el índice de estabilidad descrito en la norma, el valor deberá ser menor o igual a 0.30, caso contrario la estructura es potencialmente inestable y deberá de rigidizarse.

En caso de que el índice de estabilidad se encuentre entre 0.1 y 0.3, se deberá de aplicar un factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$ , el mismo que se multiplicara por:

- Las derivas de piso obtenidas
- Las fuerzas internas producidas
- Los momentos producidos de la estructura

### **Método LRFD**

Para el diseño de edificaciones metálicas es muy utilizado el método de la filosofía de Diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), debido a que posee los mejores aspectos en seguridad, costos, confiabilidad, límites, etc. Es denominado “estado límite” que significa que en situaciones donde no cumpla con lo previsto y supere las



situaciones, están pueden funcionabilidad de diseño y se divide en dos categorías que son resistencia y servicio. (AISC, 2010)

- Estado límite de resistencia: se concentra en el comportamiento que puede tener el material ante resistencia dúctil, fractura, volteo, fatiga y desplazamiento.
- Estado límite de servicio: se concentra básicamente en la funcionalidad que tiene la estructura ante deflexiones, rajaduras, deformaciones permanentes y vibraciones.

### Factores de carga

El principal propósito es incrementar las cargas que se tomaran en cuenta para prever el cualquier evento desafortunado, para ello se calcula aproximadamente la magnitud de cargas muertas, vivas e imprevisto durante el tiempo de ocupación de la estructura. Los factores de mayorización fueron sacados de la AISC. (AISC, 2010)

El AISC-LRFD cuanta con las siguientes combinaciones de cargas que son:

- Carga muerta (D)
- Carga Viva (L)
- Carga viva de cubiertas (Lr)
- Carga de nieve (S)
- Carga de lluvia, hielo o granizo (R)
- Cargas de viento (W)
- Cargas producidas por sismo (E)

**Tabla 1.3 Combinaciones de carga [AISC,2010]**

Combinación 1	$U=1.4D$
Combinación 2	$U=1.2D+1.6L+0.5\max(Lr;S;R)$
Combinación 3	$U=1.2D+1.6\max(Lr;S;R)+\max(L;0.5W)$
Combinación 4	$U=1.2D+1.0W+L+0.5\max(Lr;S;R)$
Combinación 5	$U=1.2D+1.0E+L+0.2S$
Combinación 6	$U=0.9D+1.0W$
Combinación 7	$U=0.9D+1.0E$

### Factores de reducción de capacidad de carga

Son utilizados para aproximar con precisión cual será la resistencia última que puede tener la estructura, para ello es necesario conocer la resistencia de los materiales, la mano de obra, en las dimensiones, etc. (AISC, 2010)

**Tabla 1.4 Coeficientes de reducción [AISC,2010]**

Valor de $\phi$	Elemento
0.9	Elementos a flexión
0.75	Elementos secciones en conexión de flexión
0.75	Elementos de pernos en tracción
0.85	Elementos sometidos a compresión axial

# CAPÍTULO 2

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1 Estudio Geotécnico

Para iniciar con el estudio geotécnico se realizó una pequeña inspección en el sitio para poder determinar los puntos donde se iban a realizar los sondeos. Se realizaron dos sondeos utilizando el equipo de penetración dinámica (SPT) ubicadas de forma diagonal a lo largo del terreno como se observa en la figura 2.1.



**Figura 2.1 Ubicación del proyecto [Google Earth]**

Después de haber armado el equipo del SPT se procedió a realizar el primer sondeo en las coordenadas 560802.654 E y 9884304.401 N; la profundidad de este sondeo fue de 10 metros y a cada metro se iban extrayendo muestras de suelo.



**Figura 2.2 Perforación 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

El segundo sondeo se lo realizó en las coordenadas 560826.446 E y 9884326.783 N; la profundidad de este sondeo también fue de 10 metros y a cada metro se iban extrayendo muestras de suelo.



**Figura 2.3 Perforación 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

## **2.2 levantamiento Topográfico**

El levantamiento topográfico se realizó utilizando la estación total del departamento de Infraestructura Física de la Universidad Técnica de Manabí. El terreno de la construcción al estar en las faldas de una colina presentaba una pequeña pendiente por lo cual era de suma importancia obtener las curvas de nivel del sitio.



**Figura 2.4 Levantamiento Topográfico [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dentro de los predios de la Universidad se encuentran hitos geo referenciados por el Instituto Geográfico Militar (IGM). Para iniciar la topografía se ubicó la estación total sobre estos hitos y se realizó un arrastre de la estación total hasta un punto más cercano al terreno.



**Figura 2.5 Placa del Instituto Geográfico Militar [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura 2.6 Colocación de la estación provisional [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

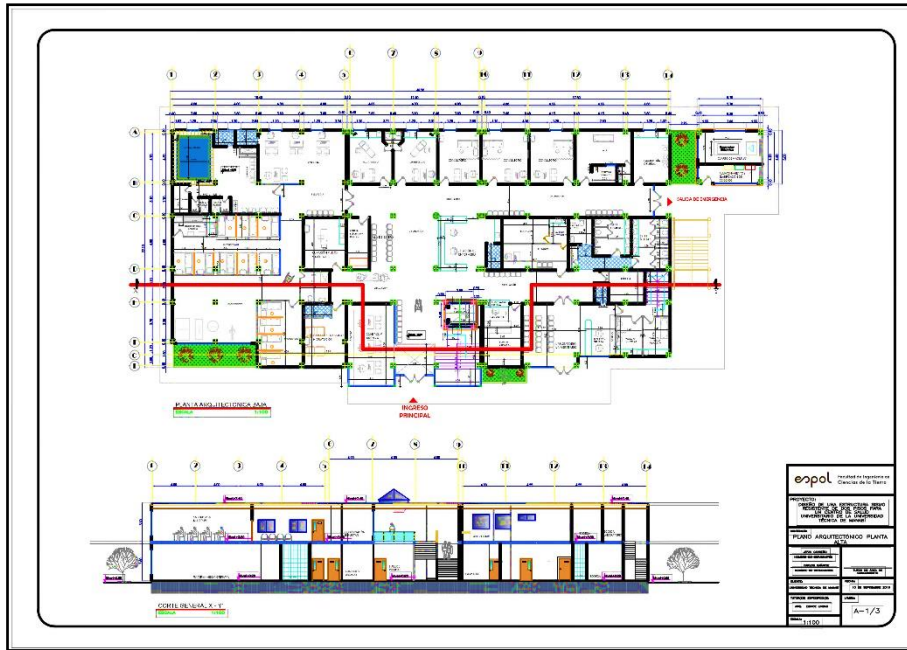
Dentro del levantamiento se tomaron puntos de terreno, puntos de acera, puntos de pozos de aguas lluvias entre otros. Una vez terminada todo el trabajo de campo, se procedió a procesar los datos en un software informático para obtener las curvas de nivel del terreno.



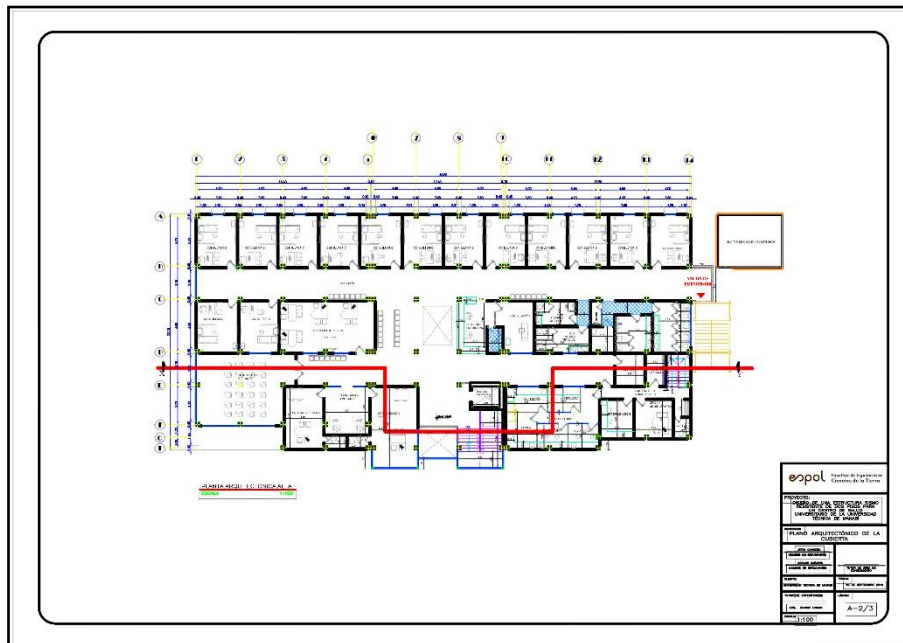
**Figura 2.7 Levantamiento del terreno [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### **2.3 Propuesta Arquitectónica**

El diseño arquitectónico del centro de salud fue facilitado por parte del Departamento de Infraestructura de la U.T.M., dejando claro que el tamaño de los elementos estructurales iba a corresponder a los resultados del diseño estructural.



**Figura 2.8 Plano arquitectónico Planta Baja [Departamento Técnico, UTM]**



**Figura 2.9 Plano arquitectónico – Planta Alta [Departamento Técnico, UTM]**

## 2.4 Pre diseño y Análisis de Alternativas

Una vez obtenidos los resultados del estudio geotécnico y la propuesta arquitectónica se procedió a realizar un pre diseño de dos alternativas como se muestra en las tablas a continuación; siendo la primera alternativa Pórticos de Concreto Resistente a Momentos (PCRM) y la segunda alternativa Pórticos de Acero Resistentes a Momentos (PARM).

Para realizar este pre diseños se tomó en cuenta las especificaciones de la NEC 2015, ASCE 7-10 y AISCE 341-10 para diseños sismo resistente, el desarrollo de ambos pre diseños se encuentran en la sección de anexos.

**Tabla 2.1 Pre diseño de Pórticos de Concreto Resistente a Momentos (PCRM)**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

BLOQUE	SECCIÓN	DIMENSIONES
Bloque 1	Vigas	30x35 cm
	Columnas	30x30 cm
Bloque 2	Vigas	30x35 cm
	Columnas	30x30 cm
Bloque 3	Vigas	30x40 cm
	Columnas	30x30 cm
Losas Nervada 1era planta		20 cm
Losas Nervada cubierta		15 cm

**Tabla 2.2 Pre diseño de Pórticos de Acero Resistente a Momentos (PARM)**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

Bloque	Eje	Viga principal		Columna [cm]	Viga secundaria	
		Planta alta	Cubierta		Planta alta	Cubierta
Bloque 1	Dirección X	IPE 300	IPE 200	40x40x1,5	IPE 200	IPE 120
	Dirección Y	IPE 330	IPE 220	40x40x1,5		
Bloque 2	Dirección X	IPE 300	IPE 200	40x40x1,5	IPE 200	IPE 120
	Dirección Y	IPE 400	IPE 270	40x40x1,5		
Bloque 3	Dirección X	IPE 300	IPE 200	40x40x1,5	IPE 200	IPE 140
	Dirección Y	IPE 330	IPE 220	40x40x1,5		
Placa Colaborante e=0,76mm		Capa de concreto 10 cm		Para planta alta		
Placa Colaborante e=0,76mm		Capa de concreto 5 cm		Para cubierta		

Para la selección de la alternativa óptima se tomaron en cuenta las siguientes restricciones:

- **Aspecto Técnico:** Debido a que la diferencia porcentual del 25% entre las fuerzas verticales de la estructura de hormigón armado y metálica, se recomienda usar una estructura metálica porque sería liviana y el suelo no tendría una mayor sobrecarga.
- **Aspecto Social:** Por lo visto anteriormente en los antecedentes del proyecto y por disposición del cliente (Universidad Técnica de Manabí), es

recomendable usar una estructura metálica porque la ciudad de Portoviejo cuenta con pocas edificaciones a base de estructura metálica y requiere un diseño sismo resistente metálico para el centro de salud.

- **Aspecto Económico:** Realizando un análisis investigativo en unas consultoras de la ciudad, se logró obtener que aproximadamente el metro cuadro de construcción referencial de una estructura de hormigón armado es de \$260,00; mientras que el metro cuadro de una estructura de acero esta aproximadamente por los \$240,00.
- **Aspecto Ambiental:** Dentro del área de construcción se encuentran 3 árboles, un ficus, un colorín amarillo y una algarroba de burros; los dos primeros están todavía pequeños y no son muy grandes, sin embargo, la algarroba si presenta una altura aproximada de unos 5 a 6 metros. Dentro del proceso constructivo estos árboles tendrán que ser cortados o trasplantados en otros sitios.

## 2.5 Diseño

Una vez analizada las restricciones en el área geotécnica, estructural, social y económica se eligió como la alternativa optima los Pórticos de Acero Resistentes a Momentos.

Para realizar el diseño de la alternativa optima, se tomó en cuenta las especificaciones de la NEC 2015, ASCE 7-10 y AISCE 341-10 para diseños sismo resistente.

Luego se realizó el modelamiento y análisis de los elementos estructurales de la edificación en un software informático de estructuras.

## 3.5 Diseño de Instalaciones

En la edificación se realizaron los diseños de agua potable utilizando el método de Hunter y los diseños de aguas servidas y eléctricos teniendo como referencia la normativa ecuatoriana.

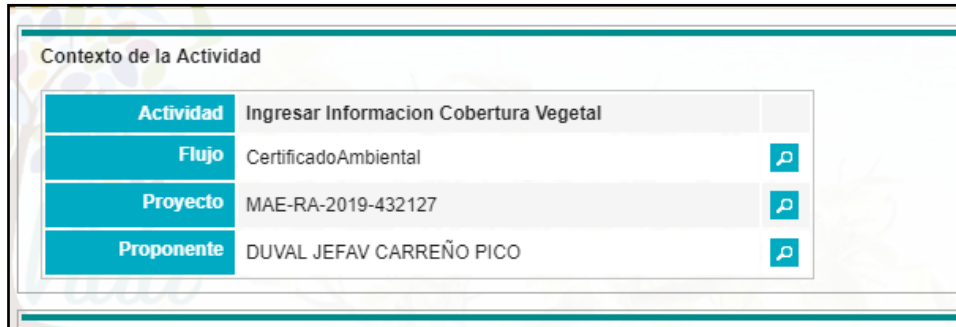
## 2.6 Planos

Al terminar de realizar todos los diseños de la edificación se procedió a realizar los diferentes tipos de planos, mostrando cada uno de los detalles, medidas y especificaciones.



## 2.7 Estudio Ambiental

Para determinar el tipo de proceso ambiental se realizó una búsqueda en el Sistema Único de Información Ambiental (SUIA) como se muestra en la figura 2.10, el cual dio como resultado que el proyecto corresponde a un Certificado Ambiental, lo que implica que al realizar la construcción se debe tomar en cuenta la Guía de Buenas Prácticas Ambientales que se adjunta en la sección de anexos.



The image shows a screenshot of a web application interface titled "Contexto de la Actividad". It contains a table with four rows, each with a label in a blue box on the left and data on the right. The last three rows also have a small blue icon with a white 'p' on the far right.

Contexto de la Actividad	
Actividad	Ingresar Informacion Cobertura Vegetal
Flujo	CertificadoAmbiental
Proyecto	MAE-RA-2019-432127
Proponente	DUVAL JEFAV CARREÑO PICO

**Figura 2.10 Proceso del SUIA** [[Carreño J., Cañarte J., 2019]

Además, dentro del SUIA se obtuvo el mapa de intersección de áreas protegidas, en el cual se logró verificar que el área del proyecto no se encuentra dentro del Sistema Nacional de Áreas Protegidas (SNAP), Patrimonio Forestal del Estado (PFE), Bosques y Vegetación Protectora (BVP).

## 2.8 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se realizó un Análisis de Precios Unitario de cada uno de los rubros que involucran la construcción del centro de salud.

# CAPÍTULO 3

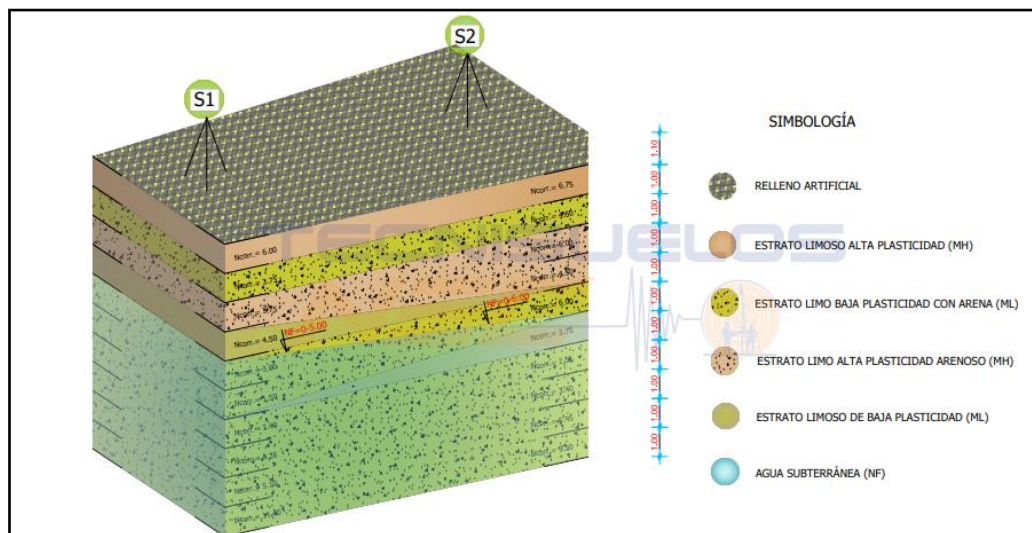
## 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 3.1 Estudio de Suelos

Una vez terminado las dos perforaciones de 10 metros de profundidad, se obtuvo el perfil estratigráfico conformado por 5 tipos de estratos diferentes como se muestra en la figura 3.1:

1. Primer estrato conformado por limo de alta plasticidad de espesor de 1 metro.
2. Segundo estrato conformado por limo de baja plasticidad con arena de espesor de 1 metro.
3. Tercer estrato conformado por limo de alta plasticidad con arena de espesor de 1 metro.
4. Cuarto estrato conformado por limo de alta plasticidad de espesor de 1 metro.
5. Quinto estrato conformado por limo de baja plasticidad con arena de espesor de 6 metros.

El nivel freático en la perforación 1 se lo encontró a los 5 metros de profundidad, mientras que en la perforación 2 se encontró a los 6 metros de profundidad.



**Figura 3.1 Perfil estratigráfico [Tecnisuelo, 2019]**

El suelo obtenido después de realizar los respectivos ensayos de laboratorio es el tipo f1 según la normativa ecuatoriana, revisando la NEC\_SE\_DS\_ (peligro sísmico), nos dice que la caracterización de amenaza sísmica es muy

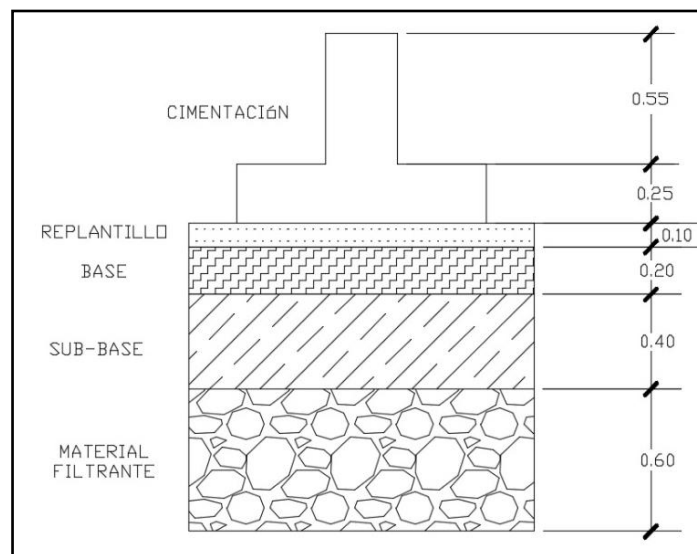
alta para este tipo de suelo y no posee coeficiente sísmico por lo cual es necesario realizar un mejoramiento del suelo en toda el área de la construcción para obtener un suelo establecido dentro de la norma ecuatoriana.

El mejoramiento del suelo en toda la zona de la construcción se encuentra dividido de la siguiente manera como se muestra en la figura 3.2:

**Primer estrato = 0,60 m:** compuesto por material filtrante de diámetros entre (0,20m y 0,45 m) en toda el área de la construcción.

**Segundo estrato = 0,40 m:** compuesto por material de sub-base clase 3 en toda el área de estabilización y sobre el filtrante, este material deberá ser compactado en capas de 0.20 m, hasta su densidad máxima, que debe ser comprobada mediante el ensayo de densidad de campo.

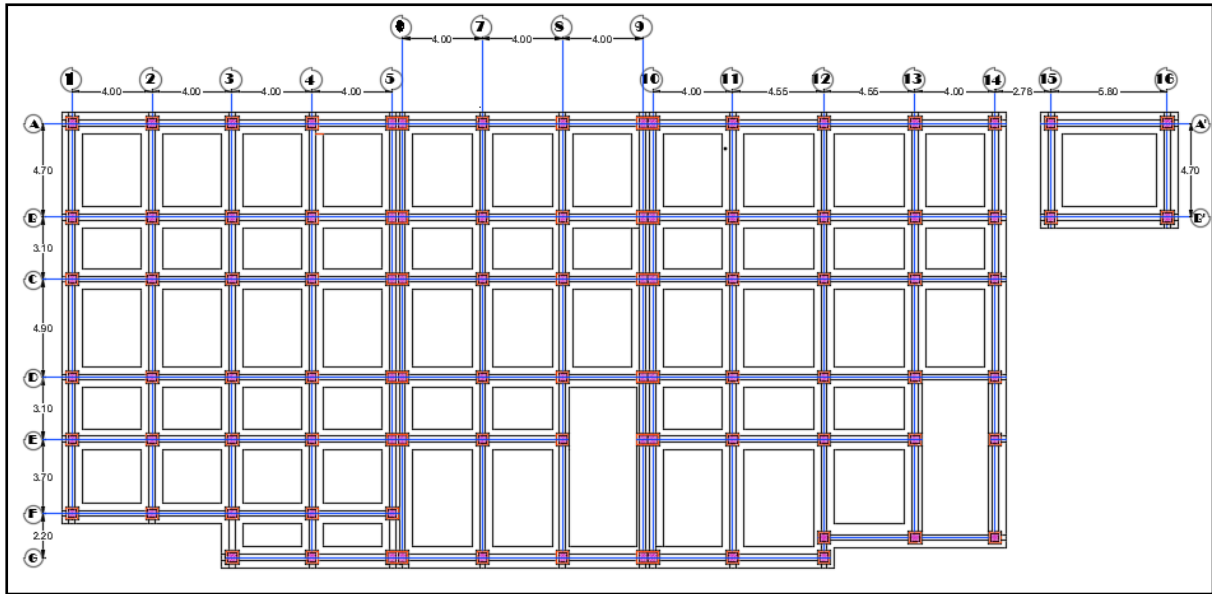
**Tercer estrato = 0,20 m:** Compuesto por material de base en toda el área de estabilización y sobre la sub-base, este material deberá ser compactado en una capa de 0.20 m, hasta su densidad máxima, que debe ser comprobada mediante el ensayo de densidad de campo.



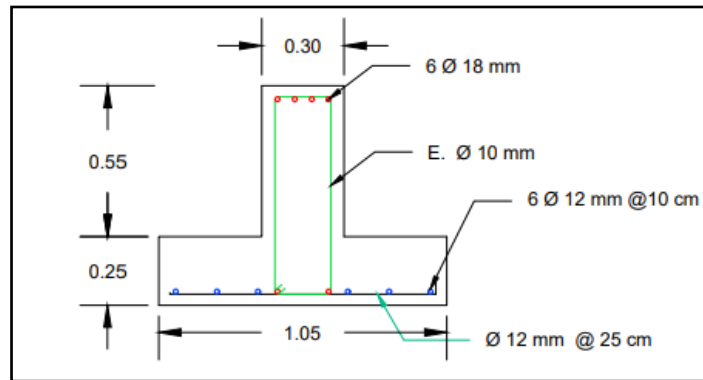
**Figura 3.2 Estratos de Mejoramiento [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### 3.2 Cimentación

Luego de haber analizado el tipo de suelo del área de implementación de la edificación y basándonos en los antecedentes antes suscitados en la ciudad de Portoviejo, fue necesario utilizar para el diseño de la cimentación una zapata corrida en dos direcciones como se muestra en la figura 3.4.



**Figura 3.3 Vista en planta de cimentación [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura 3.4 Sección transversal de la cimentación [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

El suelo bajo la cimentación es de tipo E según la clasificación de la norma ecuatoriana, el mismo que posee una capacidad de carga de 10.63 ton/m<sup>2</sup>.

### 3.3 Diseño de la estructura

#### Cargas

Para el diseño de la estructura se usó la normativa NEC-2015, tomando en cuenta las siguientes cargas muertas y viva por piso, las misma que se muestra en las tablas 3.1 y 3.2.

**Tabla 3.1 Carga muerta y viva de planta alta de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Descripción	Carga	Unidad
Losa de hormigón(e=10cm)	0.30792	Ton/m <sup>2</sup>
Novalosa 55 (Steel panel) e=0.76mm	0.00781	Ton/m <sup>2</sup>
Paredes	0.150	Ton/m <sup>2</sup>
Baldosas	0.100	Ton/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.020	Ton/m <sup>2</sup>

Enlucidos	0.040	Ton/m2
Instalaciones	0.100	Ton/m2
Peso propio de vigas y columnas	0.040	Ton/m2
Total de carga muerta	0.766	Ton/m2
Descripción	Carga	Unidad
Centro de salud	0.400	Ton/m2
Total de carga viva	0.400	Ton/m2

**Tabla 3.2 Carga muerta y viva de cubierta de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Descripción	Carga	Unidad
Losa de hormigón(e=5cm)	0.18792	Ton/m2
central de aire	0.15000	Ton/m2
Novalosa 55 (Steel panel) e=0.76mm	0.00781	Ton/m2
Total de carga muerta	0.346	Ton/m2
Descripción	Carga	Unidad
Cubierta plana	0.07	Ton/m2
Total de carga viva	0.070	Ton/m2

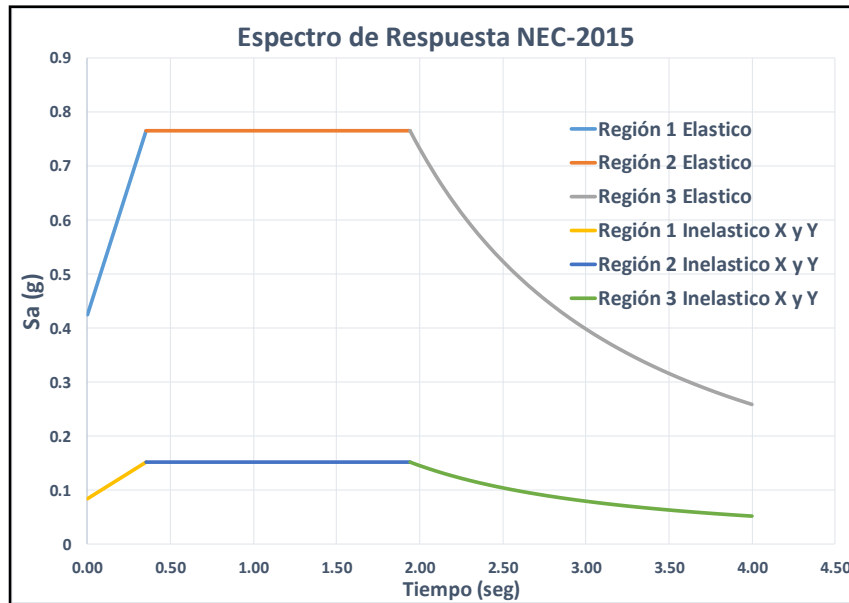
### Espectro de respuesta sísmica

El espectro de respuesta elástico e inelástico está conformado por los siguientes parámetros y coeficientes sísmicos de la tabla 3.3.

**Tabla 3.3 Parámetros y coeficientes sísmicos [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

zona sísmica Z	0.5 g
Suelo tipo	E
Fa=	0.85
Fd=	1.5
Fs=	2
N=	1.8

Se tomaron en cuenta los valores antes mencionados y se obtuvo como resultado la siguiente grafica que se muestra en la figura 3.5.



**Figura 3.5 Espectro de respuesta sísmica elástico e inelástico [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

El período de vibración de la estructura es de 0.35 segundos utilizando el primer método de la norma y es 0.46 segundos usando el segundo método de la norma.

**Tabla 3.4 Período de vibración de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Ct	0.072	
$\alpha$	0.8	
h=	7.2	m
T=	0.35	seg

### Peso sísmico

la carga sísmica  $W$  representa el peso muerto por sismo en cada piso de la estructura. Como el centro de salud se encuentra dividido en tres bloques, es necesario calcular el peso sísmico por bloque.

**Tabla 3.5 Peso sísmico de la estructura [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Descripción	Bloque 1 W (ton)	Bloque 2 W (ton)	Bloque 3 W (ton)
Cubierta	114.04	98.19	129.49
Planta alta	252.47	217.39	286.67
Total	366.52	315.59	416.15

El factor de importancia de la estructura es de 1.5, debido a que se encuentra dentro de estructuras esenciales, además se usó un factor de reducción de resistencia igual a 5.

El cortante basal de la estructura, será calculado con la multiplicación del peso sísmico y el coeficiente de respuesta sísmica.

**Tabla 3.6 Coeficiente de respuesta sísmica [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Sa	0.757
R	5
$\phi_p$	1
$\phi_e$	1
Factor de Importancia	1.5
Cs	0.2271

**Tabla 3.7 Cortante Basal producido en la estructura [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3
Cs	0.2271	0.2271	0.2271
W (ton)	366.52	315.59	416.15
V (ton)	83.25	71.68	94.52

En las siguientes tablas 3.8, 3.9 y 3.10 encontraremos la distribución de fuerzas horizontales que se producen en cada bloque de la estructura, cabe indicar que cuando el sismo es proceden te derecha a izquierda la fuerza inducidas por el sismo es de 100% en dirección X y 30% en dirección Y.

**Tabla 3.8 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
39.51	11.85	39.51	11.85
43.74	13.12	43.74	13.12

**Tabla 3.9 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
34.02	10.21	34.02	10.21
37.66	11.30	37.66	11.30

**Tabla 3.10 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
44.86	13.46	44.86	13.46
49.66	14.90	49.66	14.90

La modelación del edificio se realizó en un software de diseño estructural, donde se dividió a la edificación en 3 bloques teniendo en cuenta una junta sísmica de 10 cm entre ellos.

### 3.3.1 Bloque 1

El bloque 1 comprende desde el eje 1 hasta el eje 5, teniendo una planta baja y planta alta. Obteniendo los siguientes resultados del análisis estructural:

#### Períodos

**Tabla 3.11 Períodos de vibración del Bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,432	0,7323	0,0001	0	0,7323	0,0001	0
Modal	2	0,398	0,0002	0,7639	0	0,7325	0,764	0
Modal	3	0,342	0,0265	0,0005	0	0,759	0,7645	0
Modal	4	0,099	0,2253	0,0027	0	0,9842	0,7672	0
Modal	5	0,097	0,0031	0,2324	0	0,9874	0,9996	0
Modal	6	0,081	0,0126	0,0004	0	1	1	0

La NEC 2015 establece que los períodos de vibración involucrados deberán tener una participación de masa modal acumulada de al menos el 90% de su masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales. Además, cumple con el período de vibración establecido en el método 2, que no debe ser un mayor al 30% del método 1.

En la figura 3.6 se logra apreciar que el desplazamiento de la estructura es en el sentido X, mientras que en la figura 3.7 el desplazamiento se da hacia el sentido Y.



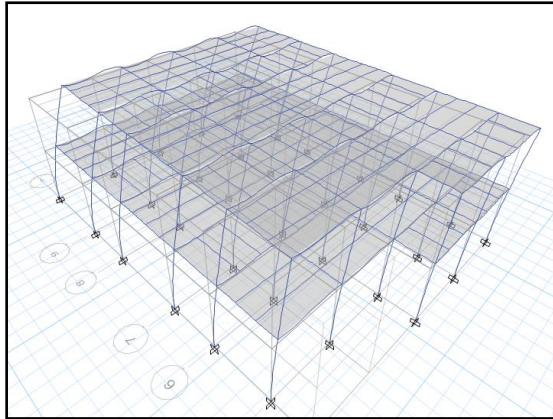


Figura 3.6 Modal 1 del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

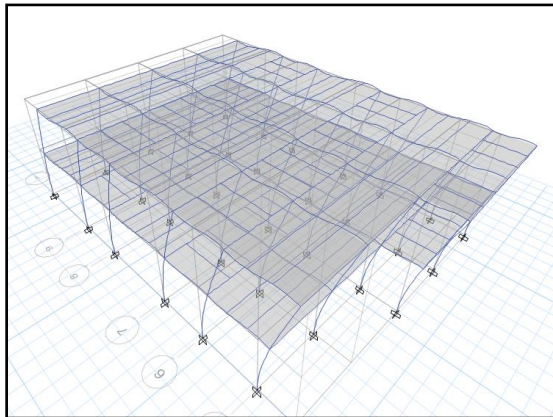


Figura 3.7 Modal 2 del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

### Derivas

La NEC 2015 establece que la deriva máxima inelástica no debe ser mayor al 2% (0,02), parámetro que nuestra edificación cumplió como se indica en las tablas a continuación.

Tabla 3.12 Derivas en sentido X - bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Pisos	$q_{xe}$	$q_{xi}$	$h_{sx}$	$\Delta x$	$\Delta x < \Delta a$
Cubierta	0.018	0.067	3.600	0.012	OK
Planta alta	0.006	0.023	3.600	0.006	OK

Tabla 3.13 Derivas en sentido Y - bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Pisos	$q_{ye}$	$q_{yi}$	$h_{sy}$	$\Delta y$	$\Delta y < \Delta a$
Cubierta	0.013	0.048	3.600	0.009	OK
Planta alta	0.004	0.017	3.600	0.005	OK

### Efecto de segundo orden P- $\Delta$ e índice de estabilidad Qi

La NEC-2015, establece que el índice obtenido debe ser menor o igual a 0.3, caso contrario la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, para este caso cumple con la normativa descrita.

Si el índice de estabilidad se encuentra entre 0.1 y 0.3, deberá de aplicar mayoración en derivas, fuerzas internas y momentos de la estructura. Además, si el índice de estabilidad es menor a 0.1, no deberá de aplicarse mayoración.

**Tabla 3.14 Índice de estabilidad en Dir. X bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

$\Delta x$	Pi (ton)	Vi (ton)	hi (m)	Qi	Verificación	Aplicar mayoración	Fp- $\Delta$
0,0125	114,04	2,15	3,6	0,184	OK	Si	1,226
0,0063	252,47	3,7	3,6	0,118	OK	SI	1,134

**Tabla 3.15 Índice de estabilidad en Dir. Y bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

$\Delta y$	Pi (ton)	Vi (ton)	hi (m)	Qi	Verificación	Aplicar mayoración	Fp- $\Delta$
0,00938	114,04	2,57	3,6	0,116	OK	SI	1,131
0,00417	252,47	4,52	3,6	0,065	OK	NO	0

### Demanda/Capacidad Vigas Principales

Una vez finalizado el análisis, se procedió a revisar la Demanda/Capacidad de los elementos estructurales de la edificación, como se muestra en la figura 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11.

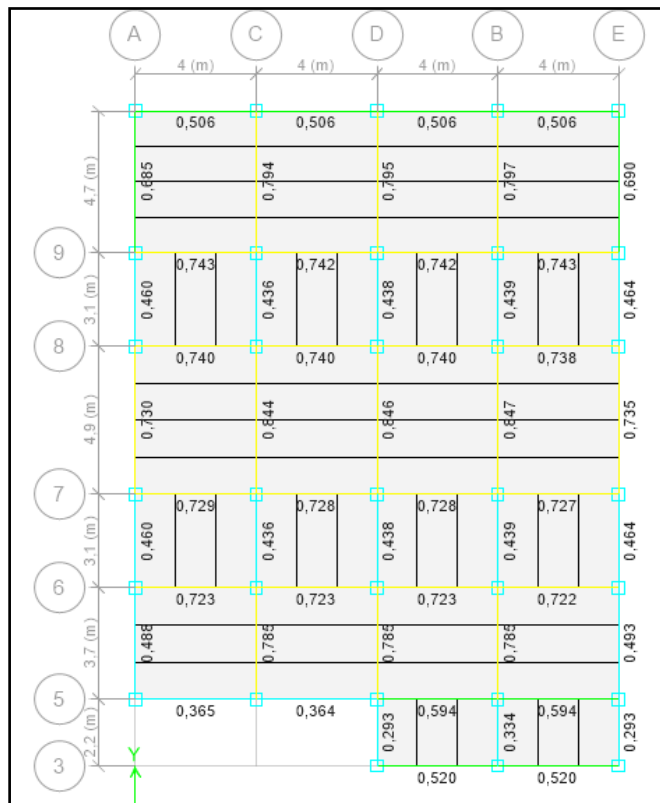
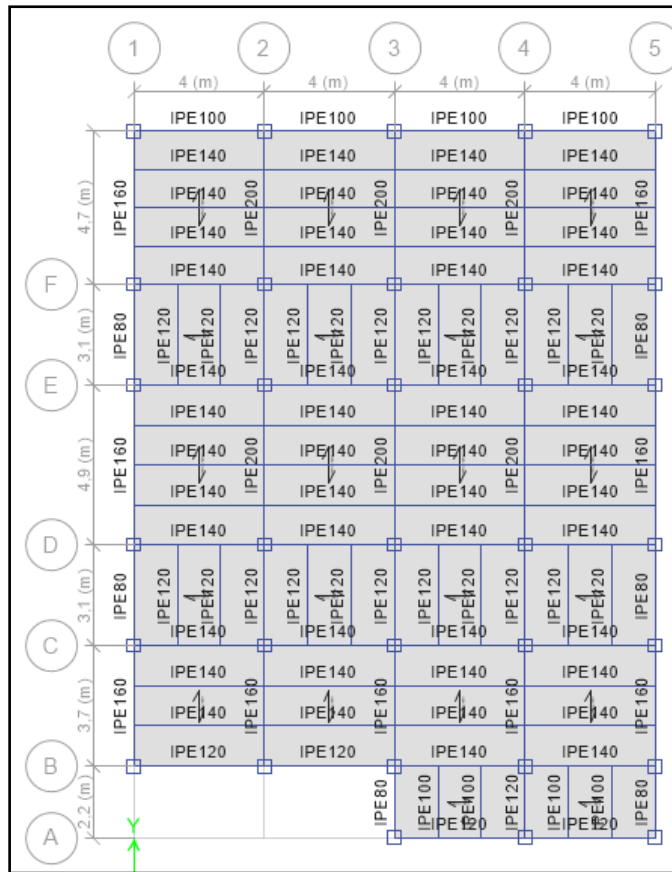


Figura 3.8 Demanda/Capacidad viga principal de cubierta bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

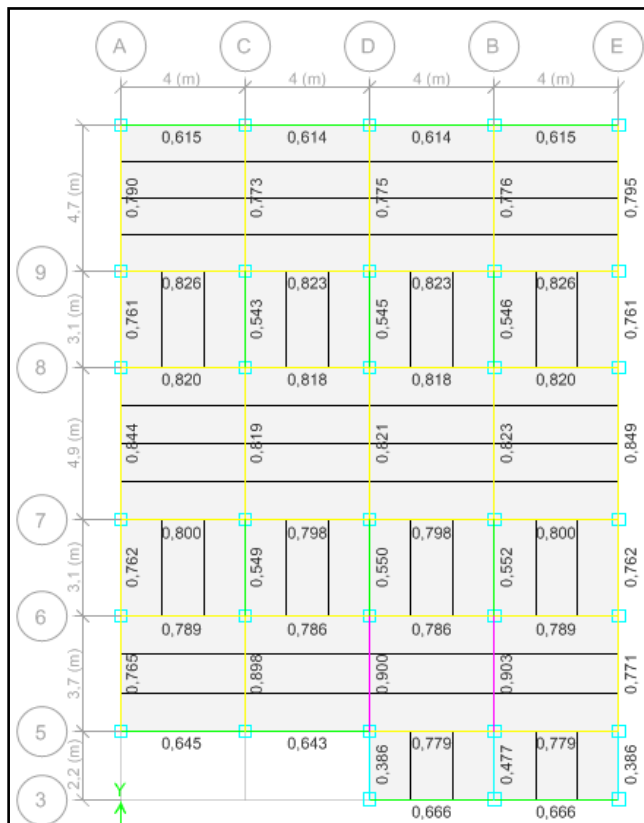
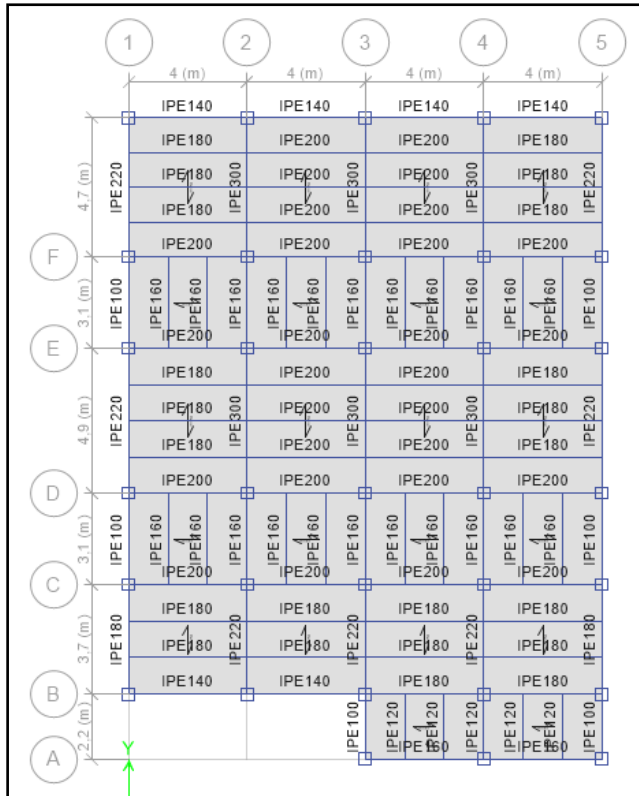
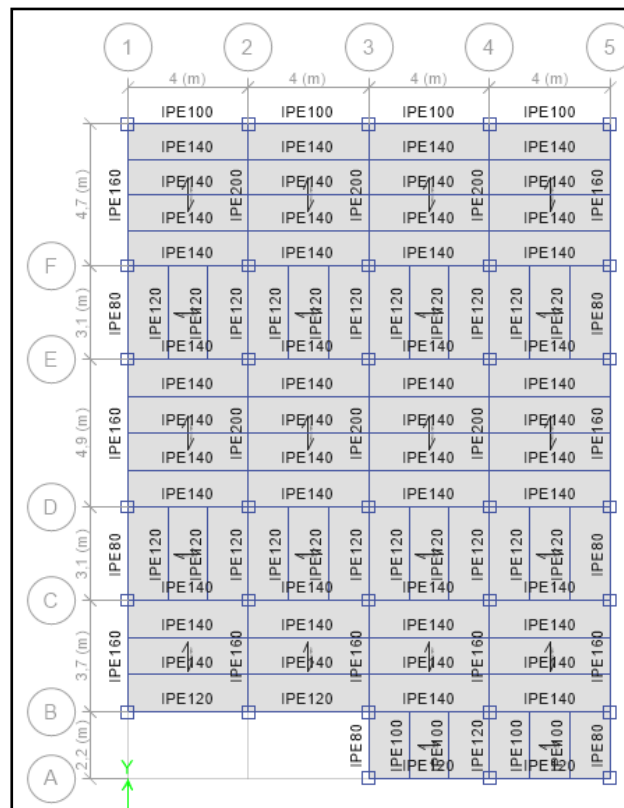


Figura 3.9 Demanda/Capacidad viga principal de planta alta bloque

1[Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Demanda/Capacidad Vigas Secundarias



**Figura 3.10 Demanda/Capacidad viga secundaria de cubierta bloque 1**  
 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

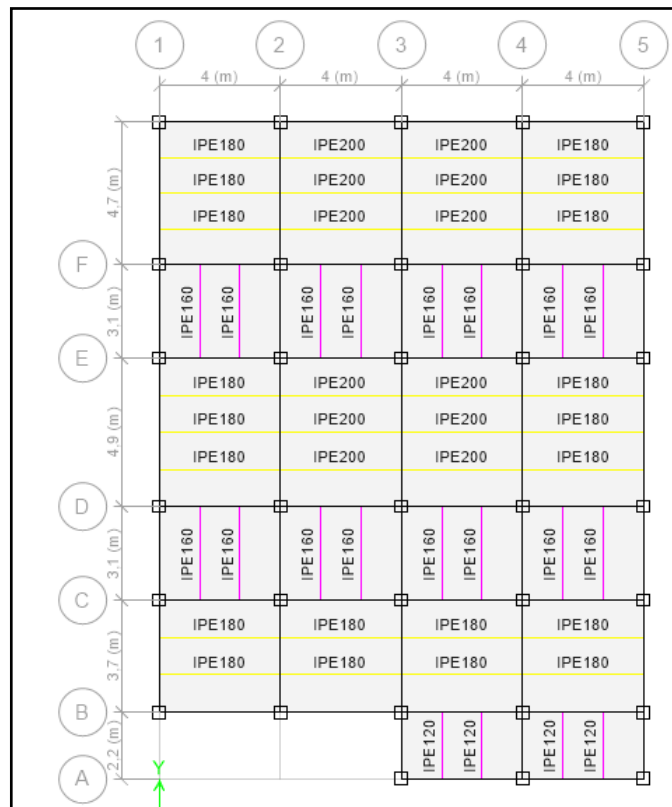
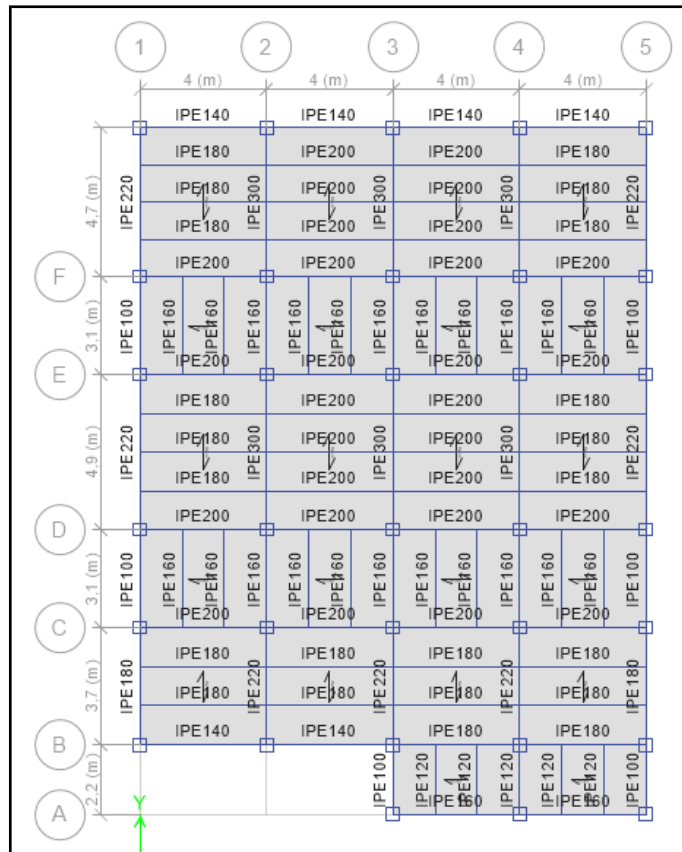
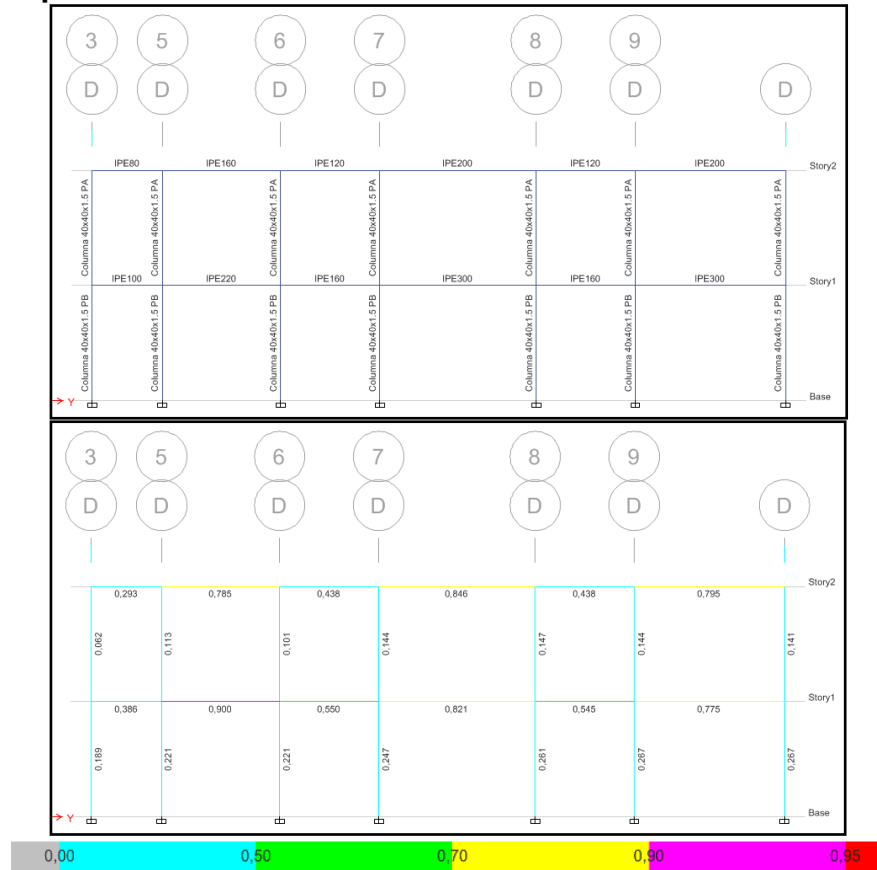


Figura 3.11 Demanda/Capacidad viga secundaria de planta alta bloque 1  
[Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Demanda/Capacidad de columnas



**Figura 3.12 Demanda/Capacidad de columnas bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Tabla 3.16 Mayor D/C de perfiles en bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Piso	Tipo	Perfil	D/C	Deflexión [cm]
Cubierta	Columna	Columna 40x40x1.5	0.267	--
Alta	Columna	Columna 40x40x1.5	0.144	--
Cubierta	Viga	IPE 80	0.464	0.322
Cubierta	Viga	IPE 100	0.506	0.336
Alta	Viga	IPE 100	0.762	0.128
Cubierta	Viga	IPE 120	0.448	0.340
Alta	Viga	IPE 120	0.477	0.135
Cubierta	Viga	IPE 140	0.743	0.391
Alta	Viga	IPE 140	0.645	0.379
Cubierta	Viga	IPE 160	0.785	0.360
Alta	Viga	IPE 160	0.666	0.429
Alta	Viga	IPE180	0.779	0.437
Cubierta	Viga	IPE 200	0.847	0.414
Alta	Viga	IPE 200	0.826	0.381
Alta	Viga	IPE 220	0.903	0.434
Alta	Viga	IPE 300	0.823	0.293

### 3.3.2 Bloque 2

El bloque 2 comprende desde el eje 6 hasta el eje 9, teniendo una planta baja y planta alta. Obteniendo los siguientes resultados del análisis estructural:

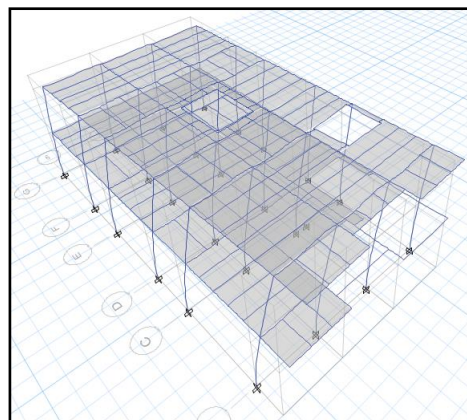
#### Períodos

**Tabla 3.17 Períodos de vibración del Bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,45	0,6772	0,001	0	0,6772	0,001	0
Modal	2	0,391	0,0126	0,7041	0	0,6898	0,7051	0
Modal	3	0,374	0,0727	0,0647	0	0,7625	0,7698	0
Modal	4	0,105	0,1975	0,0053	0	0,9599	0,7751	0
Modal	5	0,098	0,0116	0,214	0	0,9715	0,9891	0
Modal	6	0,088	0,0285	0,0109	0	1	1	0

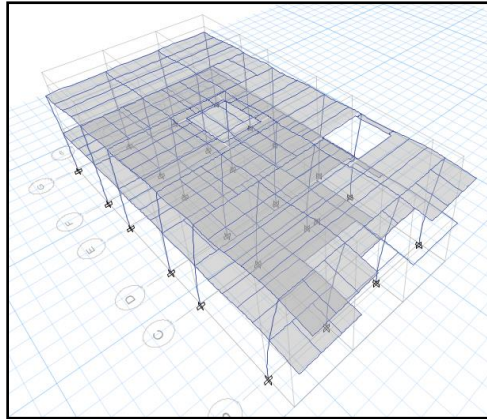
La NEC 2015 establece que los períodos de vibración involucrados deberán tener una participación de masa modal acumulada de al menos el 90% de su masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales. Además, cumple con el período de vibración establecido en el método 2, que no debe ser un mayor al 30% del método 1.

En la figura 3.12 se logra apreciar que el desplazamiento de la estructura es en el sentido X, mientras que en la figura 3.13 el desplazamiento se da hacia el sentido Y.



**Figura 3.13 Modal 1 del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**





**Figura 3.14 Modal 2 del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### Derivas

La NEC 2015 establece que la deriva máxima inelástica no debe ser mayor al 2% (0,02), parámetro que nuestra edificación cumplió como se indica en las tablas a continuación.

**Tabla 3.18 Derivas en sentido X - bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Pisos	$d_{xe}$	$d_{xi}$	$h_{sx}$	$\Delta x$	$\Delta x < \Delta a$
Cubierta	0,0207	0,0776	3,6	0,01406	OK
Planta alta	0,0072	0,0270	3,6	0,00750	OK

**Tabla 3.19 Derivas en sentido Y - bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Pisos	$d_{ye}$	$d_{yi}$	$h_{sy}$	$\Delta y$	$\Delta y < \Delta a$
Cubierta	0,0055	0,0204	3,6	0,00370	OK
Planta alta	0,0019	0,0071	3,6	0,00198	OK

### Efecto de segundo orden P- $\Delta$ e índice de estabilidad $Q_i$

La NEC-2015, establece que el índice obtenido debe ser menor o igual a 0.3, caso contrario la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, para este caso cumple con la normativa descrita.

Si el índice de estabilidad se encuentra entre 0.1 y 0.3, deberá de aplicar mayoración en derivas, fuerzas internas y momentos de la estructura. Además, si el índice de estabilidad es menor a 0.1, no deberá de aplicarse mayoración.

**Tabla 3.20 Índice de estabilidad en Dir. X bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

$\Delta x$	Pi (ton)	Vi (ton)	hi (m)	Qi	Verificación	Aplicar mayoración	Fp- $\Delta$
0,01406	98,19	1,71	3,6	0,224	OK	SI	1,289
0,00750	217,39	2,876	3,6	0,157	OK	SI	1,187

**Tabla 3.21 Índice de estabilidad en Dir. Y bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

$\Delta y$	Pi (ton)	Vi (ton)	hi (m)	Qi	Verificación	Aplicar mayoración	Fp- $\Delta$
0,00375	98,19	2,23	3,6	0,046	OK	NO	0
0,00198	217,39	3,9	3,6	0,031	OK	NO	0

### **Demanda/Capacidad Vigas Principales**

Una vez finalizado el análisis, se procedió a revisar la Demanda/Capacidad de los elementos estructurales de la edificación, como se muestra en la figura 3.15, 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19.

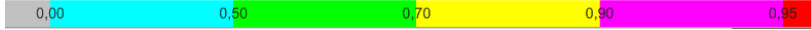
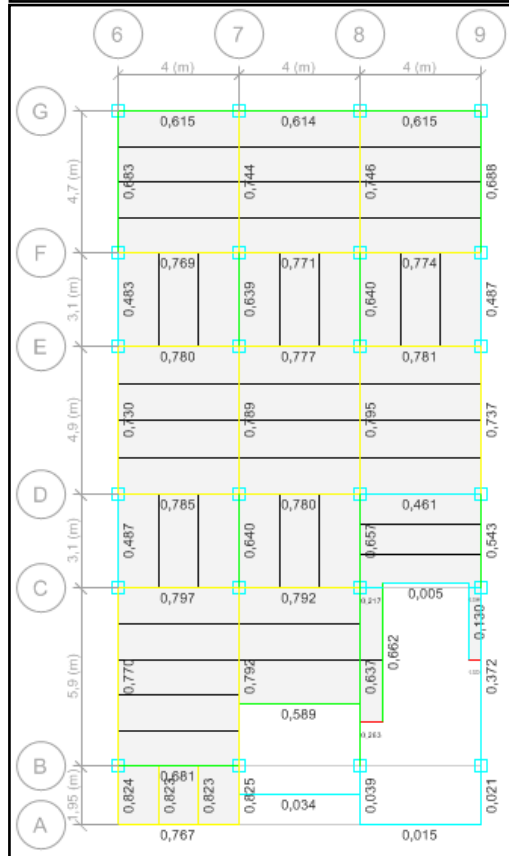
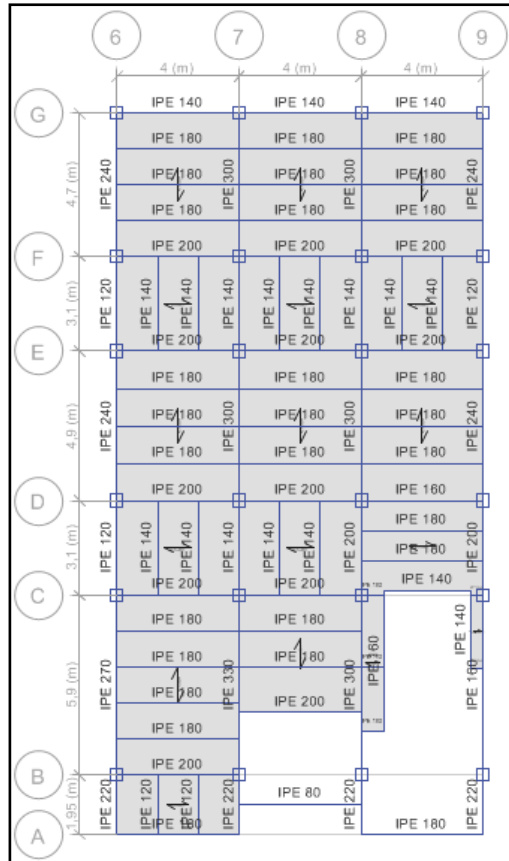


Figura 3.15 Demanda/Capacidad viga principal de cubierta bloque 2

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

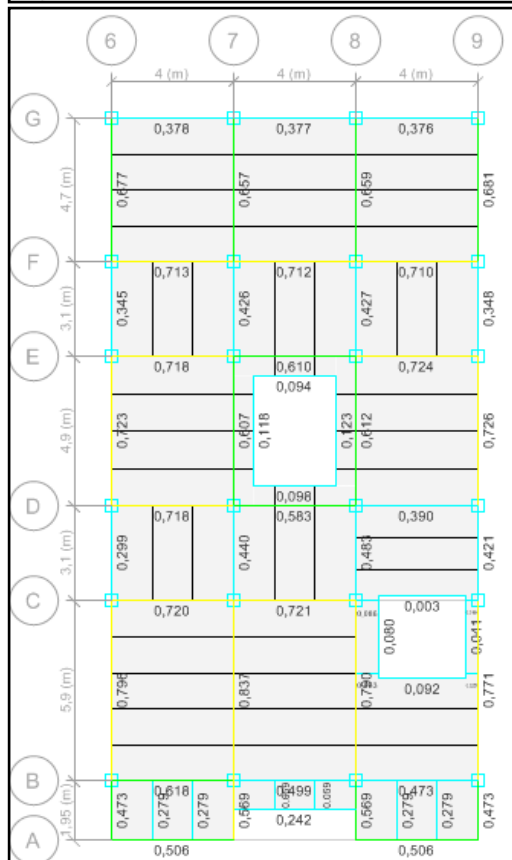
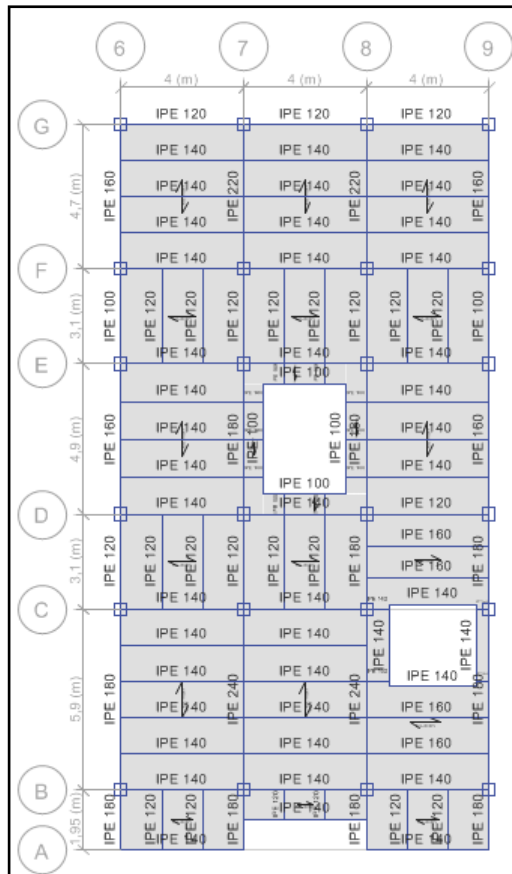
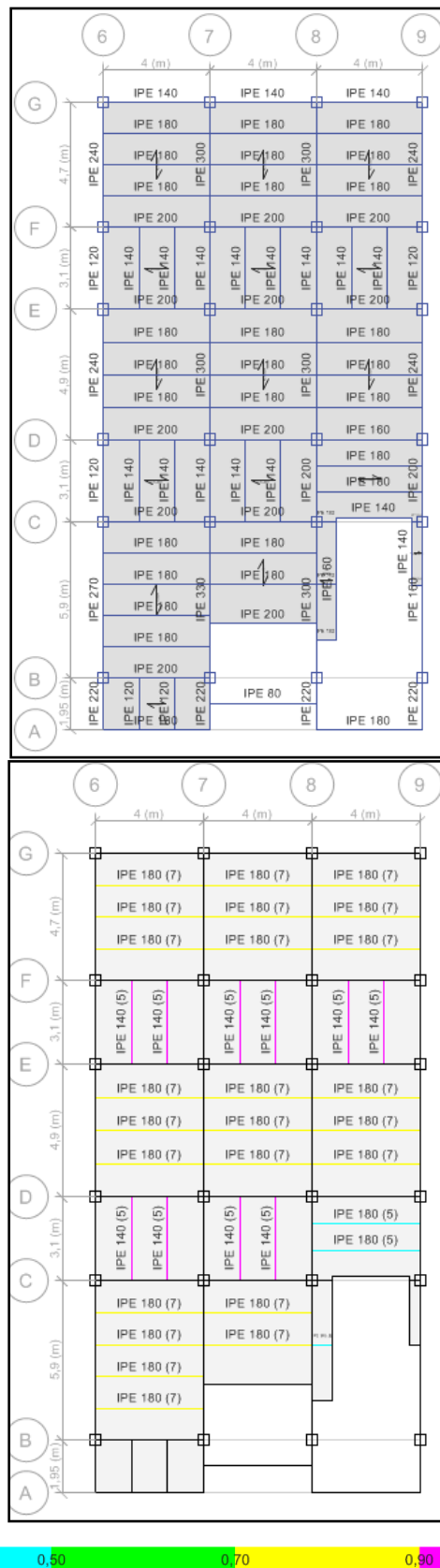


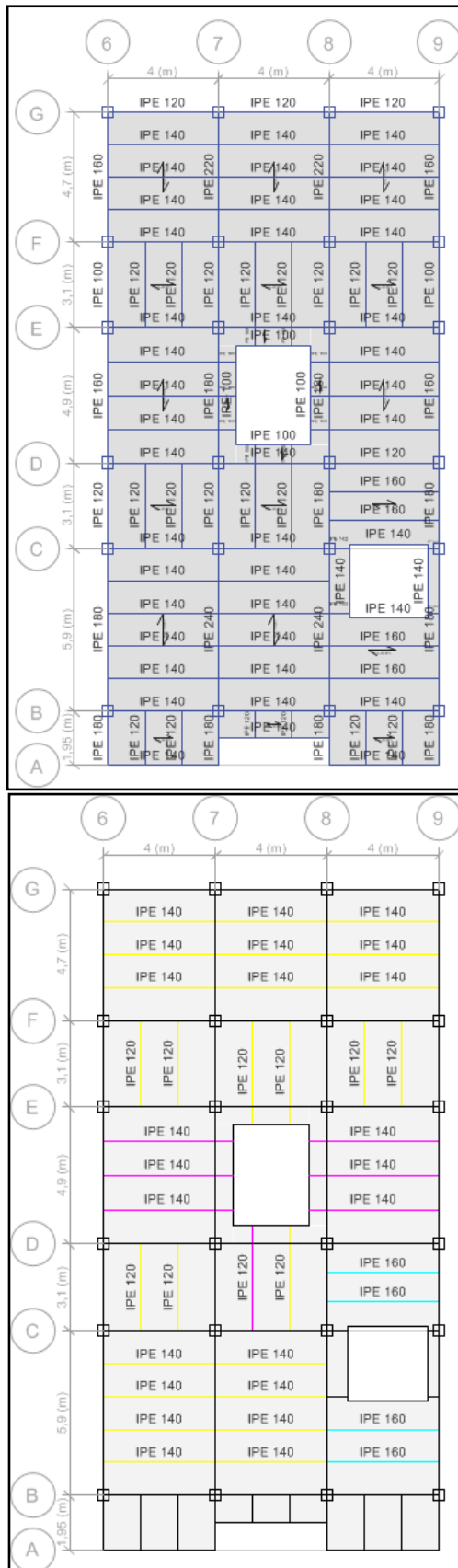
Figura 3.16 Demanda/Capacidad viga principal de planta alta bloque 2  
 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Demanda/Capacidad Vigas Secundarias



**Figura 3.17 Demanda/Capacidad viga secundaria de planta bloque 2**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]



**Figura 3.18 Demanda/Capacidad viga secundaria de cubierta bloque 2**  
 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Demanda/Capacidad de columnas

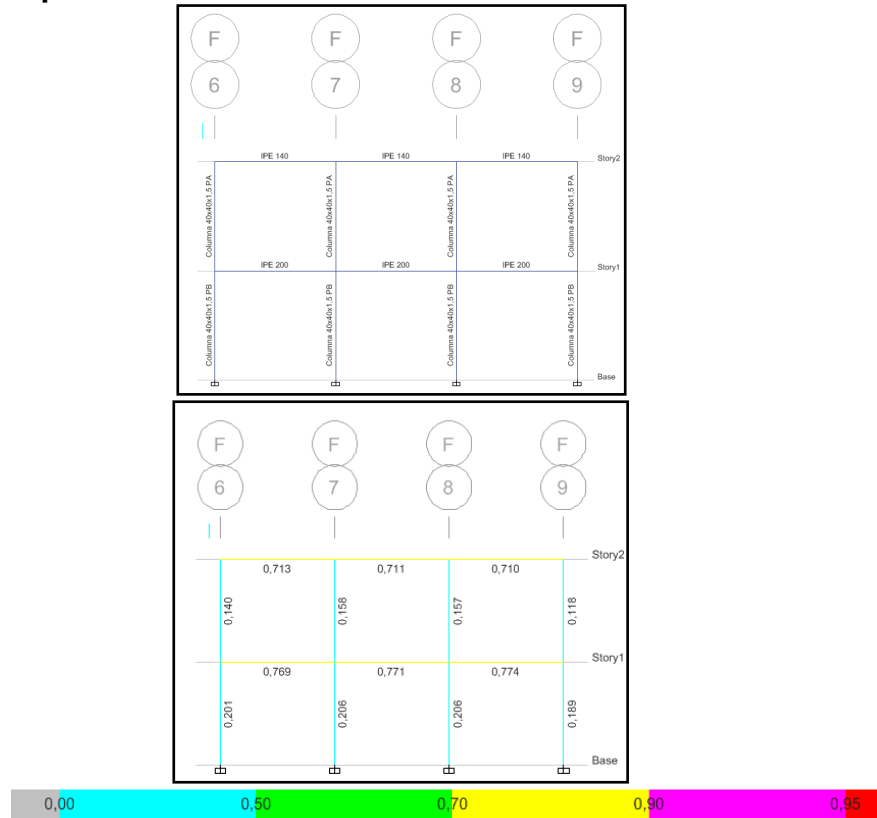


Figura 3.19 Demanda/Capacidad de columnas bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Tabla 3.22 Mayor D/C de perfiles en bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Piso	Viga	Perfil	D/C	Deflexión [cm]
Cubierta	Columna	40x40x1.5 cm	0.177	--
Alta	Columna	40x40x1.5 cm	0.258	--
Alta	Viga	IPE 80	0.034	0.313
Cubierta	Viga	IPE 100	0.344	0.154
Alta	Viga	IPE 120	0.439	0.276
Cubierta	Viga	IPE 140	0.723	0.310
Alta	Viga	IPE 140	0.64	0.361
Cubierta	Viga	IPE 160	0.681	0.450
Alta	Viga	IPE 160	0.662	0.674
Cubierta	Viga	IPE 180	0.796	0.534
Alta	Viga	IPE 180	0.263	0.781
Alta	Viga	IPE 200	0.797	0.380
Cubierta	Viga	IPE 220	0.659	0.254
Alta	Viga	IPE 220	0.824	0.850
Alta	Viga	IPE 240	0.836	0.419
Cubierta	Viga	IPE 240	0.737	0.438
Alta	Viga	IPE 270	0.77	0.434
Alta	Viga	IPE 300	0.789	0.336
Alta	Viga	IPE 330	0.792	0.375

### 3.3.3 Bloque 3

El bloque 3 comprende desde el eje 10 hasta el eje 14, teniendo una planta baja y planta alta. Obteniendo los siguientes resultados del análisis estructural:

#### Períodos

Tabla 3.23 Períodos de vibración del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,46	0,7595	0	0	0,7595	0	0
Modal	2	0,411	0	0,7663	0	0,7595	0,7663	0
Modal	3	0,373	0,00004641	0,0009	0	0,7595	0,7673	0
Modal	4	0,105	0,2391	0,0002	0	0,9986	0,7674	0
Modal	5	0,104	0,0002	0,2324	0	0,9988	0,9998	0
Modal	6	0,09	0,0012	0,0002	0	1	1	0

La NEC 2015 establece que los períodos de vibración involucrados deberán tener una participación de masa modal acumulada de al menos el 90% de su masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales. Además, cumple con el período de vibración establecido en el método 2, que no debe ser un mayor al 30% del método 1.

En la figura 3.20 se logra apreciar que el desplazamiento de la estructura es en el sentido X, mientras que en la figura 3.21 el desplazamiento se da hacia el sentido Y.

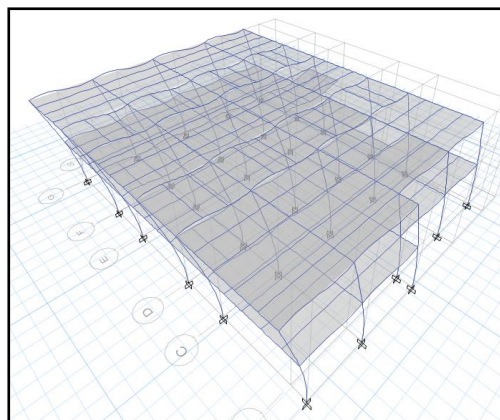
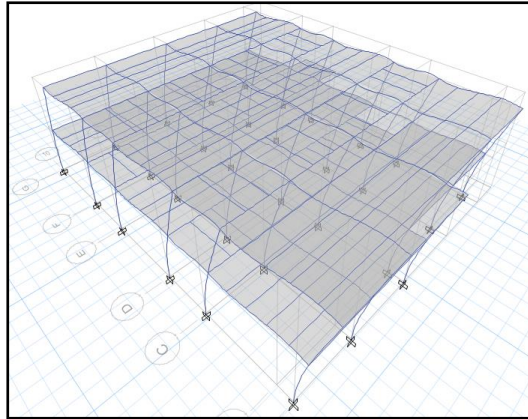


Figura 3.20 Modal 1 del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]





**Figura 3.21 Modal 2 del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### Derivas

La NEC 2015 establece que la deriva máxima inelástica no debe ser mayor al 2% (0,02), parámetro que nuestra edificación cumplió como se indica en las tablas a continuación.

**Tabla 3.24 Derivas en sentido X - bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Pisos	$d_{xe}$	$d_{xi}$	$h_{sx}$	$\Delta x$	$\Delta x < \Delta a$
cubierta	0,0170	0,0638	3,6	0,01167	OK
planta alta	0,0058	0,0218	3,6	0,00604	OK

**Tabla 3.25 Derivas en sentido Y - bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Pisos	$d_{ye}$	$d_{yi}$	$h_{sy}$	$\Delta y$	$\Delta y < \Delta a$
cubierta	0,0137	0,0514	3,6	0,00927	OK
planta alta	0,0048	0,0180	3,6	0,00500	OK

### Efecto de segundo orden P- $\Delta$ e índice de estabilidad $Q_i$

La NEC-2015, establece que el índice obtenido debe ser menor o igual a 0.3, caso contrario la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, para este caso cumple con la normativa descrita.

Si el índice de estabilidad se encuentra entre 0.1 y 0.3, deberá de aplicar mayoración en derivas, fuerzas internas y momentos de la estructura. Además, si el índice de estabilidad es menor a 0.1, no deberá de aplicarse mayoración.

**Tabla 3.26 Índice de estabilidad en Dir. X bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

$\Delta x$	Pi (ton)	Vi (ton)	hi (m)	Qi	Verificación	Aplicar mayoración	Fp- $\Delta$
0,01167	129,49	2,03	3,6	0,207	OK	SI	1,261
0,00604	286,67	3,54	3,6	0,136	OK	SI	1,157

**Tabla 3.27 Índice de estabilidad en Dir. Y bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

$\Delta y$	Pi (ton)	Vi (ton)	hi (m)	Qi	Verificación	Aplicar mayoración	Fp- $\Delta$
0,00927	129,49	2,52	3,6	0,132	OK	SI	1,153
0,00500	286,67	4,45	3,6	0,089	OK	NO	0

### **Demanda/Capacidad Vigas Principales**

Una vez finalizado el análisis, se procedió a revisar la Demanda/Capacidad de los elementos estructurales de la edificación, como se muestra en la figura 3.22, 3.23, 3.24, 3.25 y 3.26.

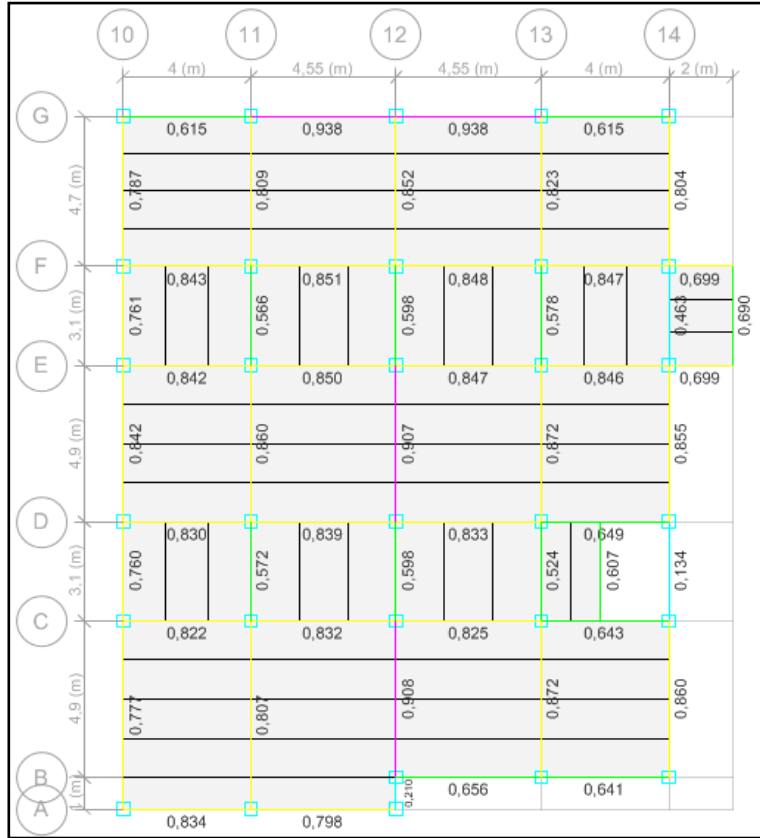
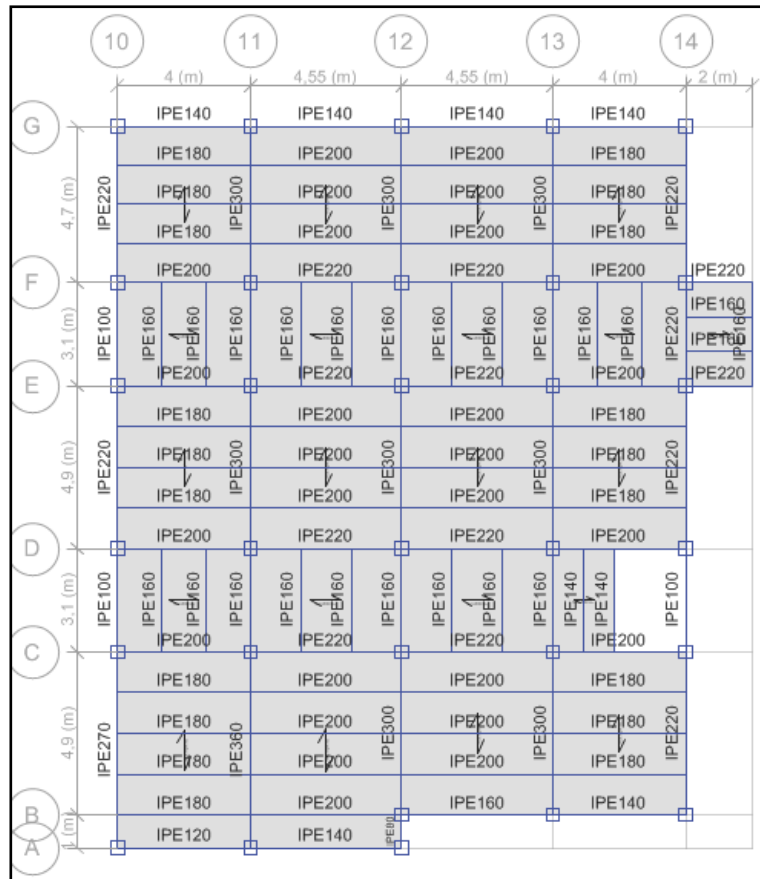


Figura 3.22 Demanda/Capacidad viga principal de planta alta bloque 3

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

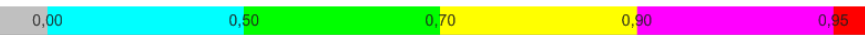
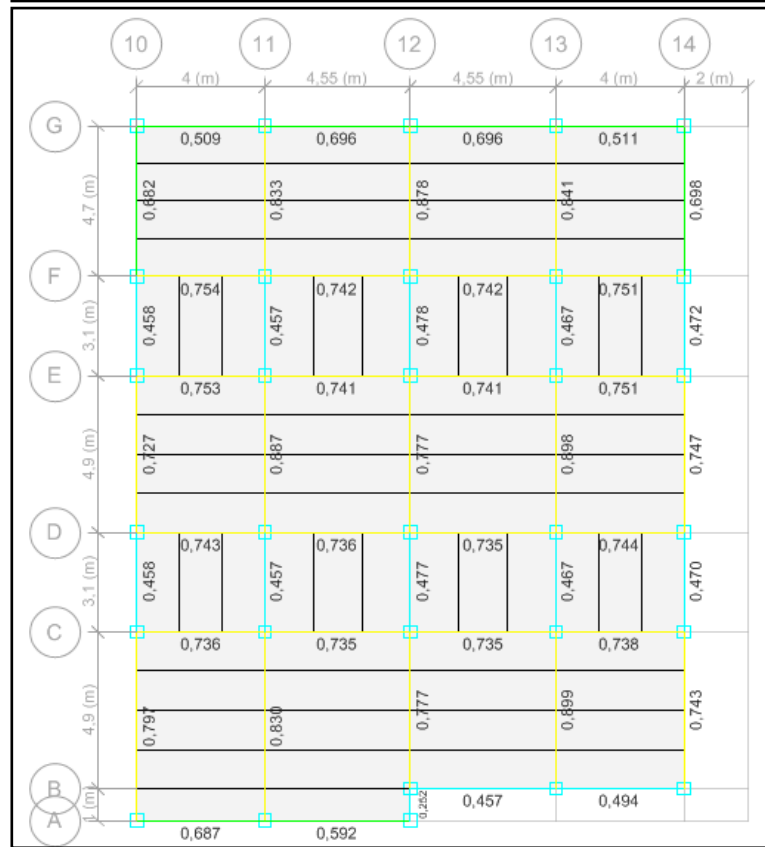
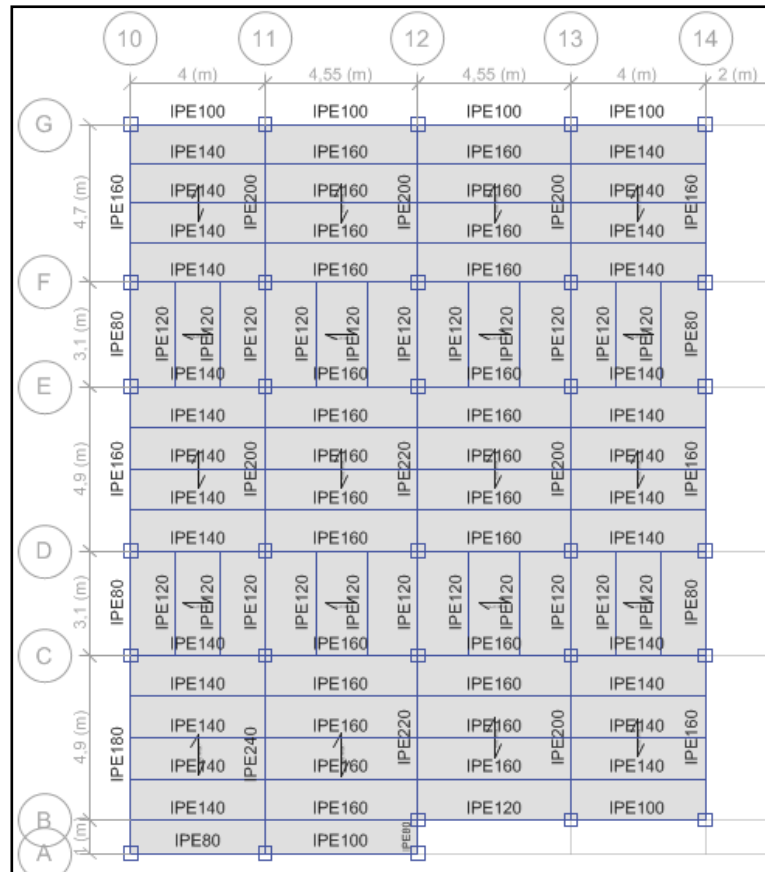


Figura 3.23 Demanda/Capacidad viga principal de cubierta bloque 3

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Demanda/Capacidad Vigas Secundarias

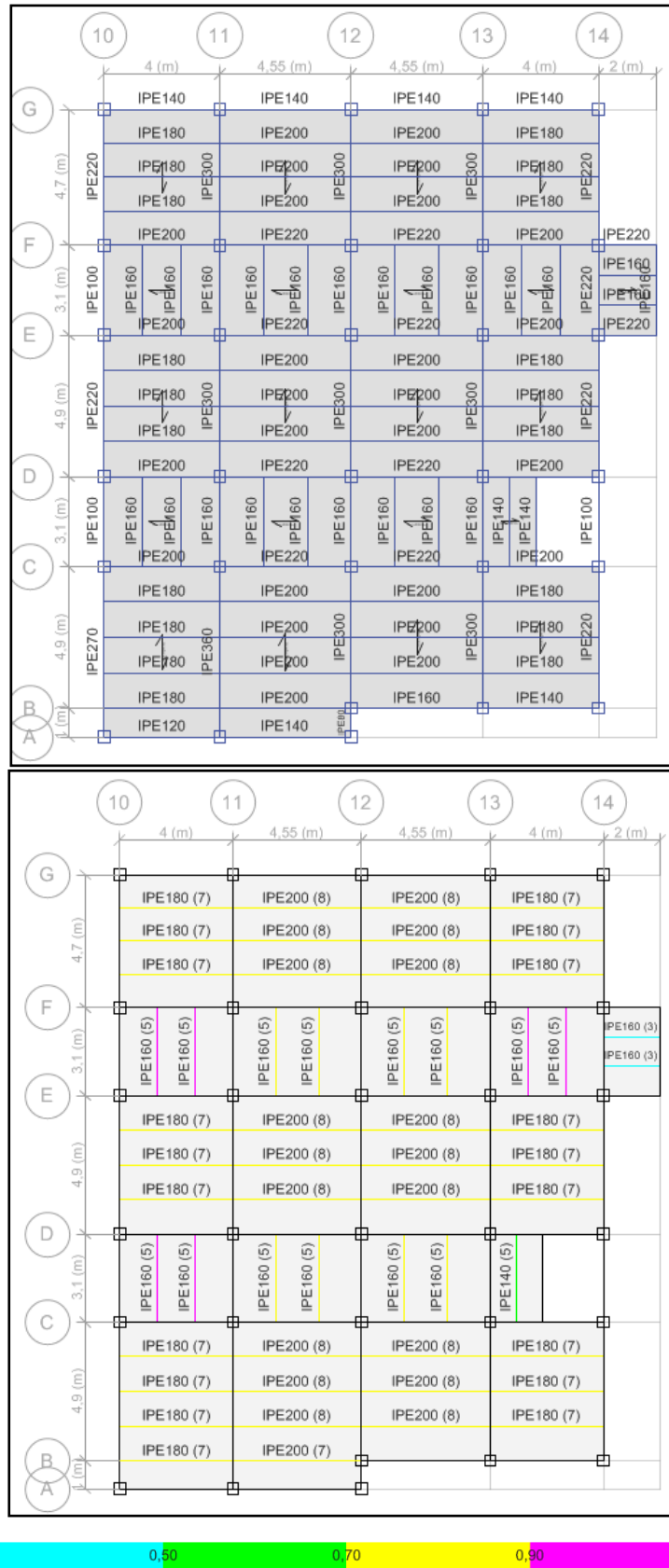


Figura 3.24 Demanda/Capacidad viga secundaria de planta alta bloque 3

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

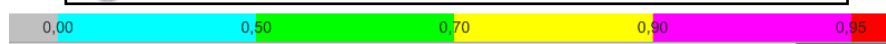
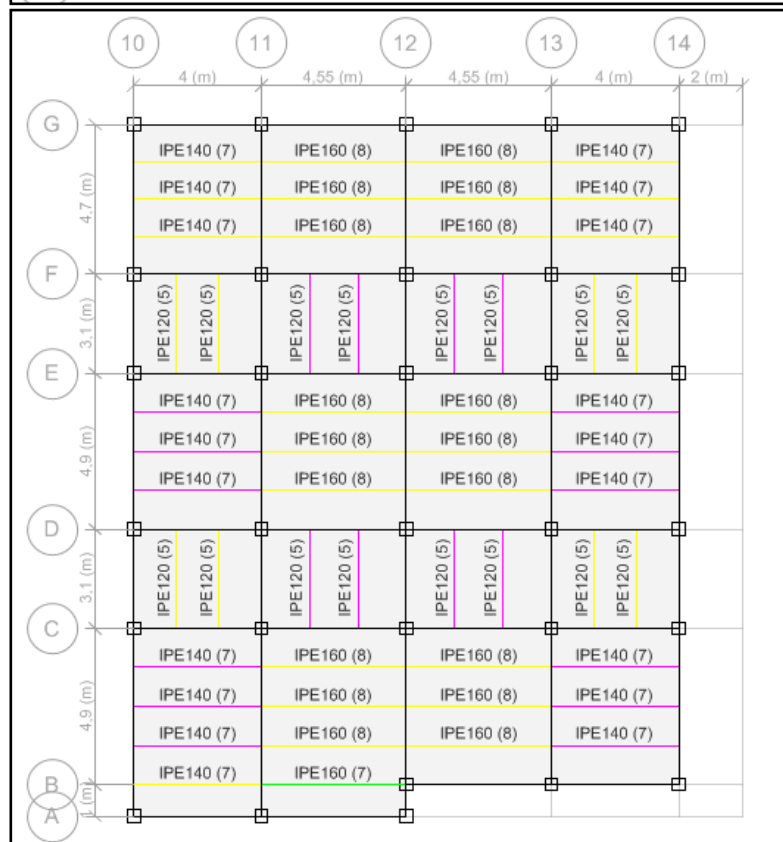
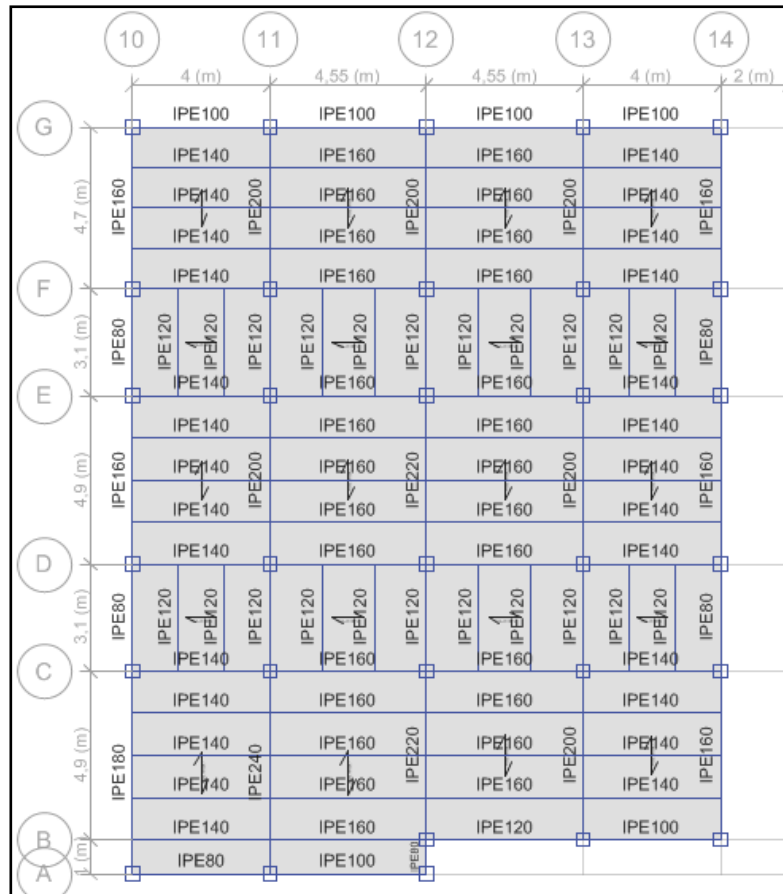


Figura 3.25 Demanda/Capacidad viga secundaria de cubierta bloque 3

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Demanda/Capacidad de columnas

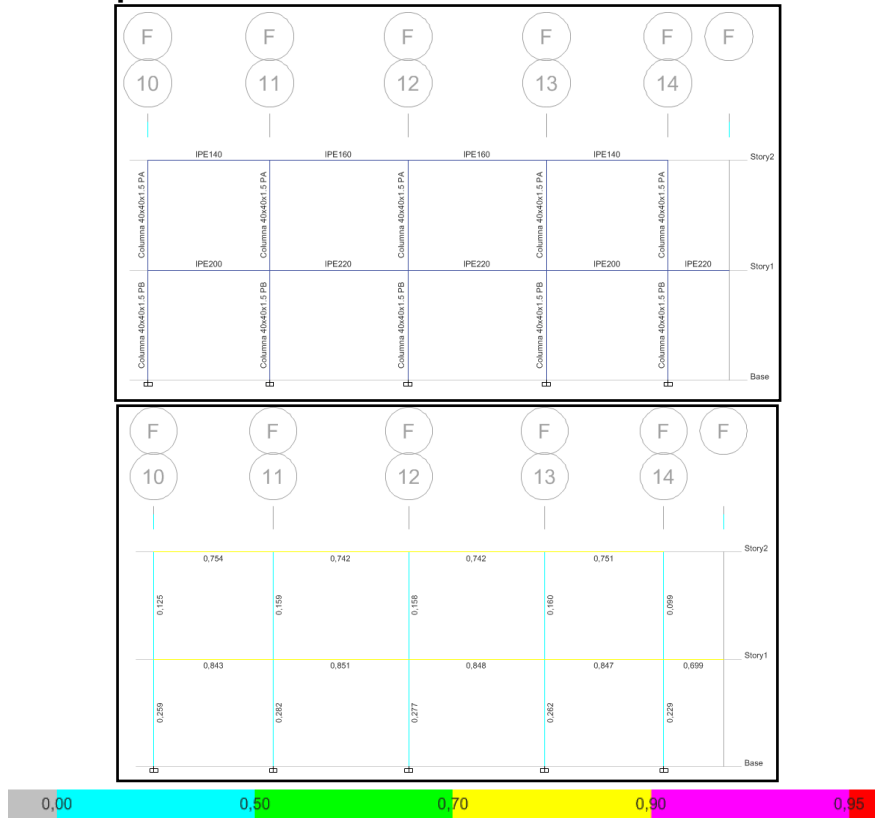


Figura 3.26 Demanda/Capacidad de columnas bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Tabla 3.28 Mayor D/C de perfiles en bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Planta	Elemento	Perfil	D/C	Deflexión [cm]
Cubierta	Columna	40x40x1.5 cm	0.177	--
Alta	Columna	40x40x1.5 cm	0.258	--
Cubierta	Viga	IPE 80	0.687	0.602
Alta	Viga	IPE 100	0.696	0.032
Cubierta	Viga	IPE 100	0.761	0.351
Cubierta	Viga	IPE 120	0.478	0.277
Alta	Viga	IPE 120	0.834	0.527
Cubierta	Viga	IPE 140	0.656	0.391
Cubierta	Viga	IPE 160	0.173	0.367
Alta	Viga	IPE 160	0.656	0.224
Cubierta	Viga	IPE 180	0.797	0.532
Cubierta	Viga	IPE 200	0.899	0.413
Alta	Viga	IPE 200	0.847	0.380
Cubierta	Viga	IPE 220	0.777	0.330
Alta	Viga	IPE 220	0.855	0.495
Cubierta	Viga	IPE 240	0.83	0.339
Alta	Viga	IPE 270	0.777	0.434
Alta	Viga	IPE 300	0.908	0.381
Alta	Viga	IPE 360	0.807	0.338

### 3.4 Conexiones de la estructura

Para conectar los elementos estructurales de la edificación, se obtuvo como resultado las siguientes conexiones:

#### 3.4.1 Conexión metálica viga-columna

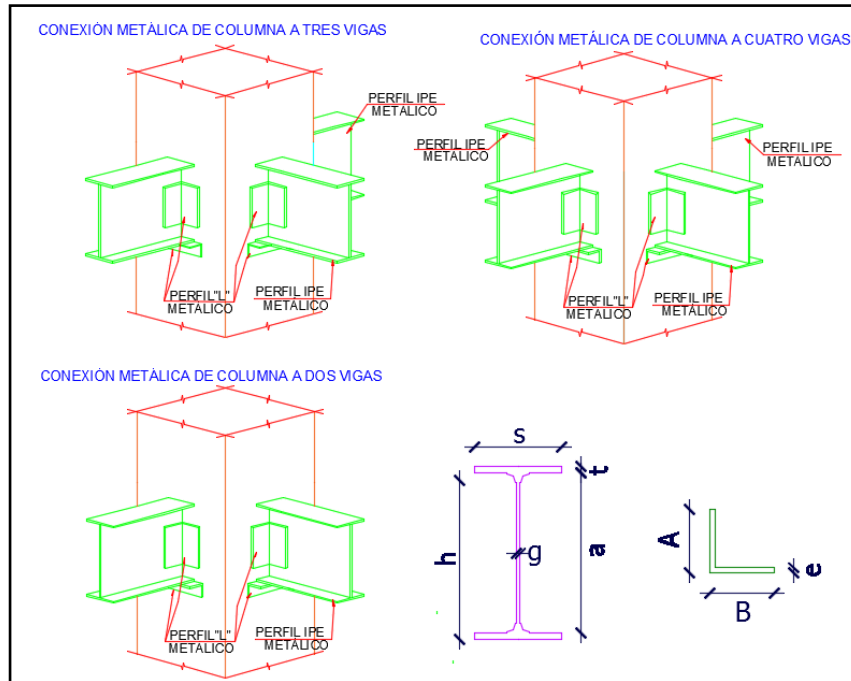


Figura 3.27 Conexión metálica columna-viga [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Tabla 3.29 Perfiles para tipo de conexión columna-viga [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Perfiles IPE - Dimensiones						perfil L		
Perfil	h [mm]	s [mm]	g [mm]	t [mm]	a [mm]	A [mm]	B [mm]	e [mm]
IPE 80	80	46	3,8	5,2	69,6	50	50	6
IPE 100	100	55	4,1	5,7	88,6	50	50	6
IPE 120	120	64	4,4	6,3	107,4	50	50	6
IPE 140	140	73	4,7	6,9	126,2	50	50	6
IPE 160	160	82	5,0	7,4	145,2	60	60	8
IPE 180	180	91	5,3	8,0	164,0	60	60	8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	183,0	60	60	8
IPE 220	220	110	5,9	9,2	201,6	75	75	10
IPE 240	240	120	6,2	9,8	220,4	75	75	10
IPE 270	270	135	6,6	10,2	249,6	75	75	10
IPE 300	300	150	7,1	10,7	278,6	80	80	10
IPE 330	330	160	7,5	11,5	307,0	80	80	10
IPE 360	360	170	8,0	12,7	334,6	80	80	10



### 3.4.2 Conexión metálica viga principal a viga secundaria

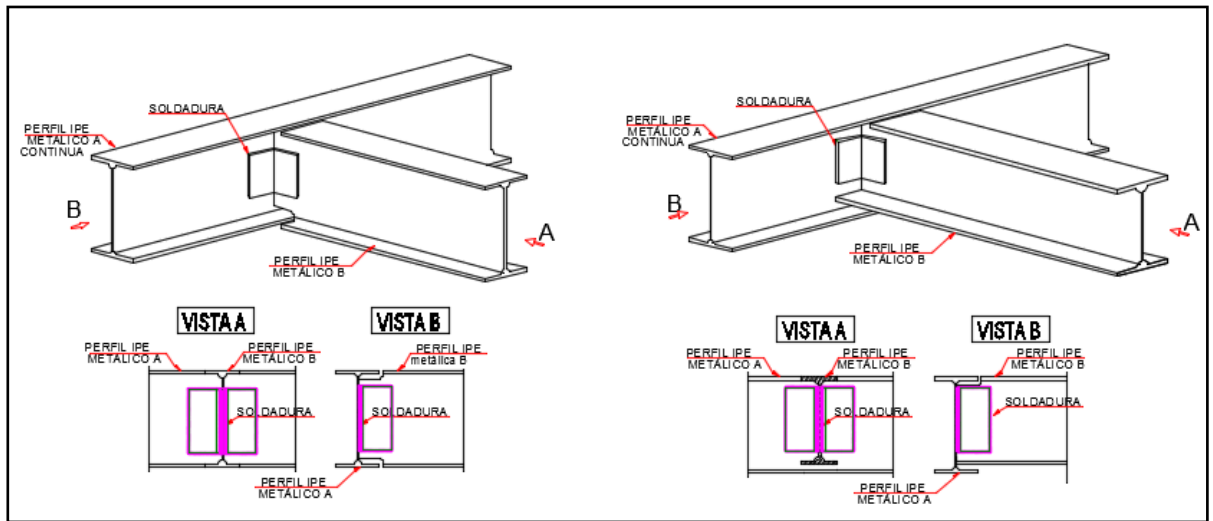


Figura 3.28 Conexión metálica viga a viga [Carreño J., Cañarte J., 2019]

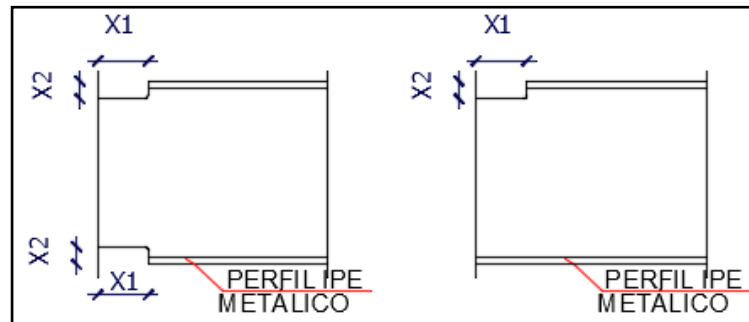


Figura 3.29 Recorte de perfil IPE [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Tabla 3.30 Recorte de perfil para vigas IPE [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Perfil	X1 [mm]	X2 [mm]
IPE 80	32	16
IPE 100	36	16
IPE 120	40	17
IPE 140	45	17
IPE 160	49	18
IPE 180	53	18
IPE 200	58	19
IPE 220	63	20
IPE 240	67	20
IPE 270	75	21
IPE 300	82	21
IPE 330	87	22
IPE 360	91	23

### 3.4.3 Empalme entre columnas metálicas

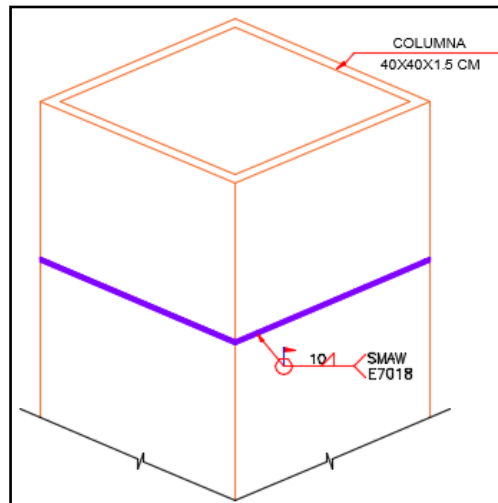


Figura 3.30 Empalme entre columnas [Carreño J., Cañarte J., 2019]

### 3.4.4 Empalme entre vigas metálicas

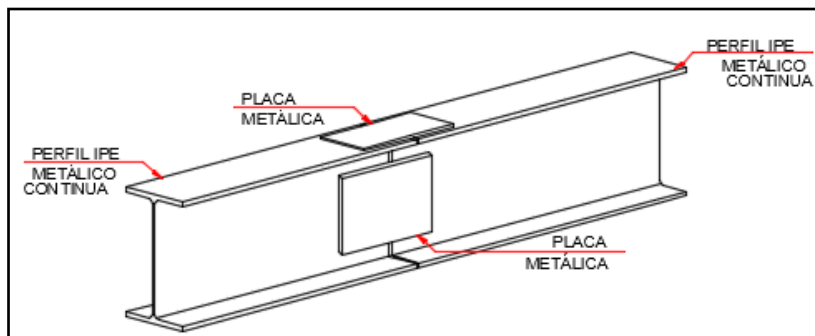


Figura 3.31 Empalme entre vigas [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Tabla 3.31 Placa para vigas según perfil IPE [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Perfil	A [mm]	E [mm]	B [mm]	L [mm]
IPE 80	38	6	49	300
IPE 100	50	6	63	300
IPE 120	50	6	76	300
IPE 140	65	6	89	300
IPE 160	75	8	102	300
IPE 180	75	8	115	400
IPE 200	75	8	129	450
IPE 220	100	8	142	300
IPE 240	100	8	155	300
IPE 270	100	9	175	350
IPE 300	120	12	196	400
IPE 330	120	12	215	400
IPE 360	120	12	215,0	400,0

### 3.4.5 Armado de columna metálica

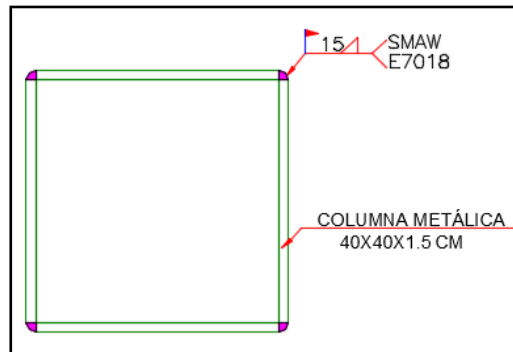


Figura 3.32 Armado de columna [Carreño J., Cañarte J., 2019]

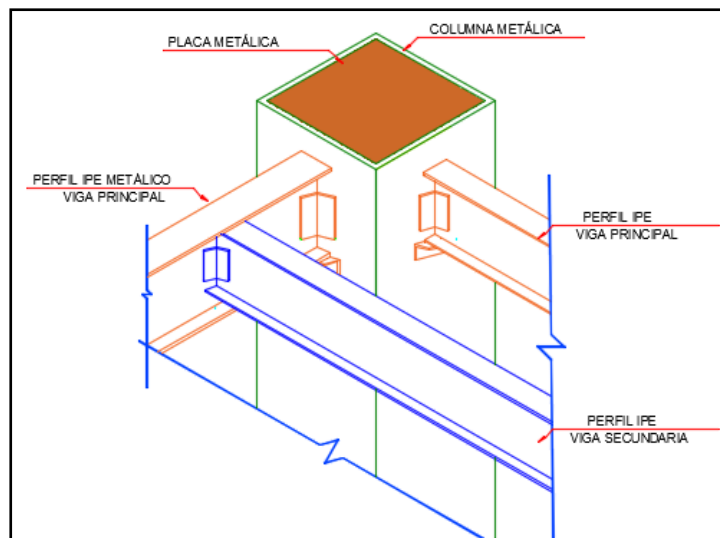


Figura 3.33 Vista isométrica de conexión entre vigas y columnas [Carreño J., Cañarte J., 2019]

### 3.4.6 Placa base y pernos de anclaje

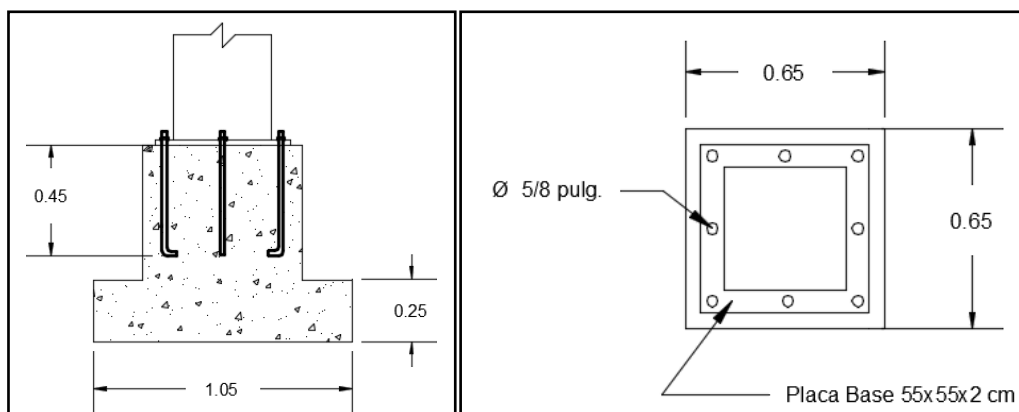


Figura 3.34 Placa base y pernos de anclaje [Carreño J., Cañarte J., 2019]

### **3.5 Diseño hidrosanitario**

Dentro del diseño hidrosanitario se obtuvo como resultado que el diámetro de la acometida de la edificación es de 2 pulgadas, conjuntamente con una cisterna de 30 m<sup>3</sup> para poder abastecer el consumo de agua de los empleados, los visitantes del centro de salud, áreas verdes y la piscina de hidroterapia.

El edificio contiene una bomba de 5 hp y un tanque de presión de 120 galones.

### **3.6 Diseño Eléctrico**

El circuito eléctrico está dividido en dos paneles de control secundarios y un panel principal, los paneles de control secundarios están ubicados uno en cada planta, mientras que el panel principal está ubicado en el cuarto de máquinas.

Para abastecer toda la demanda eléctrica del centro de salud se tomó en cuenta transformador trifásico de 250 KVA tipo Padmounted ubicado en el cuarto de máquinas.

### **3.7 Diseño de aguas servidas**

El diseño de aguas servidas del centro de salud se realizó utilizando el método de la Unidad Equivalente, UEH donde sumando todas las piezas sanitarias dio un total de 200 UEH, lo que corresponde que el diámetro de la tubería que conecta a la red pública de alcantarillado deber ser de 5”.

### **3.8 Presupuesto**

El presupuesto final de la obra es de \$1´191.940,32 incluido el IVA, donde el rubro de acero estructural A36 posee un 46.56% y el rubro hormigón premezclado de  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup> posee un 9.69% del presupuesto final, siendo los rubros más representativos de la construcción.

No.	Rubro/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
<a href="#">1.1</a>	Demolición y desalojo de estructura existente	m3	500,00	\$ 9,05	\$ 4.523,96
<a href="#">1.2</a>	Replanteo y Nivelación	m2	1005,38	\$ 0,78	\$ 786,44
<a href="#">1.3</a>	Limpieza y desbroce	m2	1005,38	\$ 1,07	\$ 1.075,78
<a href="#">1.4</a>	Bodega Provisional	m2	50,00	\$ 14,38	\$ 719,18
<b>CIMENTACIÓN</b>					
<a href="#">2.1</a>	Excavación sin clasificar y desalojo a maquina	m3	2403,25	\$ 4,04	\$ 9.707,86
<a href="#">2.2</a>	Relleno a máquina de piedra bola seleccionada de 2"-6"	m3	634,89	\$ 21,21	\$ 13.467,96
<a href="#">2.3</a>	Relleno compactado con material de mejoramiento (sub-base clase III)	m3	423,26	\$ 10,70	\$ 4.527,13
<a href="#">2.4</a>	Material filtrante clase II	m3	211,63	\$ 18,36	\$ 3.885,56
<a href="#">2.5</a>	Replanteo de hormigón simple f'c=180 kg/cm2 e=0,10 cm	m2	105,82	\$ 10,98	\$ 1.161,81
<a href="#">2.6</a>	Hormigón premezclado de f'c=240 kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	267,61	\$ 241,01	\$ 64.497,23
<a href="#">2.7</a>	Acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2	kg	14966,39	\$ 1,99	\$ 29.849,43
<a href="#">2.8</a>	Instalación de Geomembrana HDPE 1mm	m2	1003,66	\$ 7,02	\$ 7.041,91
<b>ESTRUCTURA</b>					
<a href="#">3.1</a>	Acero estructural A-36, incluye montaje	kg	155398,47	\$ 3,19	\$ 495.552,12
<a href="#">3.2</a>	Suministro e instalación de placa colaborante de e=76 mm	m2	1890,68	\$ 12,79	\$ 24.180,82
<a href="#">3.3</a>	Hormigón premezclado de f'c=240 kg/cm2 para placa colaborante	m3	192,87	\$ 200,33	\$ 38.637,18
<a href="#">3.4</a>	Malla electrosoldada 8-15	m2	1890,68	\$ 9,13	\$ 17.256,11
<a href="#">3.5</a>	Hormigón simple f'c=210 en pilaretes y viguetas incl. encofrado	m3	6,22	\$ 203,01	\$ 1.262,54
<a href="#">3.6</a>	Mesones de Hormigón armado 1,00x0,6x0,1	ml	78,75	\$ 41,33	\$ 3.254,60
<a href="#">3.7</a>	Placa de anclaje	U	112,00	\$ 50,59	\$ 5.665,91
<b>CONTRAPISO</b>					
<a href="#">4.1</a>	Contrapiso y Acera de Hormigón simple e=0,10 m	m2	1005,38	\$ 18,18	\$ 18.281,45
<a href="#">4.2</a>	Malla electrosoldada de 6-15 en Contrapiso y Acera	m2	963,92	\$ 1,77	\$ 1.703,62
<a href="#">4.3</a>	Bordillo de Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 cinta gotera	ml	92,75	\$ 26,23	\$ 2.433,13
<b>MAMPOSTERÍA</b>					
<a href="#">5.1</a>	Mampostería de bloque reforzada (e=10cm)	m2	572,89	\$ 17,57	\$ 10.065,07
<a href="#">5.2</a>	Mampostería de bloque (e=20 cm) para ducto del ascensor	m2	64,40	\$ 17,44	\$ 1.123,34
<a href="#">5.3</a>	Pared de fibrocemento	m2	1816,62	\$ 30,85	\$ 56.038,06
<a href="#">5.4</a>	Cielo raso tipo losa gypsum	m2	1866,84	\$ 11,81	\$ 22.038,25
<b>ENLUCIDOS</b>					
<a href="#">6.1</a>	Enlucido vertical	m2	1145,77	\$ 9,14	\$ 10.476,55
<a href="#">6.2</a>	Enlucido / Impermeabilización en losa de cubierta	m2	1046,25	\$ 7,51	\$ 7.861,99
<b>RECUBRIMIENTOS DE PISOS Y PAREDES</b>					
<a href="#">7.1</a>	Cerámica en paredes	m2	612,78	\$ 24,80	\$ 15.198,81
<a href="#">7.2</a>	Porcelanato de alto tráfico	m2	1866,84	\$ 29,79	\$ 55.614,74
<a href="#">7.3</a>	Plancha de granito pulida en mesón	ml	78,75	\$ 70,92	\$ 5.585,04
<b>PINTURA</b>					
<a href="#">8.1</a>	Pintura de Caucho incluye empaste y sellado	m2	305,54	\$ 8,92	\$ 2.724,74
<a href="#">8.2</a>	Pintura de Aceite incluye empaste y sellado (h=1,40 m)	m2	267,35	\$ 8,82	\$ 2.356,93
<a href="#">8.3</a>	Pintura de Caucho sobre fibrocemento incluye sellado	m2	968,86	\$ 8,68	\$ 8.406,23
<a href="#">8.4</a>	Pintura de Aceite sobre fibrocemento incluye sellado (h=1,40)	m2	847,76	\$ 8,39	\$ 7.113,20
<a href="#">8.5</a>	Pintura de Caucho sobre gypsum incluye sellado	m2	1866,84	\$ 5,20	\$ 9.708,97

Figura 3.35 Presupuesto Referencial - parte 1 [Carreño, J., Cañarte J., 2019]

No.	Rubro/Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
<b>CERRAJERIA</b>					
<a href="#">9.1</a>	Puerta alistonada de madera (1,00x2,00) con visor de vidrio	U	102,00	\$ 318,84	\$ 32.521,78
<a href="#">9.2</a>	Ventanas de aluminio y vidrio	m2	40,00	\$ 66,21	\$ 2.648,52
<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>					
<a href="#">10.1</a>	Punto de Lámpara o foco	pto	212,00	\$ 32,91	\$ 6.977,63
<a href="#">10.2</a>	Tomacorriente de 110V Polarizado	pto	86,00	\$ 43,63	\$ 3.751,83
<a href="#">10.3</a>	Tomacorriente de 220V Polarizado	pto	9,00	\$ 76,71	\$ 690,43
<a href="#">10.4</a>	Acometida Principal 3/0	ml	6,00	\$ 74,80	\$ 448,81
<a href="#">10.5</a>	Transformador Trifásico 250Kva pedestal Padmounted	u	1,00	\$ 12.326,41	\$ 12.326,41
<a href="#">10.6</a>	Tablero de distribución principal	u	1,00	\$ 3.852,17	\$ 3.852,17
<a href="#">10.7</a>	Tomacorriente polarizado 110V en piso	PTO	5,00	\$ 78,13	\$ 390,64
<b>INSTALACIONES AA.SS., AA.LL., AA.PP.</b>					
<a href="#">11.1</a>	Punto de AA.SS. 50mm Inc. Accesorios	pto	57,00	\$ 32,67	\$ 1.862,33
<a href="#">11.2</a>	Punto de AA.SS. 110mm Inc. Accesorios	pto	29,00	\$ 36,33	\$ 1.053,68
<a href="#">11.3</a>	Punto de AA.PP. 1/2" Inc. Accesorios	pto	92,00	\$ 36,86	\$ 3.391,29
<a href="#">11.4</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 50mm para Desagüe de AA.SS. Y AA.LL.	ml	92,40	\$ 5,61	\$ 518,20
<a href="#">11.5</a>	Fregadero con escurridor de un pozo de 100 x 50 mm	U	12,00	\$ 188,22	\$ 2.258,69
<a href="#">11.6</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 110mm para Desagüe de AA.SS. Y AA.LL.	ml	257,49	\$ 8,01	\$ 2.062,09
<a href="#">11.7</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 1" para AA.PP.	ml	33,76	\$ 10,78	\$ 364,00
<a href="#">11.8</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 3/4" para AA.PP.	ml	386,78	\$ 6,80	\$ 2.628,99
<a href="#">11.9</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 1/2" para AA.PP.	ml	400,81	\$ 6,38	\$ 2.557,91
<a href="#">11.10</a>	Inodoro Tanque Bajo	U	29,00	\$ 32,67	\$ 947,50
<a href="#">11.11</a>	Lavabo sobre Mesón y Llave Presmatic	U	19,00	\$ 158,30	\$ 3.007,64
<a href="#">11.12</a>	Lavabo con Pedestal y Llave Presmatic	U	27,00	\$ 168,40	\$ 4.546,77
<a href="#">11.13</a>	Urinario con Llave Presmatic	U	5,00	\$ 177,02	\$ 885,10
<a href="#">11.14</a>	Llaves de Paso de 1/2"	U	49,00	\$ 31,82	\$ 1.558,97
<a href="#">11.15</a>	Sistema Hidroneumático (tanque de presión 120 gl. Y bomba 5hp)	U	1,00	\$ 4.570,87	\$ 4.570,87
<a href="#">11.16</a>	Bajante PVC de 4" para AA.SS.	ml	86,40	\$ 7,47	\$ 645,06
<a href="#">11.17</a>	Bajante PVC de 6" para AA.LL.	ml	57,60	\$ 11,21	\$ 645,78
<a href="#">11.18</a>	Caja de revisión de 0,70x0,70 (incluye tapa de H.A. )	U	19,00	\$ 146,31	\$ 2.779,95
<a href="#">11.19</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 1 1/4 " para AA.PP.	ml	4,86	\$ 21,26	\$ 103,34
<a href="#">11.20</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 1 1/2 " para AA.PP.	ml	9,05	\$ 25,23	\$ 228,36
<a href="#">11.21</a>	Suministro e Instalación de Tub. PVC de 2 " para AA.PP.	ml	6,23	\$ 35,96	\$ 224,00
SUBTOTAL					\$ 1.064.232,43
IVA 12%					\$ 127.707,89
TOTAL					\$ 1.191.940,32

**Figura 3.36 Presupuesto Referencial - parte 2 [Carreño, J., Cañarte J., 2019]**

# CAPÍTULO 4

## 4. LÍNEA BASE AMBIENTAL

### 4.1 Ubicación

El Centro de Salud Universitario será construido en la Universidad Técnica de Manabí (UTM), la cual se encuentra ubicada en la ciudad de Portoviejo provincia de Manabí. La UTM es una de las universidades más importantes en la provincia, el número de estudiantes en el año 2018 bordeaba 18000.

### 4.2 Coordenadas

Las coordenadas Geográficas del proyecto son las siguientes:

**Tabla 4.1 Coordenadas del proyecto [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

COORDENADAS UTM WGS 84 ZONA 17 S		
PUNTO	X	Y
1	560833	9884332
2	560841	9884310
3	560788	9884288
4	560778	9884309

### 4.3 Implantación

El proyecto se implantará en un terreno de 1450.47 m<sup>2</sup>, el terreno se encuentra dentro de los predios de la universidad.



**Figura 4.1 Ubicación del proyecto [Google Earth]**



**Figura 4.2 Implantación del proyecto [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Tabla 4.2 Cuadro de área del proyecto [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

CUADRO DE ÁREAS	
Área del Terreno	1450.47 m <sup>2</sup>
Área de Construcción	2021.13 m <sup>2</sup>

## 4.4 Descripción del Medio

### 4.4.1 Medio Físico

#### 4.4.1.1 Clima

La provincia de Manabí posee un clima cálido variante dependiendo de la época de invierno o verano, teniendo así: clima tropical, semi-húmedo tropical y húmedo.

#### 4.4.1.2 Temperatura

El clima en la ciudad de Portoviejo es muy equilibrado, la temperatura promedio es de 24°C, aunque posee unos máximos que alcanzan los 36°C.

#### 4.4.1.3 Precipitación

Un día mojado es un día con por lo menos 1 milímetro de líquido. La probabilidad de días mojados en Portoviejo varía muy considerablemente durante el año, la temporada más mojada dura 3,6 meses mientras que la temporada más seca dura 8,4 meses.

#### 4.4.1.4 Suelos

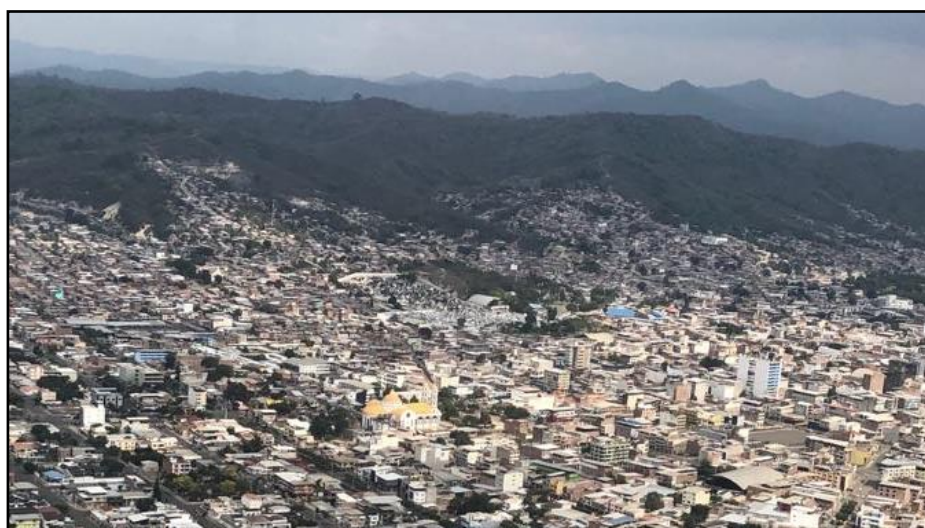
La ciudad de encuentra a una altura media de 44 msnm, presenta colinas que se encuentran a su alrededor con alturas menores al 300



msnm (Gallardo, 1996). Presenta relieves que van desde planos o valles fluviales, terrazas, llanuras aluviales costeras entre otras.

#### **4.4.1.5 Geología y Morfología**

El sitio presenta un relieve resultado de la interacción de los procesos denudativos y acumulativos, conocida como la cuenca de Manabí, limitada al noreste por la falla de Esmeraldas; al oeste por la falla Dolores-Guayaquil; al sur por la Cordillera Chongón Colonche y al este por el océano Pacífico.



**Figura 4.3 Geología y Morfología [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### **4.4.2 Medio Biótico**

#### **4.4.2.1 Flora**

Las zonas de vida que se encuentran dentro del cantón son: Bosque Seco Tropical con una precipitación anual que va desde los 1000 a 2000 mm; Bosque muy Seco Tropical con una precipitación que va desde los 500 a 1000 mm y el Monte Espinoso Tropical que tiene una precipitación de 250 a 500 mm (Fernández, 1994).

En Portoviejo existen aproximadamente 35 especies de plantas en los cerros que bordean la ciudad, 37 en el Cerro de Hojas Jaboncillo y 7 especies herbáceas, trepadoras y epífita.



**Figura 4.4 Flora en la Universidad Técnica de Manabí [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

#### **4.4.2.2 Fauna**

En el plan de Manejo del bosque protector de las colinas circundantes a Portoviejo existen aproximadamente 27 especies de animales; 11 especies de invertebrados; 8 especies pertenecientes a herpetofauna y 58 especies avifauna.

#### **4.4.3 Medio Socio Económico**

##### **4.4.3.1 Descripción del cantón Portoviejo**

El cantón se encuentra ubicado en la provincia de Manabí, República del Ecuador. Villanueva de San Gregorio de Portoviejo, es la capital de la provincia de Manabí, tiene una superficie de 954.9 km<sup>2</sup>, se localiza a 28 km de la costa del pacifico, se encuentra ubicada en el sector occidental del valle del rio Portoviejo.

Presenta un crecimiento lineal hacia el sector noreste, teniendo como ejes de desarrollo la vía a crucita y la vía a Manta.

##### **4.4.3.2 Población**

Según datos estadísticos de Instituto Nacional de Estadísticas y Censo, durante el censo poblacional del año 2010, la ciudad de Portoviejo tiene una población de 280,029 habitantes.

##### **4.4.3.3 Actividades Productivas**

La principal fuente de ingreso de la ciudad de Portoviejo la conforman las actividades comerciales, siguiendo las

industriales, agrícolas, de transporte y en empleos en el sector público y privados.

La cercanía con el Puerto Marítimo de Manta genera un movimiento comercial de gran importancia para los ciudadanos de Portoviejo, aquello favorece el crecimiento de actividades industriales entre las cuales destacan sustancias químicas, maderera, papel, cerámica y artesanal.

En lo que respecta a la producción agrícola, 8 cultivos son el motor productivo del cantón, en la zona urbana es donde más se cosecha maíz, el segundo producto lides es el cacao, luego el café, maní, arroz, coco entre otros.

#### **4.4.3.4 Servicios Básicos**

##### **Energía Eléctrica**

La cobertura de energía eléctrica en Portoviejo es del 100% a nivel urbano.

##### **Agua Potable**

Según el censo de población y vivienda del 2010, en la ciudad de Portoviejo el 85% de la población cuenta con este servicio, mientras el 15% restante se abastece a través de tanqueros, pozos de succión y vertientes derivadas del cauce del Rio Portoviejo.

Sin embargo, en la actualidad, la empresa Portoaguas dice que la cobertura es de un 92% lo que equivale a un aproximado de 212 mil portovejenses y que están trabajando para dotar de agua a las partes altas de la ciudad, sobre todo aquellas que están sobre la cota 70.

##### **Alcantarillado Sanitario y Pluvial**

Este servicio también está a cargo de Portoaguas y tiene una cobertura del 70% en la ciudad de Portoviejo.

En la actualidad se encuentra un proceso de contratación la ejecución del Alcantarillado Sanitario y Pluvial del 30% restante que no cuenta con el servicio.

### **Telefonía**

Según los resultados del último censo del INEC en el año 2010 el 74,06 % de las viviendas del cantón Portoviejo tienen red de telefonía convencional mientras que el 25.94 % carecen de este servicio.

### **Vías de Acceso y Transporte**

La vialidad y transporte en el cantón está en alza, según datos del Comité de la Reconstrucción se han invertido 14.3 millones en proyectos para la conectividad entre localidades, tránsito de comerciantes y circulantes en la zona.

### **Salud**

Según cifras del Ministerio de Salud Pública (MSP), la ciudad de Portoviejo cuenta con 38 unidades de salud de primer y segundo orden; divididos de la siguiente manera: 2 hospitales generales, 34 centros de salud, 2 puestos de salud y 1 centro ambulatorio.

# CAPÍTULO 5

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

Al obtener los resultados del estudio geotécnico se concluye que el suelo en el área de implantación de la edificación posee una capacidad portante baja con posibles de efectos de licuefacción.

El diseño de la sub-estructura está conformado por zapatas corridas en dos direcciones, con el fin de evitar asentamientos diferenciales debido a las diferentes descargas de fuerzas axiales producidas en cada columna.

El diseño del sistema estructural de la alternativa escogida PARM está conformado por perfiles estructurales IPE y columnas de sección cuadrada, los mismos que cumplen con los criterios sísmos resistentes establecidos en el AISC 360-10 y la NEC 2015.

En cuanto al diseño de agua potable, se calculó 92.52 mca en pérdidas, generadas por accesorios, recorridos de las tuberías y por velocidad, por lo que se concluye que el edificio necesita el uso de una bomba de 5 HP.

Referente al aspecto ambiental, para llevar a cabo la construcción del centro de salud, es necesario obtener un certificado ambiental, a fin de que las actividades a realizar no generen impactos considerables.

El presupuesto referencial obtenido fue de \$1'191.940,32 el cual está respaldado por análisis de precios unitarios de rubros estructurales y de acabados.

### 5.2 Recomendaciones

Se recomienda realizar el mejoramiento planteado en toda el área del terreno e impermeabilizar el perímetro de la edificación, la misma que se podrá realizar mediante la aplicación de geomembranas.

Al momento de realizar las conexiones de la estructura, se recomienda contratar mano de obra especializada y seguir las especificaciones de soldadura de la AWS.

Se recomienda utilizar dos bombas que trabajen en alternancia, debido a que una sola bomba puede trabajar de manera sobreesforzada.

Se recomienda agregar en el presupuesto el costo del montaje y adquisición del ascensor con su respectivo tablero eléctrico, dado a que no consta en el presupuesto actual.

Se recomienda usar la guía de buenas prácticas ambientales al momento de realizar la construcción.

## REFERENCIAS

- AISC. (2010). *American Institute of Steel Construction*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.
- Carmona, R. P. (2010). *Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones*. Bogotá: Ecoe.
- Carvajal, I. (2008). Diseño Antisismico. *Seismic Design for Architects*. Lima, Peru.
- Das, B. M. (2001). *Principios de Ingenierias en Cimentación*. México: Thomson Learning.
- McCormc, J., & Csernak, S. F. (2013). *Structural steel Design (Diseño de acero estructural)*. Boston, Mass: Pearson.
- NEC. (2011). *Instalaciones Electricas*. Quito.
- NEC. (2011). *Norma Hidrosanitaria NHE Agua*. Quito.
- NEC. (2015). *Cargas (No sísmicas)*. Quito.
- NEC. (2015). *Peligro sismico Diseño Sismo Resistente*. Quito.
- Rojas, P. (2013). Estructuras Sismo Resistentes. *Conferencia de escrituras Sismo Resistente* . Guayaquil, Guayas, Costa: FICT-ESPOL.
- Telégrafo. (2017). La magnitud de un sismo es lo más difícil de identificar. *El Telégrafo - Noticias del Ecuador y del mundo*. Retrieved from <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/de7en7/1/la-magnitud-de-un-sismo-es-lo-mas-dificil-de-identificar>

**ANEXOS**



**MEMORIA DE CÁLCULO  
DE  
PREDIMENSIONAMIENTO  
DE LAS ALTERNATIVAS**



## ALTERNATIVAS

### Pórtico de Concreto Resistente a Momento (PCRM)

Los pórticos de concreto resistente a momento por lo general son los más usados en nuestro país porque son capaces de resistir fuerzas verticales (Carga muerta y viva) y fuerzas horizontales (sismo). El proceso constructivo debe ser muy riguroso porque de eso depende su desempeño, además con un correcto dimensionamiento de columnas y vigas garantizará que cumplirá con las derivas permisibles según la NEC-2015 y no tendrá mayor afectación al momento de ocurrir un sismo.

#### Cargas de servicio para PCRM

##### Carga muerta

Dado que el suelo tiene poca capacidad de carga, el centro de salud contará con el peso de paredes, baldosas (cerámicas), losa en dos direcciones, instalaciones, cubierta y peso propio de elementos estructurales para la planta alta.

**Tabla A-1 Carga muerta planta baja y alta PCRM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Paredes	0.150	ton/m <sup>2</sup>
Baldosas (Cerámica)	0.100	ton/m <sup>2</sup>
Enlucido y ductos	0.040	ton/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.100	ton/m <sup>2</sup>
Losa en dos direcciones	0.4336	ton/m <sup>2</sup>
Peso propio de vigas y columnas	0.050	ton/m <sup>2</sup>
Total	0.874	ton/m <sup>2</sup>

Para la cubierta, solo es necesario asumir que tendrá el peso de la losa, equipos de aire acondicionado y teja de mortero.

**Tabla A-2 Carga muerta en cubierta PCRM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Central de aire	0.150	ton/m <sup>2</sup>
Losa en dos direcciones	0.2448	ton/m <sup>2</sup>
Teja de mortero con cemento	0.115	ton/m <sup>2</sup>
Peso propio de vigas y columnas	0.050	ton/m <sup>2</sup>
Total	0.5598	ton/m <sup>2</sup>

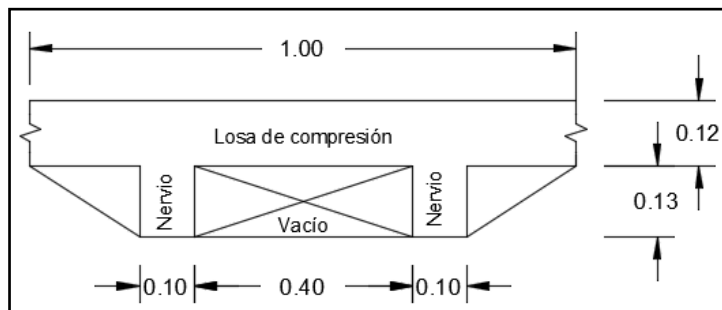
### Losa nervada en dos direcciones

Se debe de estimar el espesor de losa aproximado según sus dimensiones estructurales, por ello se usa la tabla A-3 con varillas corrugadas de acero con  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .

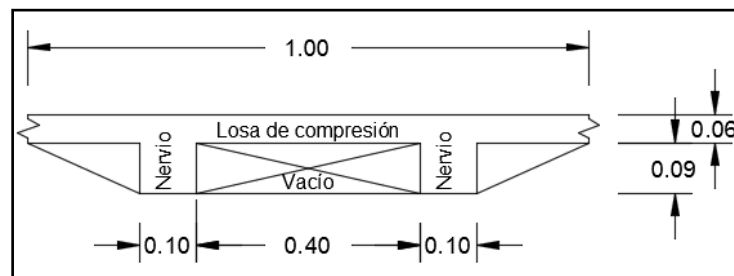
**Tabla A-3 Espesores mínimos de losa nervada en dos direcciones [NEC-2015]**

Fy (Mpa)	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin viga de borde	Sin viga de borde		Sin viga de borde	Con viga de borde	
280	ln/33	ln/36	ln/36	ln/36	ln/40	ln/40
420	ln/30	ln/33	ln/33	ln/33	ln/36	ln/36
520	ln/28	ln/31	ln/31	ln/31	ln/34	ln/34

Como el mayor claro de los 3 bloques previstos para el centro de salud, se tiene un mayor claro de 5.9 m con una luz neta de 5.6 m, asumiendo una viga de 30 cm de ancho. Entonces el espesor de losa a usar es de 25 cm para la planta alta y para la cubierta será de 15 cm.



**Figura A-4 Sección transversal de losa en planta alta [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-5 Sección transversal de losa en planta alta [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

## Carga viva

Según la NEC-2015, cuenta con varios tipos de cargas para el centro de salud dependiendo si hay sala de pacientes o laboratorios, por eso se asume una carga promedio.

**Tabla A-4 Carga viva planta baja y alta de PCRM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Hospitales (Centro de salud)	0.400	ton/m <sup>2</sup>
Total	0.400	ton/m <sup>2</sup>

**Tabla A-5 Carga viva de cubierta de PCRM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Cubiertas planas	0.070	ton/m <sup>2</sup>
Total	0.070	ton/m <sup>2</sup>

## Espectro de diseño NEC-2015 para PCRM

El espectro es usado para estimar la posible fuerza horizontal que puede tener la estructura al momento de haber un sismo. El espectro es usado para estimar la posible fuerza horizontal que puede tener la estructura al momento de haber un sismo.

**Tabla A-6 Espectro de diseño sísmico de PCRM / NEC-2015 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

zona sísmica Z	0.5 g	Para Portoviejo-Manabí
Suelo tipo	E	
Fa	0.85	
Fd	1.5	
Fs	2	
N	1.8	
T	0.353	Tiempo de Región 1
Sa	0.425	Inicio de Región 1
Sa	0.765	Fin de Región 1
T	0.353	Inicio de tiempo de Región 2
T	1.941	Fin de tiempo de Región 2
Sa	0.765	
T	1.941	Tiempo de Región 3
r	1.5	Tipo de Suelo E
Sa	2.069/T	

**Tabla A-7 Factor de importancia y R [NEC-2015]**

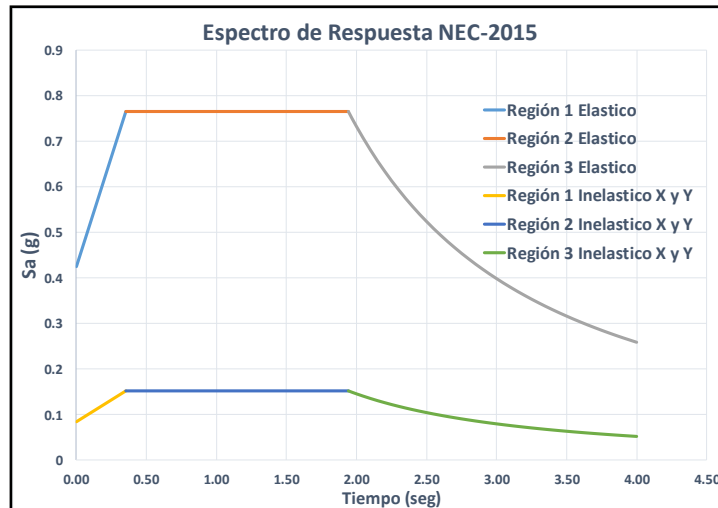
Factor de importancia	1.5
R dirección X	5
R dirección Y	5

Con los datos obtenidos, se procede a determinar los valores  $S_a(g)$  del espectro elástico e inelástico según el tiempo de oscilación.

**Tabla A-8 Valores  $S_a$  del espectro elástico e inelástico de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

T(s)	Elástico	Inelástico en Dir. X	Inelástico en Dir. Y
	$S_a = 2.069/T$	$S_a = 0.414/T$	$S_a = 0.414/T$
0.00	0.425	0.085	0.085
0.35	0.765	0.153	0.153
1.94	0.765	0.153	0.153
1.95	0.760	0.152	0.152
2.00	0.731	0.146	0.146
2.10	0.680	0.136	0.136
2.20	0.634	0.127	0.127
2.30	0.593	0.119	0.119
2.40	0.556	0.111	0.111
2.50	0.523	0.105	0.105
2.60	0.494	0.099	0.099
2.70	0.466	0.093	0.093
2.80	0.442	0.088	0.088
2.90	0.419	0.084	0.084
3.00	0.398	0.080	0.080
3.10	0.379	0.076	0.076
3.20	0.361	0.072	0.072
3.30	0.345	0.069	0.069
3.40	0.330	0.066	0.066
3.50	0.316	0.063	0.063
3.60	0.303	0.061	0.061
3.70	0.291	0.058	0.058
3.80	0.279	0.056	0.056
3.90	0.269	0.054	0.054
4.00	0.26	0.052	0.052

La siguiente gráfica, corresponde al espectro de respuesta de diseño NEC-2015 donde se observan las regiones elásticas e inelásticas.



**Figura A-6 Espectro de respuesta de diseño por regiones para PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Período fundamental de la estructura de PCRM**

La NEC-2015 en la sección 6.3.3 de peligro sísmico, dice que el período de vibración puede ser calculado en la dirección X y Y, entonces para este diseño se usa el método 1 que usa la siguiente ecuación para determinar el tiempo de vibración aproximado.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

$C_t$ = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$ = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

T= Período de vibración de la estructura.

**Tabla A-9 Valores  $C_t$  y  $\alpha$  [NEC-2015]**

Tipo de Estructura	$C_t$	$\alpha$
Estructura de Acero.		
Sin arriostramiento.	0.072	0.8
Con Arriostramiento.	0.073	0.75
Pórticos especiales de Hormigón Armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Para el diseño de Pórticos Especiales Resistente a Momento (PCRM), se obtiene el período de vibración en base a la siguiente tabla.

**Tabla A-10 Período de vibración de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Ct	0.055	
$\alpha$	0.9	
h	7.2	m
T	0.33	seg

**Peso sísmico**

La NEC-2015 en la sección 6.1.7 de peligro sísmico, dice que la carga sísmica W representa el peso muerto por sismo en cada piso de la estructura. Como el centro de salud se encuentra dividido en tres bloques, es necesario calcular el peso sísmico por bloque.

$$W = (W_D + W_{PP}) * A * N$$

Donde:

$W_D$ = Carga muerta sobreimpuesta.

$W_{pp}$ = Peso propio de los elementos estructurales.

A= Área del piso de la estructura.

N= Número de pisos de la estructura

**Tabla A-11 Peso sísmico del bloque 1 en PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Área del bloque 1:		329.6			m2
Cantidad	Descripción	WL	WD	Wpp	W (ton)
		Carga viva	Carga muerta	Carga pp	
1	Planta alta	0.400	0.874	0.00	287.94
1	Cubierta	0.070	0.5598	0.00	184.51
				Total	472.45

**Tabla A-12 Peso sísmico del bloque 2 en PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Área del bloque 2:		283.80			m2
Cantidad	Descripción	WL	WD	Wpp	W (ton)
		carga viva	carga muerta	carga pp	
1	Planta alta	0.400	0.874	0.00	247.93
1	Cubierta	0.070	0.5598	0.00	158.87
				Total	406.80



**Tabla A-13 Peso sísmico del bloque 3 en PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Área del bloque 3:			374.24		m2
Cantidad	Descripción	WL	WD	Wpp	W (ton)
		carga viva	carga muerta	Carga pp	
1	Planta alta	0.400	0.874	0.00	326.94
1	Cubierta	0.070	0.5598	0.00	209.50
				Total	536.44

### **Coefficiente de respuesta sísmica**

La NEC-2015 en la sección 6.3.2 de peligro sísmico, dice que el coeficiente sísmico puede ser calculado con la siguiente ecuación.

$$C_S = \frac{I * S_a}{R * \phi_E * \phi_p}$$

Donde:

I= Factor de importancia de la estructura.

Sa= Aceleración espectral

R= Coeficiente de reducción de resistencia.

$\phi_E$ = Factor de configuración de elevación.

$\phi_P$ = Factor de configuración de planta.

### **Factor de importancia (I)**

Depende del tipo de ocupación de la estructura para incrementar la demanda sísmica para que sufra daños menores luego de que ocurra el sismo para eso la NEC-2015 establece el factor según la siguiente tabla.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Figura A-7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura [NEC-2015]**

## Factor de reducción de resistencia (R)

El factor nos permite reducir las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura, para que el daño producido por el sismo sea esencialmente en las rotulas plásticas que diseñan para que la falla sea presidiabla y tenga una adecuada ductilidad.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Figura A-8 Factor R para sistemas estructurales dúctiles [NEC-2015]**

Con eso, procedemos a calcular el coeficiente de respuesta sísmica que se detalla en la siguiente tabla:

**Tabla A-14 Coeficiente de respuesta sísmica para PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Sa	0.705
R	5
$\phi_p$	1
$\phi_e$	1
I	1.5
Cs	0.21137

## Cortante basal

La NEC-2015 en la sección 6.3.2 de peligro sísmico, dice que se puede calcular aproximadamente la fuerza cortante que actúa debajo la estructura con la siguiente ecuación.

$$V = C_s * W$$

Donde:

Cs = Coeficiente de respuesta sísmica

W = Peso sísmico de la estructura

Como el edificio está dividido en 3 bloques, es necesario calcular el cortante basal en cada bloque.

**Tabla A-15 Cortante Basal en PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3
Cs (g)	0.21137	0.21137	0.21137
W (ton)	472.45	406.80	536.44
V (ton)	99.86	85.98	113.39

**Carga por sismo estático**

La NEC-2015 en la sección 6.3.5 de peligro sísmico, dice que son las fuerzas horizontales que actúan en cada piso de la estructura, basado en principios de dinámica, por ello se hace la distribución de fuerzas en cada bloque.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x h_x^k} * V$$

Donde:

V= Fuerza cortante debajo de la estructura.

$F_i$ = Fuerza horizontal-lateral en el piso i de la estructura.

$w_x$ = Peso sísmico del piso de la estructura

$h_x$ = Altura del piso x de la estructura.

k= Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

**Tabla A-16 Valores de K [NEC-2015]**

Valores de T (seg)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$> 2.5$	2

Entonces las distribuciones de fuerzas horizontales son diferentes para cada bloque y cada piso del bloque.

**Tabla A-17 Fuerzas verticales del bloque 1 PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Distribución de fuerzas verticales			K=	1.00	K=1 si el T<0.5 seg	
Nivel	Altura (m)	W(ton)	$Wh^k$	Cv	F (ton)	V (ton)
Cubierta	7.2	184,51	1328,47	0,56	56,09	56,09
Planta alta	3.6	287,94	1036,58	0,44	43,77	99,86
Total		472.45	2365.05			

**Tabla A-18 Fuerzas verticales del bloque 2 PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Distribución de fuerzas verticales			K=	1.00	K=1: si el T<0.5 seg	
Nivel	Altura (m)	W(ton)	Wh <sup>k</sup>	Cv	F (ton)	V (ton)
Cubierta	7.2	158,87	1143,87	0,56	48,30	48.30
Planta alta	3.6	247,93	892,54	0,44	37,69	85.98
Total		406.80	2036.41			

**Tabla A-19 Fuerzas verticales del bloque 3 PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Distribución de fuerzas verticales			K=	1.00	K=1: si el T<0.5 seg	
NIVEL	Altura (m)	W(ton)	Wh <sup>k</sup>	Cv	F (ton)	V (ton)
Cubierta	7.2	209,50	1508,40	0,56	63,69	63,69
Planta alta	3.6	326,94	1176,97	0,44	49,70	113,39
Total		536.44	2685.37			

**Fuerzas aplicadas en cada piso**

Se asume que las fuerzas horizontales actúan al 100% en la dirección X y un 30% en la dirección en Y, cuando el sismo viene dado en la dirección en X. Así mismo, pero de forma viceversa cuando el sismo ocurre en sentido Y.

**Tabla A-20 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 1 PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
56.09	16.83	56.09	16.83
43.77	13.13	43.77	13.13

**Tabla A-21 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 2 PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
48,30	14.49	48,30	14.49
37,69	11.31	37,69	11.31

**Tabla A-22 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 3 PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
63.69	19.11	63.69	19.11
49.70	14.91	49.70	14.91

## Pre dimensionamiento de columna

Para ello, se procede a utilizar la siguiente ecuación y la carga axial que actúa en la columna con el mayor ancho de influencia en la losa, para eso se utiliza la siguiente fórmula:

$$P_i = \sum W_i * A_i$$

Donde

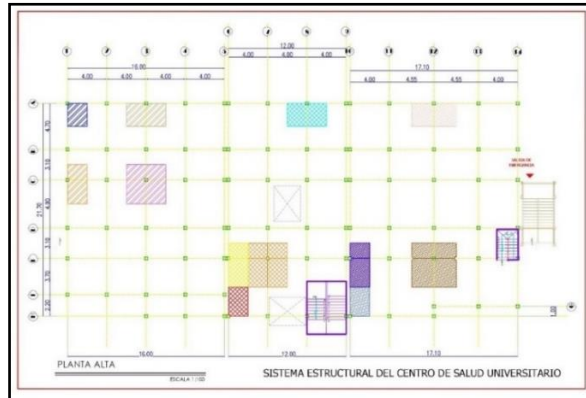
$W_i$  = Carga distribuida muerta y viva mayorada

$A_i$  = Área tributaria que tendrá la columna, sea central, borde o esquinera.

$P_i$  = Carga axial de servicio en el piso.

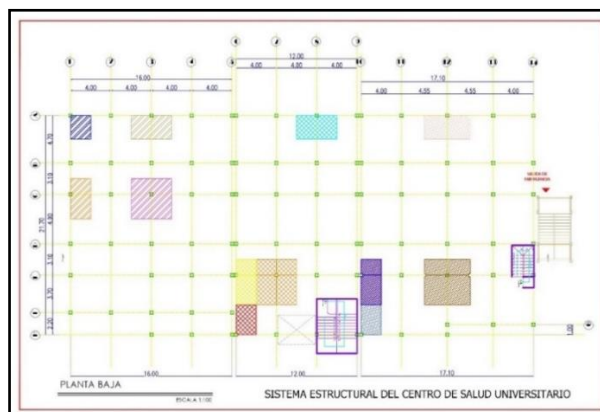
## Área de tributaria o influencia para columnas

El área de influencia de la columna viene dada según la mitad de la separación máxima entre columnas en dirección en X y.



**Figura A-9 Área tributaria de planta alta para columnas en bloques PCRM**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]



**Figura A-10 Área tributaria de cubierta para columnas en bloques PCRM**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

Debido a que es una estructura esencial, no es necesario reducir de la carga viva de la estructura y se procede a pre dimensionar las diferentes secciones de columnas según su área tributaria con la ecuación 11.

$$A_c = \frac{P_i}{\alpha * f_{rc}}$$

Donde:

P<sub>i</sub> = Carga axial de servicio en el piso.

α = factor de reducción según la ubicación de columna

f<sub>c</sub> = Resistencia de compresión del hormigón

**Tabla A-23 Factores para reducción para área tributaria [NEC-2015]**

Columnas esquineras	0.17
Columnas exteriores	0.2
Columna Interiores (sismo-resistentes)	0.21

La siguiente tabla muestra las secciones de la columna según su ubicación en planta, donde está su área tributaria con la carga axial de servicio por piso.

**Tabla A-24 Secciones de columnas para PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Nivel	Ubicación	Columna	Área [m <sup>2</sup> ]	Carga axial [ton]	α	Área Ac [cm <sup>2</sup> ]	Lado [cm]	Sección [cm <sup>2</sup> ]
Planta Alta	Bloque 1	Central	16.00	27.19	0.21	539.49	23.22	30x30
		Borde en direc. Y	8.00	13.60	0.20	283.23	16.82	30x30
		Borde en direc. X	9.40	15.97	0.20	332.80	18.24	30x30
		Esquinera	4.70	7.99	0.17	195.76	13.99	30x30
Planta Alta	Bloque 2	Central	18.00	30.58	0.21	606.93	24.63	30x30
		Borde en direc. Y	9.00	15.30	0.20	318.64	17.85	30x30
		Borde en direc. X	9.40	15.97	0.20	332.80	18.24	30x30
		Esquinera	5.90	10.02	0.17	245.75	15.67	30x30
Planta Alta	Bloque 3	Central	20.48	34.80	0.21	690.38	26.27	30x30
		Borde en direc. Y	9.00	15.29	0.20	318.63	17.85	30x30
		Borde en direc. X	10.69	18.17	0.20	378.56	19.45	30x30
		Esquinera	5.90	10.02	0.17	245.75	15.67	30x30
Cubierta	Bloque 1	Central	16.00	8.89	0.21	176.44	13.28	30x30
		Borde en direc. Y	8.00	4.45	0.20	92.63	9.62	30x30
		Borde en direc. X	9.40	5.22	0.20	108.84	10.43	30x30

		Esquinera	4.70	2.61	0.17	64.03	8.00	30x30
Cubierta	Bloque 2	Central	18.00	10.00	0.21	198.50	14.09	30x30
		Borde en direc. Y	9.00	5.00	0.20	104.21	10.20	30x30
		Borde en direc. X	9.40	5.22	0.20	108.84	10.43	30x30
		Esquinera	5.90	3.28	0.17	80.37	8.97	30x30
Cubierta	Bloque 3	Central	20.48	11.38	0.21	225.79	15.03	30x30
		Borde en direc. Y	9.00	5.00	0.20	104.21	10.20	30x30
		Borde en direc. X	10.69	5.94	0.20	123.81	11.13	30x30
		Esquinera	5.90	3.28	0.17	80.37	8.97	30x30

### Momentos por cargas de servicio

Para un pre dimensionamiento adecuado de vigas para los bloques, es necesario analizar los claros más críticos en ambas direcciones y usar los momentos generados por carga muerta y viva para el pre dimensionamiento que luego serán corroborados en un programa de estructuras metálicas. Como son 3 bloques similares, pero con diferentes claros, es necesario calcular los momentos últimos por bloques.

**Tabla A-25 Momento por carga muerta y viva del bloque 1 para PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidades
WD+Wpp	0,8736	0,8736	Ton/m <sup>2</sup>
WD	0,7736	0,7736	Ton/m <sup>2</sup>
S	4	4,9	m
qD	3,09	3,79	Ton/m
Ln1	4-0.3=3.7	4.9-0.3=4.6	m
Ln2	4-0.3=3.7	3.1-0.3=2.8	m
Ln	3,7	3,7	m
MD	4,24	5,19	Ton*m
WL	0,4	0,4	Ton/m <sup>2</sup>
S	4	4	m
qL	1,6	1,96	Ton/m
ML	2,19	2,68	Ton*m

**Tabla A-26 Momento por carga muerta y viva del bloque 2 para PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidades
WD+Wpp	0,8736	0,8736	Ton/m <sup>2</sup>
WD	0,7736	0,7736	Ton/m <sup>2</sup>
S	4	5,9	m

qD	3,09	4,56	Ton/m
Ln1	4-0.3=3.7	5.9-0.3=5.6	m
Ln2	4-0.3=3.7	3.1-0.3=2.8	m
Ln	3,7	4,2	m
MD	4,24	8,05	Ton*m
WL	0,4	0,4	Ton/m <sup>2</sup>
S	4	4,2	m
qL	1,6	2,36	Ton/m
ML	2,19	4,16	Ton*m

**Tabla A-27 Momento por carga muerta y viva del bloque 3 para PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidades
WD+Wpp	0,8736	0,8736	Ton/m <sup>2</sup>
WD	0,7736	0,7736	Ton/m <sup>2</sup>
S	4,55	5,9	m
qD	3,51	4,56	Ton/m
Ln1	4.55-0.3=4.25	5.9-0.3=5.6	m
Ln2	4-0.3=3.7	3.1-0.3=2.8	m
Ln	3,975	4,2	m
MD	5,56	8,05	Ton*m
WL	0,4	0,4	Ton/m <sup>2</sup>
S	4,55	4,2	m
qL	1,96	2,36	Ton/m
ML	2,87	4,16	Ton*m

### Momentos por cargas de resistencia última

Es necesario calcular los momentos producidos en la estructura de las vigas, por ello se crean las combinaciones de cargas según la NEC-2015, para obtener los momentos de diseño y poder pre dimensionar la viga.

**Tabla A-28 Combinaciones de carga [NEC-2015]**

Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5max(Lr;S;R)
Combinación 3	1.2D+1.6max(Lr;S;R)+max(L;0.5W)
Combinación 4	1.2D+1.0W+L+0.5max(Lr;S;R)
Combinación 5	1.2D+1.0E+L+0.2S
Combinación 6	0.9D+1.0W
Combinación 7	0.9D+1.0E



Como son 3 bloques similares, pero con diferentes claros, es necesario calcular los momentos últimos por bloques.

**Tabla A-29 Momento máximo de combinaciones - Bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidad
Combinación 1	5,93	7,27	Ton*m
Combinación 2	8,59	10,52	Ton*m
Combinación 5	9,73	11,38	Ton*m
Combinación 7	6,27	7,15	Ton*m

**Tabla A-30 Momento máximo de combinaciones - Bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidad
Combinación 1	5,93	11,27	Ton*m
Combinación 2	8,59	16,32	Ton*m
Combinación 5	9,82	16,40	Ton*m
Combinación 7	6,36	9,83	Ton*m

**Tabla A-31 Momento máximo de combinaciones - Bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidad
Combinación 1	7,79	11,27	Ton*m
Combinación 2	11,27	16,32	Ton*m
Combinación 5	12,35	16,63	Ton*m
Combinación 7	7,81	10,06	Ton*m

### Pre dimensionamiento de viga

Se procede a usar la siguiente ecuación, con el mayor momento producido por cargas de servicio o resistencia última, con una resistencia a la compresión del hormigón de 240kg/cm<sup>2</sup> y un ancho de viga asumido de 30 cm.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 * f'c * b}}$$

Donde:

d= altura de compresión de la viga

M<sub>u</sub> = Momento ultimo producido en la viga

f'c= Resistencia a la compresión del hormigón

b= Ancho de la viga asumida

Como la distancia “d” es de fibra superior hasta el centro de la varilla, se debe estimar una altura total de la viga con un recubrimiento mínimo de 4 cm, para ello se usa la siguiente ecuación.

$$h = d + \frac{\phi_{varilla}}{2} + \phi_{estribo} + recubrimiento$$

Donde:

d= distancia de fibra superior a centro de varillas

$\Phi$ varilla= Diámetro de varilla asumida

$\Phi$ estribo= Diámetro de estribo asumido

**Tabla A-32 Secciones de la viga principal del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidad
f'c	240	240	kg/cm <sup>2</sup>
Asumimos b	30	30	cm
Mu	9.73	11.38	ton.m
d	30.53	33.02	cm
$\Phi$ 20 mm	1	1	cm
$\Phi$ 10 mm	1	1	cm
recubrimiento	4	4	cm
h min	36.53	39.02	cm
h req	40	40	cm

**Tabla A-33 Secciones de la viga principal del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidad
f'c	240	240	kg/cm <sup>2</sup>
Asumimos b	30	30	cm
Mu	9.82	16.40	ton.m
d	30.67	39.63	cm
$\Phi$ 20 mm	1	1	cm
$\Phi$ 10 mm	1	1	cm
recubrimiento	4	4	cm
h min	36.67	45.63	cm
h req	40	45	cm

**Tabla A-34 Secciones de la viga principal del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Dirección X	Dirección Y	Unidad
f'c	240	240	kg/cm <sup>2</sup>
Asumimos b	30	30	cm
Mu	12.35	16.63	ton.m
d	34.39	39.91	cm
$\Phi$ 20 mm	1	1	cm
$\Phi$ 10 mm	1	1	cm

recubrimiento	4	4	cm
h min	40.39	44.91	cm
h req	45	45	Cm

Teniendo lo pre diseños de los elementos estructurales de la planta alta de los tres bloques donde habrá las mayores cargas gravitacionales, se procede a estimar los elementos estructurales para la cubierta que por lo general el peralte de la viga son cinco centímetros menos que el peralte de la viga de piso inferior.

### **Criterio de columna fuerte-viga débil**

Se utiliza para evitar el piso suave que se produce al momento que ocurre el sismo, por lo que se requiere que la columna sea más fuerte que la viga para la formación de rotulas plásticas. Pueda que la columna cumpla por demanda-capacidad, pero si el criterio no cumple se debe de aumentar la sección.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.2$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Momento plástico en la columna

$\sum M_{pv}$ = Momento plástico en la viga

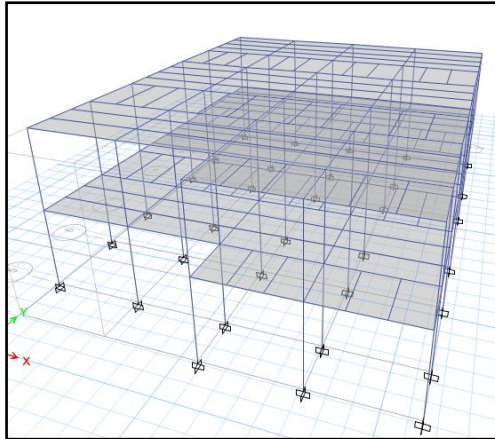
A continuación, se procede a calcular la sumatoria de momentos tanto en la viga y columna más crítica de los bloques.

**Tabla A-35 Comprobaciones de columna fuerte-viga débil en PCRM bloques 1,2,3**

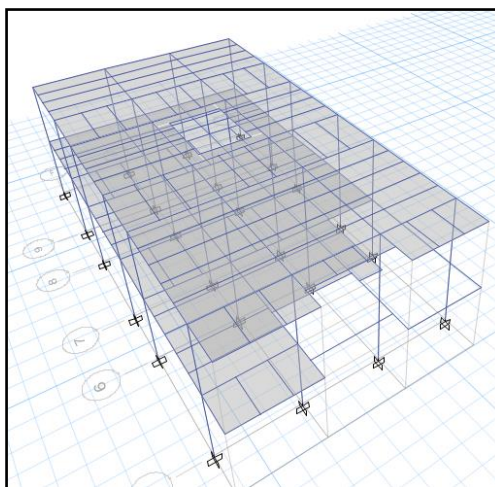
[Carreño J., Cañarte J., 2019]

	Dirección	Sumatoria		Verificación
		Mpv	Mpc	
Bloque 1 - viga	X	7,784	16,19	OK
	Y	9,104	16,19	OK
Bloque 2 - viga	X	7,856	16,19	OK
	Y	13,12	16,19	OK
Bloque 3 - viga	X	9,88	16,19	OK
	Y	13,304	16,19	OK

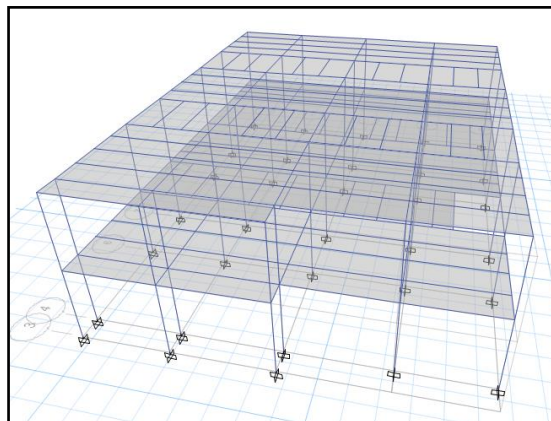
Teniendo todo el pre diseño de los elementos estructurales en hormigón armado de los elementos estructurales, se procede a ingresar el modelo, cargas, sismo dinámico, sismo estático y combinaciones de carga al programa informático de estructuras y se manda a simular la estructura de lo que obtendremos los siguientes resultados.



**Figura A-11 Vista del bloque 1 – PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-12 Vista del bloque 2– PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-13 Vista del bloque 3– PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### **Período de vibración de Concreto Resistente a Momento (PCRM)**

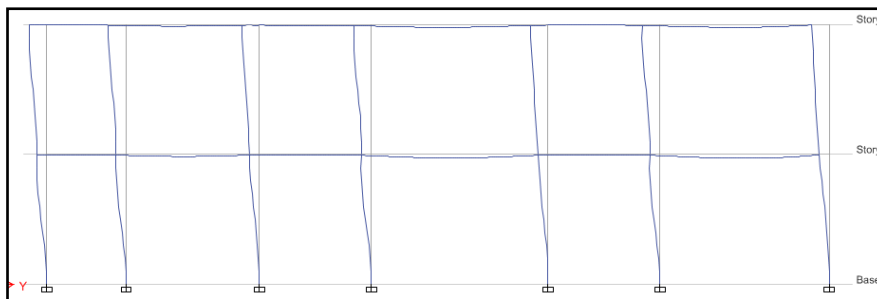
Viene dado por el tiempo en que oscila la estructura al momento de que ocurre un sismo. El tiempo de vibración depende de las cargas y combinaciones introducidas al programa.

**Tabla A-36 Período de vibración de los bloques de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

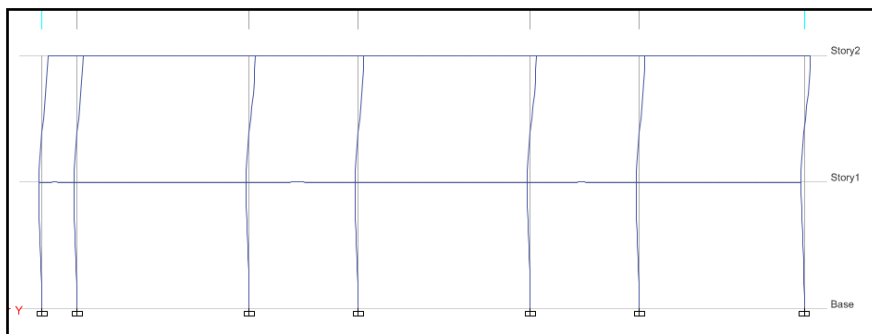
Case	Mode	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3
		Período [sec]	Período [sec]	Período [sec]
Modal	1	0.482	0.527	0.49
Modal	2	0.468	0.484	0.481
Modal	3	0.387	0.435	0.393
Modal	4	0.187	0.192	0.192
Modal	5	0.183	0.187	0.189
Modal	6	0.15	0.162	0.154

**Deformada del Pórtico de Concreto Resistente a Momento (PCRM)**

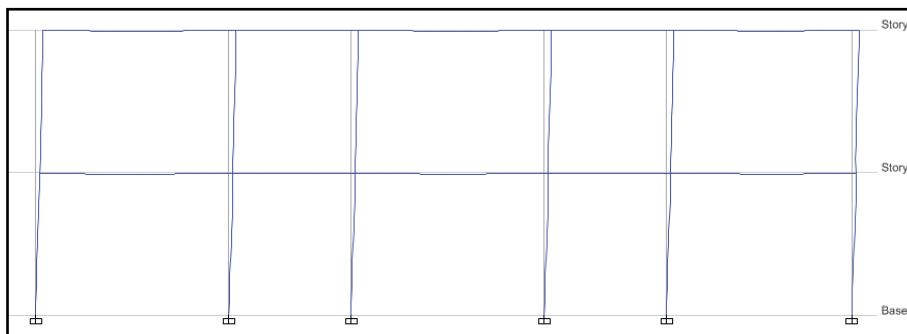
Es el máximo desplazamiento que tiene la estructura al momento de que ocurre el sismo.



**Figura A-14 Deformada del bloque 1 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-15 Deformada del bloque 2 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-16 Deformada del bloque 3 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### Derivas admisibles del Pórtico de Concreto Resistente a Momento (PCRM)

Son los máximos desplazamientos que tiene un piso superior en base al piso inferior y se supone que su desplazamiento es lineal a lo largo del pórtico de la estructura.

**Tabla A-37 Derivas admisibles del bloque 1 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Eje	Pisos	$d_{xe}$	$d_{xi}$	$h_{sx}$	$\Theta_x$	$\Theta_x < \Theta_a$
X	Cubierta	0.0202	0.07575	3.6	0.00896	OK
	Planta alta	0.0116	0.04350	3.6	0.01208	OK
Y	Cubierta	0.0162	0.06075	3.6	0.00698	OK
	Planta alta	0.0095	0.03563	3.6	0.00990	OK

**Tabla A-38 Derivas admisibles del bloque 2 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

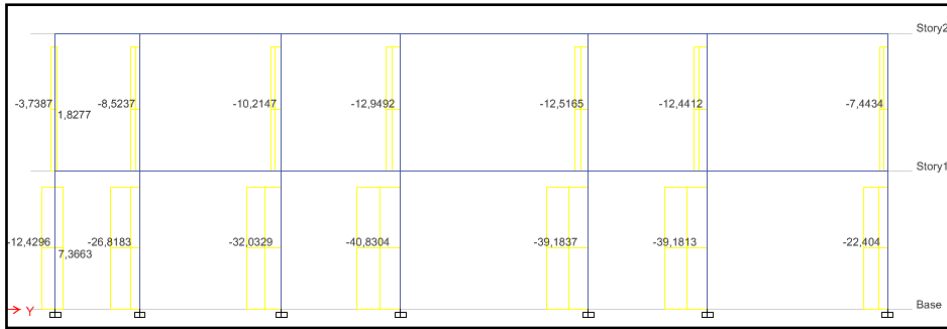
Eje	Pisos	$d_{xe}$	$d_{xi}$	$h_{sx}$	$\Theta_x$	$\Theta_x < \Theta_a$
X	Cubierta	0.0274	0.10275	3.6	0.01646	OK
	Planta alta	0.0116	0.0435	3.6	0.01208	OK
Y	Cubierta	0.0189	0.070875	3.6	0.00833	OK
	Planta alta	0.0109	0.040875	3.6	0.01135	OK

**Tabla A-39 Derivas admisibles del bloque 3 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

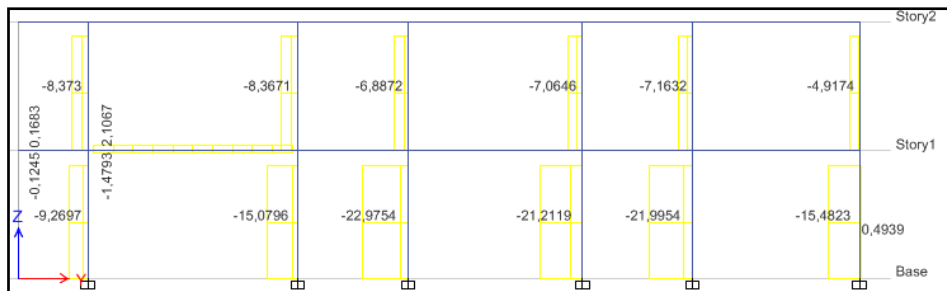
Eje	Pisos	$d_{xe}$	$d_{xi}$	$h_{sx}$	$\Theta_x$	$\Theta_x < \Theta_a$
X	Cubierta	0.0206	0.07725	3.6	0.00885	OK
	Planta alta	0.0121	0.04538	3.6	0.01260	OK
Y	Cubierta	0.0183	0.06863	3.6	0.00802	OK
	Planta alta	0.0106	0.03975	3.6	0.01104	OK

### Diagrama axial de Pórtico de Concreto Resistente a Momento (PCRM)

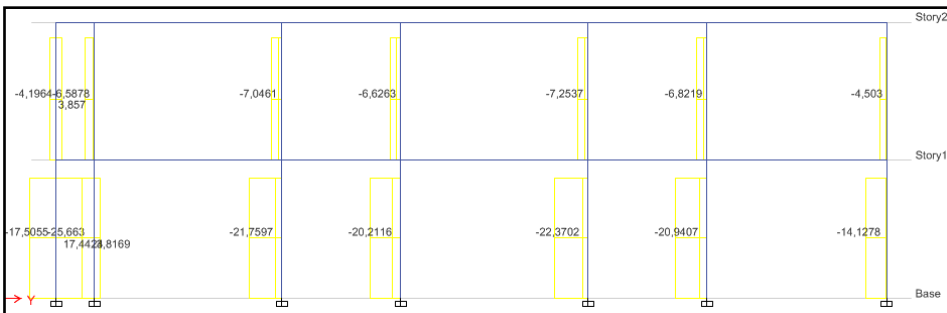
Es la fuerza interna de tensiones normales producida por las cargas de servicio y sismo que se producen en la estructura durante y sin sismo aplicado.



**Figura A-17 Diagrama de axial del bloque 1 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



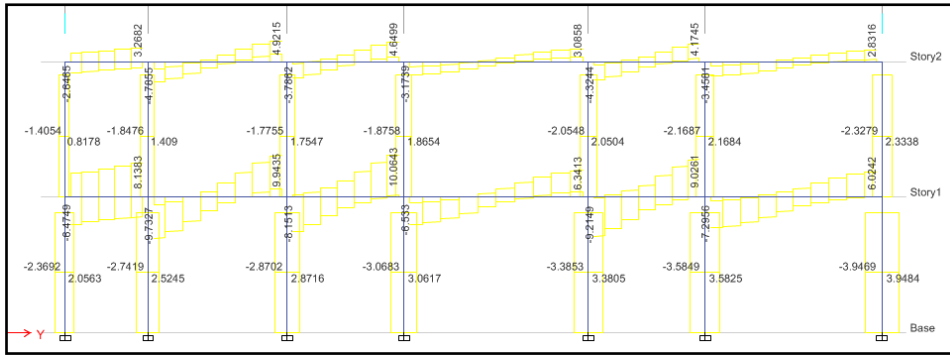
**Figura A-18 Diagrama de axial del bloque 2 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



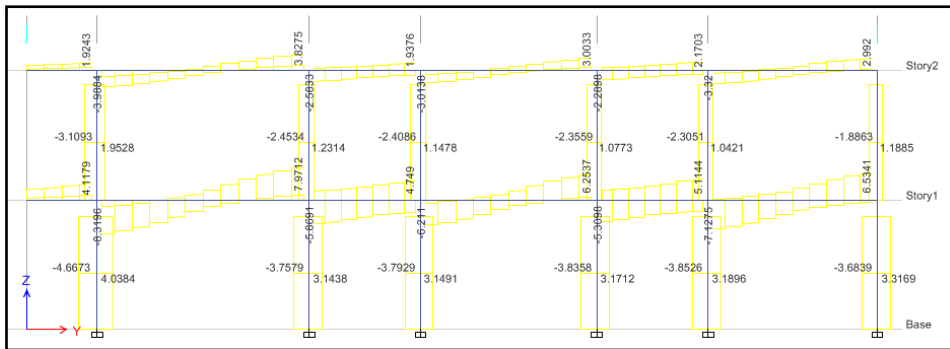
**Figura A-19 Diagrama de axial del bloque 3 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Diagrama de cortante de Pórtico de Concreto Resistente a Momento (PCRM)**

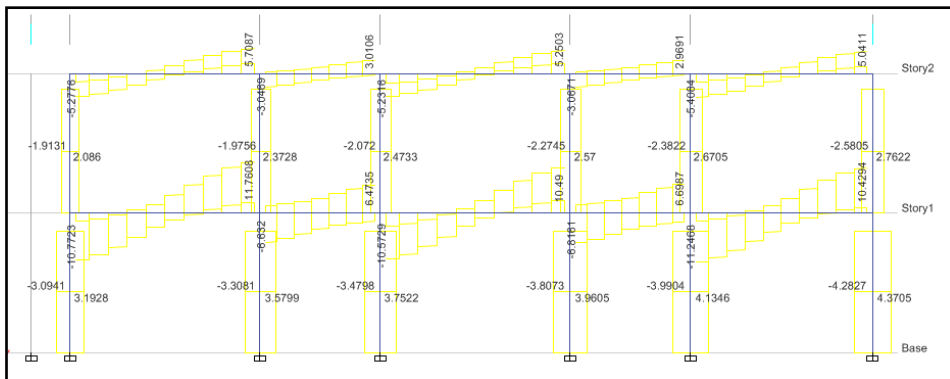
Es la fuerza interna de tensiones paralelas producida por las cargas de servicio y sismo que se producen en la estructura durante y sin sismo aplicado.



**Figura A-20 Diagrama de cortante del bloque 1 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-21 Diagrama de cortante del bloque 2 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-22 Diagrama de cortante del bloque 3 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Diagrama momento de Pórtico de Concreto Resistente a Momento (PCRM)**

Es momento de fuerzas internas producidas por una distribución de tensiones a lo largo de un elemento estructura



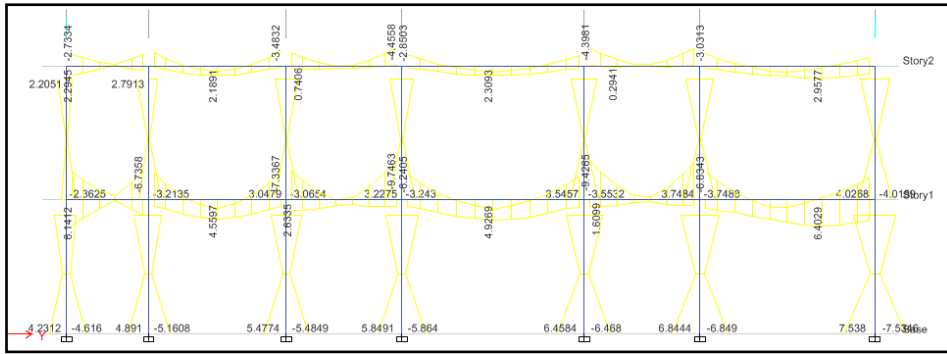


Figura A-23 Diagrama de momento del Bloque 1 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]

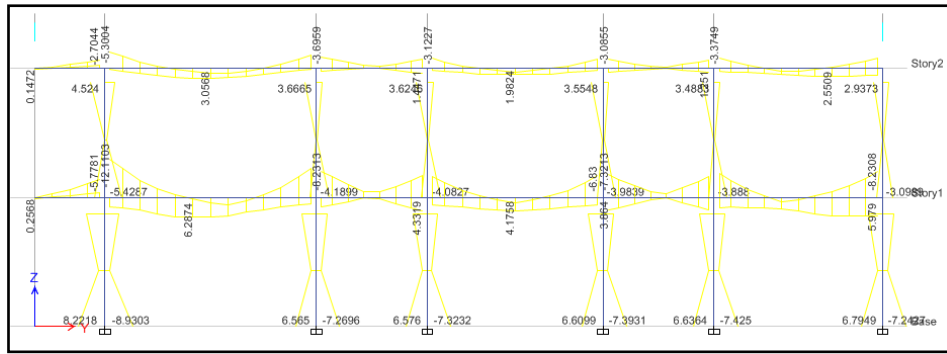


Figura A-24 Diagrama de momento del Bloque 2 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]

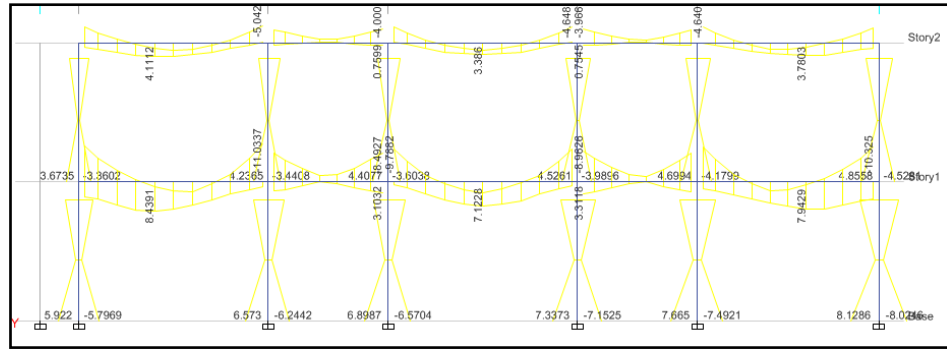


Figura A-25 Diagrama de momento del Bloque 3 de PCRM [Carreño J., Cañarte J., 2019]

## **Pórticos de acero resistente a momentos (PARM)**

Los pórticos de acero resistente a momentos por lo general son más usados cuando el estudio geotécnico demuestra que el suelo bajo la futura estructura no tiene la suficiente capacidad para resistir las fuerzas verticales (Carga muerta y viva) y fuerzas horizontales (sismo). El proceso constructivo depende mucho de la calidad de soldadura, los perfiles seleccionados y las conexiones metálicas porque de eso depende su desempeño durante un sismo.

### **Cargas de servicio para PARM**

#### **Carga muerta**

Es aquella carga que siempre prevalecerá en la estructura durante su vida útil y por lo general se considera la losa o Novalosa, paredes, baldosas o cerámicas, cielo raso, enlucidos e instalaciones y son las siguientes:

**Tabla A-40 Carga muerta planta baja y alta PARM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Losa de hormigón(e=10cm)	0.30792	Ton/m <sup>2</sup>
Novalosa 55 (Steel panel) e=0.76mm	0.00781	Ton/m <sup>2</sup>
Paredes	0.150	Ton/m <sup>2</sup>
Baldosas	0.100	Ton/m <sup>2</sup>
Cielo raso	0.020	Ton/m <sup>2</sup>
Enlucidos	0.040	Ton/m <sup>2</sup>
Instalaciones	0.100	Ton/m <sup>2</sup>
Peso propio de vigas y columnas	0.040	Ton/m <sup>2</sup>
TOTAL	0.766	Ton/m <sup>2</sup>

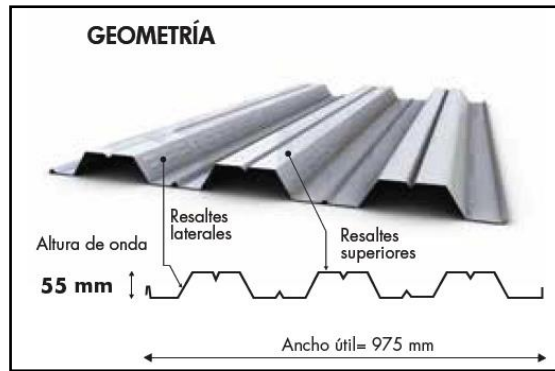
Para la cubierta, solo es necesario asumir que tendrá el peso de la losa, equipos de aire acondicionado y Novalosa.

**Tabla A-41 Carga muerta en cubierta PARM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Losa de hormigón(e=5cm)	0.18792	Ton/m <sup>2</sup>
central de aire	0.15000	Ton/m <sup>2</sup>
Novalosa 55 (Steel panel) e=0.76mm	0.00781	Ton/m <sup>2</sup>
TOTAL	0.346	Ton/m <sup>2</sup>

#### **Novalosa Tipo Deck (Steel Panel)**

Como es edificio metálico, es necesario usar Novalosa 55 mm porque el piso debe ser un sistema alivianado y se apoyara directamente sobre vigas principales y secundarias.



**Figura A-26 Novalosa 55 mm (Steel panel) [Catalogo NOVACERO]**

Las características de la Novalosa, viene dada por el catálogo referencial de los productos de Novacero según las Figuras A-23.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE - NOVALOSA 55 mm					
Espesor placa colaborante (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	I+ (cm <sup>4</sup> /m)	S+ (cm <sup>3</sup> /m)	S- (cm <sup>3</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
0.76	7.81	39.37	12.43	13.29	9.03
1.00	10.17	55.99	18.43	19.34	12.04

**Figura A-27 Propiedades de la sección simple [Catalogo NOVACERO]**

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA - NOVALOSA 55 mm					
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa <sup>1</sup> (cm)	Volumen homigón (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Peso losa (kg/m <sup>2</sup> )	Id <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> /m)	ΦsMno <sup>2</sup> (Ton x m)
0.76	5.0	0.075	187.92	685.10	1.00
	6.0	0.085	211.92	889.45	1.16
	8.0	0.105	259.92	1417.35	1.48
	10.0	0.125	307.92	2127.75	1.83
	12.0	0.145	355.92	3048.64	2.18
1.00	5.0	0.075	190.28	750.59	1.00
	6.0	0.085	214.28	972.48	1.16
	8.0	0.105	262.28	1544.10	1.48
	10.0	0.125	310.28	2309.96	1.83
	12.0	0.145	358.28	3298.29	2.18

**Figura A-28 Propiedades de la sección compuesta [Catalogo NOVACERO]**

Como la máxima separación entre ejes centro a centro de columna es de 5.9 metros, se usarán vigas secundarias para lo cual es recomendable que la distancia entre ellas sea entre 1.2 metros y 1.6 metros. Entonces se usarán 3 vigas secundarias en un claro de 5.9 metros con una distancia entre vanos de 1.475 metros con un espesor de losa de 10 cm para ser conservador.

La carga viva utilizada según la NEC 2015 para hospitales (Centro de Salud) es de 400kg/cm<sup>2</sup> para planta alta y para la cubierta tendrá una carga de 70 kg/cm<sup>2</sup> descrita en la NEC para cubierta plana o curvas.

Para la cubierta se usará un espesor de 5 cm de losa usando los parámetros analizados en el párrafo anterior.

Para el pre diseño, se escoge un espesor de 0.76 mm de la placa colaborante y un espesor de capa de concreto de 10 cm para la planta alta y 5 cm para la cubierta.

El espesor de la placa colaborante será de 0.76 mm y que posee las siguientes propiedades según la figura A-27.

### Carga Viva

Según la NEC-2015, cuenta con varios tipos de cargas para el centro de salud dependiendo si hay sala de pacientes o laboratorios, por eso se asume una carga promedio.

**Tabla A-42 Carga viva planta alta de PARM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Centro de salud	0.400	Ton/m <sup>2</sup>
Total	0.400	Ton/m <sup>2</sup>

**Tabla A-43 Carga viva de cubierta de PARM [NEC-2015]**

Descripción	Carga	Unidad
Cubierta plana	0.07	Ton/m <sup>2</sup>
Total	0.070	Ton/m <sup>2</sup>

### Espectro de diseño NEC-2015 para PARM

El espectro es usado para estimar la posible fuerza horizontal que puede tener la estructura al momento de haber un sismo. El proyecto se ubica en la ciudad de Portoviejo – provincia de Manabí posee un 0.5g de zona sísmica.

**Tabla A-44 Espectro de diseño sísmico NEC-2015 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

zona sísmica Z	0.5 g	Para Portoviejo-Manabí
Suelo tipo	E	
Fa=	0.85	
Fd=	1.5	
Fs=	2	
N=	1.8	

T ≤	0.353	Tiempo de Región 1
Sa=	0.425	Inicio de Región 1
Sa=	0.765	Fin de Región 1
T >	0.353	Inicio de tiempo de Región 2
T ≤	1.941	Fin de tiempo de Región 2
Sa=N*Z*Fa	0.765	
T >	1.941	Tiempo de Región 3
r=	1.5	Tipo de Suelo E
Sa=	2.069/T	

**Tabla A-45 Factor de importancia y R [NEC-2015]**

Factor de importancia	1.5
R dirección X	5
R dirección Y	5

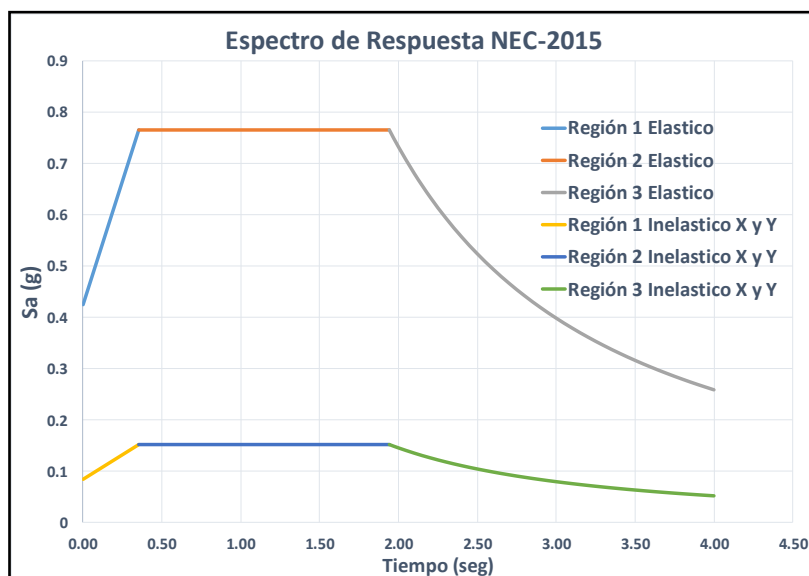
Con los datos obtenidos, se procede a determinar los valores Sa(g) del espectro elástico e inelástico según el tiempo de oscilación.

**Tabla A-46 Valores Sa del espectro elástico e inelástico de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

T(s)	Elástico	Inelástico en Dir. X	Inelástico en Dir. Y
	Sa= 2.069/T	Sa= 0.414/T	Sa= 0.414/T
0.00	0.425	0.085	0.017
0.35	0.765	0.153	0.0306
1.94	0.765	0.153	0.0306
1.95	0.760	0.152	0.030
2.00	0.731	0.146	0.029
2.10	0.680	0.136	0.027
2.20	0.634	0.127	0.025
2.30	0.593	0.119	0.024
2.40	0.556	0.111	0.022
2.50	0.523	0.105	0.021
2.60	0.494	0.099	0.020
2.70	0.466	0.093	0.019
2.80	0.442	0.088	0.018
2.90	0.419	0.084	0.017
3.00	0.398	0.080	0.016
3.10	0.379	0.076	0.015
3.20	0.361	0.072	0.014

3.30	0.345	0.069	0.014
3.40	0.330	0.066	0.013
3.50	0.316	0.063	0.013
3.60	0.303	0.061	0.012
3.70	0.291	0.058	0.012
3.80	0.279	0.056	0.011
3.90	0.269	0.054	0.011
4.00	0.26	0.052	0.010

La siguiente gráfica, corresponde al espectro de respuesta de diseño NEC-2015 donde se observan las regiones elásticas e inelásticas.



**Figura A-29 Espectro de respuesta de diseño por regiones para PARM**  
**[Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### Período fundamental de la estructura de PARM

La NEC-2015 en la sección 6.3.3 de peligro sísmico, dice que el período de vibración puede ser calculado en la dirección X y Y, entonces para este diseño se usa el método 1 que usa la siguiente ecuación para determinar el tiempo de vibración aproximado.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

$C_t$ = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$ = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

T= Período de vibración de la estructura.

**Tabla A-47 Valores Ct y α [NEC-2015]**

Tipo de Estructura	Ct	α
Estructura de Acero.		
Sin arriostramiento.	0.072	0.80
Con Arriostramiento.	0.073	0.75
Pórticos especiales de Hormigón Armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Para el diseño de Pórticos Especiales Resistente a Momento (PARM), se obtiene el período de vibración en base a la siguiente tabla.

**Tabla A-48 Período de vibración de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Ct	0.072		
α	0.8		
h=	7.2	m	
T=	0.35	seg	

### Peso sísmico

La NEC-2015 en la sección 6.1.7 de peligro sísmico, dice que la carga sísmica  $W$  representa el peso muerto por sismo en cada piso de la estructura. Como el centro de salud se encuentra dividido en tres bloques, es necesario calcular el peso sísmico por bloque.

$$W = (W_D + W_{PP}) * A * N$$

Donde:

$W_D$ = Carga muerta sobreimpuesta.

$W_{pp}$ = Peso propio de los elementos estructurales.

$A$ = Área del piso de la estructura.

$N$ = Número de pisos de la estructura

**Tabla A-49 Peso sísmico del bloque 1 en PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Área del bloque 1:		329.60		m2	
Cantidad	Descripción	WL	WD	Wpp	W (ton)
		carga viva	carga muerta	carga pp	
1	Cubierta	0.070	0.346	0.00	114.04
1	Planta alta	0.400	0.766	0.00	252.47
				Total	366.52

**Tabla A-50 Peso sísmico del bloque 2 en PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Área del bloque 2:		283.80			m2
Cantidad	Descripción	WL	WD	Wpp	W (ton)
		carga viva	carga muerta	carga pp	
1	Cubierta	0.070	0.346	0.00	98.19
1	Planta alta	0.400	0.766	0.00	217.39
				Total	315.59

**Tabla A-51 Peso sísmico del bloque 3 en PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Área del bloque 3:		374.24			m2
Cantidad	Descripción	WL	WD	Wpp	W (ton)
		carga viva	carga muerta	carga pp	
1	Cubierta	0.070	0.346	0.00	129.49
1	Planta alta	0.400	0.766	0.00	286.67
				Total	416.15

**Coefficiente de respuesta sísmica**

La NEC-2015 en la sección 6.3.2 de peligro sísmico, dice que el coeficiente sísmico puede ser calculado con la siguiente ecuación.

$$C_S = \frac{I * S_a}{R * \phi_E * \phi_p}$$

Donde:

I= Factor de importancia de la estructura.

Sa= Aceleración espectral

R= Coeficiente de reducción de resistencia.

$\phi_E$ = Factor de configuración de elevación.

$\phi_P$ = Factor de configuración de planta.

**Factor de importancia (I)**

Depende del tipo de ocupación de la estructura para incrementar la demanda sísmica para que sufra daños menores luego de que ocurra el sismo para eso la NEC-2015 establece el factor según la siguiente tabla.



Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Figura A-30 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura [NEC-2015]**

### Factor de reducción de resistencia (R)

El factor nos permite reducir las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura, para que el daño producido por el sismo sea esencialmente en las rotulas plásticas que diseñan para que la falla sea presdiable y tenga una adecuada ductilidad.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Figura A-31 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles [NEC-2015]**

Con eso, procedemos a calcular el coeficiente de respuesta sísmica que se detalla en la siguiente tabla:

**Tabla A-52 Coeficiente de respuesta sísmica para PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Sa	0.757
R	5
$\phi_p$	1
$\phi_e$	1
Factor de Importancia	1.5
Cs	0.2271

### Cortante basal

La NEC-2015 en la sección 6.3.2 de peligro sísmico, dice que se puede calcular aproximadamente la fuerza cortante que actúa debajo la estructura con la siguiente ecuación.

$$V = C_S * W$$

Donde:

$C_S$  = Coeficiente de respuesta sísmica

$W$  = Peso sísmico de la estructura

Como el edificio está dividido en 3 bloques, es necesario calcular el cortante basal en cada bloque.

**Tabla A-53 Cortante Basal en PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3
$C_S$	0.2271	0.2271	0.2271
$W$ (ton)	366.52	315.59	416.15
$V$ (ton)	83.25	71.68	94.52

### Carga por sismo estático

La NEC-2015 en la sección 6.3.5 de peligro sísmico, dice que son las fuerzas horizontales que actúan en cada piso de la estructura, basado en principios de dinámica, por ello se hace la distribución de fuerzas en cada bloque.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x h_x^k} * V$$

Donde:

$V$ = Fuerza cortante debajo de la estructura.

$F_i$ = Fuerza horizontal-lateral en el piso  $i$  de la estructura.

$w_x$ = Peso sísmico del piso de la estructura

$h_x$ = Altura del piso  $x$  de la estructura.

$k$ = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura  $T$ .

**Tabla A-54 Valores de K [NEC-2015]**

Valores de $T$ (seg)	$k$
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$> 2.5$	2

Las distribuciones de fuerzas son diferentes para cada bloque y piso.

**Tabla A-55 Fuerzas verticales del bloque 1 PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Distribución de fuerzas verticales			K=	1.00	K=1 : si el T<0.5 seg	
NIVEL	Altura (m)	W(ton)	Wh <sup>k</sup>	Cv	F (ton)	V (ton)
Cubierta	7.2	114.04	821.10	0.475	39.51	39.51
Planta alta	3.6	252.47	908.90	0.525	43.74	83.25
Total		366.52	1730.00			

**Tabla A-56 Fuerzas verticales del bloque 2 PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Distribución de fuerzas verticales			K=	1.00	K=1 : si el T<0.5 seg	
NIVEL	Altura (m)	W(ton)	Wh <sup>k</sup>	Cv	F (ton)	V (ton)
Cubierta	7.2	98.19	707.00	0.475	34.02	34.02
Planta alta	3.6	217.39	782.61	0.525	37.66	71.68
Total		315.59	1489.61			

**Tabla A-57 Fuerzas verticales del bloque 3 PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Distribución de fuerzas verticales			K=	1.00	K=1: si el T<0.5 seg	
NIVEL	Altura (m)	W(ton)	Wh <sup>k</sup>	Cv	F (ton)	V (ton)
Cubierta	7.2	129.49	932.31	0.475	44.86	44.86
Planta alta	3.6	286.67	1032.00	0.525	49.66	94.52
Total		416.15	1964.31			

**Fuerzas aplicadas en cada piso**

Se asume que las fuerzas horizontales actúan al 100% en la dirección X y un 30% en la dirección en Y, cuando el sismo viene dado en la dirección en X. Así mismo, pero de forma viceversa cuando el sismo ocurre en sentido Y.

**Tabla A-58 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 1 PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
39.51	11.85	39.51	11.85
43.74	13.12	43.74	13.12

**Tabla A-59 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 2 PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
34.02	10.21	34.02	10.21
37.66	11.30	37.66	11.30

**Tabla A-60 Fuerzas por sismo aplicada en bloque 3 PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Fuerzas - pórtico X		Fuerzas- pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
Eje X (ton)	Eje Y (ton)	Eje Y (ton)	Eje X (ton)
44.86	13.46	44.86	13.46
49.66	14.90	49.66	14.90

### Pre dimensionamiento de viga principal

Las vigas principales serán aquellas donde se apoyaras las vigas secundarias, para eso se estimar las cargas puntuales ejercidas y deberán de ser capaces de soportar el peso propio y las cargas de servicio de la estructura. Se usa la viga más crítica a lo largo de cada dirección y bloque de los tres propuestos.

Primero se procede a pre dimensionar usando carga muerta y viva con la combinación de 1.2D+1.6L, con eso se procede a determinar la carga lineal que tendrá la viga principal según su ancho tributario, para eso se usa la siguiente ecuación.

$$q_u = W_u * s * f = (1.2W_D + 1.6W_L) * s * f$$

Donde:

$q_u$ = Carga lineal última

$W_u$ = Carga última

$W_D$ =Carga muerta

$W_L$ =Carga viva

$S$ = Ancho de influencia o tributario de la viga

$f$ = Factor de aumento de peso propio de la viga, por lo general es de 1.05

Se asume una viga simplemente apoyada, entonces el momento actuante viene dado por la siguiente ecuación 21.

$$Max - x = \frac{q_u * L^2}{10}$$

Donde:

$Max-x$ = Momento actuante en la viga

$q_u$ = carga lineal en la viga

$L$ = Longitud de la viga

Se procede a determinar la inercia estimada de la viga para seleccionar un perfil IPE del catálogo de DIPAC, con la siguiente ecuación 22.

$$Z_x = \frac{Max-x}{\phi b f_y}$$

Donde:

Zx= modulo plástico

$\phi_b=0.9$

Max-x= Momento actuante en la viga

fy= límite de fluencia del acero del perfil

**Tabla A-61 Pre dimensionamiento de viga principal - bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Planta alta	Cubierta
WD (ton/m2)	0.766	0.346
WL (ton/m2)	0.4	0.07
WT (ton/m2)	1.559	0.527
Sx (m)	4	4
Sy (m)	4	4
qTx (T/m)	6.24	2.11
qTy (T/m)	6.24	2.11
Lx (m)	4	4.90
Ly (m)	4	4.9
Max-x (T-m)	9.98	3.37
Max-y (T-m)	14.97	5.06
Zx (cm <sup>3</sup> )	438.05	148.11
Zy (cm <sup>3</sup> )	657.34	222.26
Perfil seleccionado en X	<i>IPE 300</i>	<i>IPE 200</i>
Perfil seleccionado en Y	<i>IPE 330</i>	<i>IPE 220</i>

**Tabla A-62 Pre dimensionamiento de viga principal - bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Planta alta	Cubierta
WD (ton/m2)	0.766	0.346
WL (ton/m2)	0.4	0.07
WT (ton/m2)	1.559	0.527
Sx (m)	4	4
Sy (m)	4.5	4.5
qTx (T/m)	6.24	2.11
qTy (T/m)	7.02	2.37
Lx (m)	4	5.90
Ly (m)	4	5.9
Max-x (T-m)	9.98	3.37
Max-y (T-m)	24.42	8.26
Zx (cm <sup>3</sup> )	438.05	148.11

Zy (cm <sup>3</sup> )	1072.15	362.52
Perfil seleccionado en X	<i>IPE 300</i>	<i>IPE 200</i>
Perfil seleccionado en Y	<i>IPE 400</i>	<i>IPE 270</i>

**Tabla A-63 Pre dimensionamiento de viga principal - bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	<b>Planta alta</b>	<b>Cubierta</b>
<b>WD (ton/m<sup>2</sup>)</b>	0.766	0.346
<b>WL (ton/m<sup>2</sup>)</b>	0.4	0.07
<b>WT (ton/m<sup>2</sup>)</b>	1.559	0.527
<b>Sx (m)</b>	4.275	4.275
<b>Sy (m)</b>	4	4
<b>qTx (T/m)</b>	6.67	2.25
<b>qTy (T/m)</b>	6.24	2.11
<b>Lx (m)</b>	4.55	4.90
<b>Ly (m)</b>	4.55	4.9
<b>Max-x (T-m)</b>	13.80	4.67
<b>Max-y (T-m)</b>	14.97	5.06
<b>Zx (cm<sup>3</sup>)</b>	605.76	204.82
<b>Zy (cm<sup>3</sup>)</b>	657.34	222.26
<b>Perfil seleccionado en X</b>	<b><i>IPE 300</i></b>	<b><i>IPE 200</i></b>
<b>Perfil seleccionado en Y</b>	<b><i>IPE 330</i></b>	<b><i>IPE 220</i></b>

Una vez determinada las vigas principales de los perfiles IPE para los bloques, se procede a verificar si la relación ancho-espesor es correcta para las comprobaciones respectivas como ala y alma compacta o sísmicamente del perfil IPE.

Para que el ala del perfil IPE sea compacta o sísmicamente compacta, es necesario que cumpla las siguientes ecuaciones.

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

$$\lambda_{pf} \leq \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda_{psf} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para que el alma del perfil IPE sea compacta o sísmicamente compacta, es necesario que cumpla las siguientes ecuaciones.

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

$$\lambda_{pw} \leq \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_{psf} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

**Tabla A-64 Perfiles IPE de viga principal del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dimensiones	IPE 200	IPE 220	IPE 300	IPE 330
h(mm)	200	220	300	330
d(mm)	183	201.6	278.6	307
bf(mm)	100	110	150	160
tf(mm)	8.5	9.2	10.7	11.5
tw(mm)	5.6	5.9	7.1	7.5

**Tabla A-65 Comprobaciones para viga principal de perfiles IPE del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Cubierta		Planta Alta	
	Dirección en X	Dirección en Y	Dirección en X	Dirección en Y
Perfil	IPE 200	IPE 220	IPE 300	IPE 330
Patín	Pandeo Local		Pandeo Local	
$\lambda_f$	5.88 mm	5.98 mm	7.01 mm	6.96 mm
$\lambda_{pf}$	10.79 mm	10.79 mm	10.79 mm	10.79 mm
$\lambda_{psf}$	8.51 mm	8.51 mm	8.51 mm	8.51 mm
Patín	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA
Alma	Pandeo Local			Pandeo Local
$\lambda_w$	35.71 mm	37.29 mm	42.25 mm	44 mm
$\lambda_{pw}$	106.72 mm	106.72 mm	106.72 mm	106.72 mm
$\lambda_{psw}$	69.54 mm	69.54 mm	69.54 mm	69.54 mm
Alma	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA

**Tabla A-66 Perfiles IPE de viga principal del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dimensiones	IPE 200	IPE 270	IPE 300	IPE 400
h(mm)	200	270	300	400
d(mm)	183	249.6	278.6	373
bf(mm)	100	135	150	180
tf(mm)	8.5	10.2	10.7	13.5
tw(mm)	5.6	6.6	7.1	8.6

**Tabla A-67 Comprobaciones para viga principal de perfiles IPE del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Cubierta		Planta alta	
	Dirección en X	Dirección en Y	Dirección en X	Dirección en Y
Perfil	IPE 200	IPE 270	IPE 300	IPE 400
Patín	Pandeo Local		Pandeo Local	
$\lambda_f$	5.88 mm	6.62 mm	7.01 mm	6.67 mm
$\lambda_{pf}$	10.79 mm	10.79 mm	10.79 mm	10.79 mm
$\lambda_{psf}$	8.51 mm	8.51 mm	8.51 mm	8.51 mm
Patín	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA
Alma	Pandeo Local		Pandeo Local	
$\lambda_w$	35.71 mm	40.91 mm	42.25 mm	46.51 mm
$\lambda_{pw}$	106.72 mm	106.72 mm	106.72 mm	106.72 mm
$\lambda_{psw}$	69.54 mm	69.54 mm	69.54 mm	69.54 mm
Alma	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA

**Tabla A-68 Perfiles IPE de viga principal del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dimensiones	IPE 200	IPE 220	IPE 300	IPE 330
h(mm)	200	220	300	330
d(mm)	183	201.6	278.6	307
bf(mm)	100	110	150	160
tf(mm)	8.5	9.2	10.7	11.5
tw(mm)	5.6	5.9	7.1	7.5

**Tabla A-69 Comprobaciones para viga principal de perfiles IPE del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Cubierta		Planta alta	
	Dirección en X	Dirección en Y	Dirección en X	Dirección en Y
Perfil	IPE 200	IPE 220	IPE 300	IPE 330
Patín	Pandeo Local			Pandeo Local
$\lambda_f$	5.88 mm	5.98 mm	7.01 mm	6.96 mm
$\lambda_{pf}$	10.79 mm	10.79 mm	10.79 mm	10.79 mm
$\lambda_{psf}$	8.51 mm	8.51 mm	8.51 mm	8.51 mm
Patín	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA
Alma	Pandeo Local		Pandeo Local	
$\lambda_w$	35.71 mm	37.29 mm	42.25 mm	44 mm



$\lambda_{pw}$	106.72 mm	106.72 mm	106.72 mm	106.72 mm
$\lambda_{psw}$	69.54 mm	69.54 mm	69.54 mm	69.54 mm
Alma	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA

Además, se debe verificar la resistencia al cortante en vigas principales porque en la norma AISC 360-10 en la sección G2 que los miembros de simetría doble o simple u canales. Con la ecuación siguiente, se calcula la resistencia nominal  $V_n$  para almas no atiesadas o atiesadas usando el estado límite de fluencia y pandeo en corte.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde:

$F_y$ = Estado límite de fluencia al corte

$A_w$ = Área del alma del perfil

$C_v = 1$ ;  $\phi = 1$

Para secciones H con almas laminados, se debe usar la ecuación 30.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

El cortante último  $V_u$  es información obtenida del programa informático de estructuras producido por las cargas gravitacionales de la estructura, además deberá de cumplir con la siguiente ecuación.

$$\phi V_n \geq V_u$$

**Tabla A-70 Comprobaciones del cortante del bloque 1 - Viga principal [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Planta alta		Cubierta	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Perfil IPE	300	330	200	220
$h/t_w$	42,25	44,00	35,71	37,29
$2,24*(E/F_y)^{0.5}$	63,58	63,58	63,58	63,58
$V_u$ (ton)	4,94	11,47	1,67	3,78
$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	19,78	35,31	15,56	18,55
$\phi V_n$ (ton)	30,04	53,61	23,62	28,16
Verificación	OK	OK	OK	OK

**Tabla A-71 Comprobaciones del cortante del bloque 2 - Viga principal [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Planta alta		Cubierta	
	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección
	X	Y	X	Y
Perfil IPE	300	400	200	270
h/tw	42,25	46,51	35,71	40,91
$2,24*(E/Fy)^{0.5}$	63,58	63,58	63,58	63,58
Vu (ton)	5,41	12,67	1,65	3,34
Aw (cm <sup>2</sup> )	29,81	50,36	15,56	25,46
øv Vn (ton)	45,27	76,46	23,62	38,66
Verificación	OK	OK	OK	OK

**Tabla A-72 Comprobaciones del cortante del bloque 3 - Viga principal [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Planta alta		Cubierta	
	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección
	X	Y	X	Y
Perfil IPE	300	330	200	220
h/tw	42,25	44,00	35,71	37,29
$2,24*(E/Fy)^{0.5}$	63,58	63,58	63,58	63,58
Vu (ton)	5,68	12,25	1,91	4,14
Aw (cm <sup>2</sup> )	29,81	35,31	15,56	18,55
øv Vn (ton)	45,27	53,61	23,62	28,16
Verificación	OK	OK	OK	OK

### **Pre dimensionamiento de la Viga secundaria**

Es necesario primero determinar las limitaciones que tiene la Novalosa 55 con placa colaborante de 0.76 mm con un espesor de losa de 10 cm, como hay luces menores a 4.9 m, se puede usar 3 vanos con una luz máxima de 1.99 m sin apuntalar que se encuentra mayor a la separación estimada a usar entre vigas secundarias.

Se procede a determinar la carga lineal que tendrá la viga secundaria según su ancho tributario, para eso se usa la siguiente ecuación.

$$q_u = W_u * s * f = (1.2W_D + 1.6W_L) * s * f$$

Donde:

$q_u$ = Carga lineal última

$W_u$ = Carga última

$W_D$ =Carga muerta

$W_L$ =Carga viva

$S$ = Ancho de influencia o tributario de la viga

$f$ = Factor de aumento de peso propio de la viga, por lo general es de 1.05

Se asume una viga simplemente apoyada, entonces el momento actuante viene dado por la siguiente ecuación.

$$Max - x = \frac{q_u * L^2}{10}$$

Donde:

$Max-x$ = Momento actuante en la viga

$q_u$ = carga lineal en la viga

$L$ = Longitud de la viga

Se procede a determinar la inercia estimada de la viga para seleccionar un perfil IPE del catálogo de DIPAC, con la siguiente ecuación 34.

$$Z_x = \frac{Max-x}{\phi b * f_y}$$

Donde:

$Z_x$ = modulo plástico

$\phi b=0.9$

$Max-x$ = Momento actuante en la viga

$f_y$ = límite de fluencia del acero del perfil

Con lo previsto anteriormente, se determina los perfiles de las vigas secundarias de la planta alta y cubierta de los tres bloques del centro de salud.

**Tabla A-73 Pre dimensionamiento de viga secundaria - bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Bloque 1	Planta alta	Cubierta
WD (ton/m <sup>2</sup> )	0.766	0.346
WL (ton/m <sup>2</sup> )	0.4	0.07
WT (ton/m <sup>2</sup> )	1.559	0.527
Sx (m)	1.333	1.333
qTx (T/m)	1.33	0.70

Lx (m)	4.000	4.00
Max-x (T-m)	3.33	1.12
Zx (cm <sup>3</sup> )	146.02	49.37
Perfil seleccionado	<i>IPE 200</i>	<i>IPE 120</i>

**Tabla A-74 Pre dimensionamiento de viga secundaria - bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Bloque 2	Planta alta	Cubierta
WD (ton/m <sup>2</sup> )	0.766	0.346
WL (ton/m <sup>2</sup> )	0.4	0.07
WT (ton/m <sup>2</sup> )	1.559	0.527
Sx (m)	1.333	1.333
qTx (T/m)	1.33	0.70
Lx (m)	4.000	4.00
Max-x (T-m)	3.33	1.12
Zx (cm <sup>3</sup> )	146.02	49.37
Perfil seleccionado	<i>IPE 200</i>	<i>IPE 120</i>

**Tabla A-75 Pre dimensionamiento de viga secundaria - bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Bloque 3	Planta alta	Cubierta
WD (ton/m <sup>2</sup> )	0.766	0.346
WL (ton/m <sup>2</sup> )	0.4	0.07
WT (ton/m <sup>2</sup> )	1.559	0.527
Sx (m)	1.333	1.333
qTx (T/m)	1.33	0.70
Lx (m)	4.000	4.00
Max-x (T-m)	3.33	1.12
Zx (cm <sup>3</sup> )	146.02	49.37
Perfil seleccionado	<i>IPE 200</i>	<i>IPE 140</i>

Una vez determinada las vigas secundarias de los perfiles IPE para los bloques, se procede a verificar si la relación ancho-espesor es correcta para las comprobaciones respectivas como ala y alma compacta o sísmicamente del perfil IPE.

Para que el ala del perfil IPE sea compacta o sísmicamente compacta, es necesario que cumpla las siguientes ecuaciones.

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

$$\lambda_{pf} \leq \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda_{psf} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para que el alma del perfil IPE sea compacta o sísmicamente compacta, es necesario que cumpla las siguientes ecuaciones.

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

$$\lambda_{pw} \leq \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_{psf} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

**Tabla A-76 Perfiles IPE de viga secundaria del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dimensiones	IPE 120	IPE 200
h(mm)	120	200
d(mm)	107.4	183
bf(mm)	64	100
tf(mm)	6.3	8.5
tw(mm)	4.4	5.6

**Tabla A-77 Comprobaciones para viga secundaria de perfiles IPE del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Bloque 1	Cubierta	Planta Alta
Perfil	IPE 120	IPE 200
Patín	Pandeo Local	
$\lambda_f$	5.08 mm	5.88 mm
$\lambda_{pf}$	10.79 mm	10.79 mm
$\lambda_{psf}$	8.51 mm	8.51 mm
Patín	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA
Alma	Pandeo Local	
$\lambda_w$	27.27 mm	35.71 mm
$\lambda_{pw}$	106.72 mm	106.72 mm
$\lambda_{psw}$	69.54 mm	69.54 mm
Alma	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA

**Tabla A-78 Perfiles IPE de viga secundaria del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dimensiones	IPE 120	IPE 200
h(mm)	120	200
d(mm)	107.4	183
bf(mm)	64	100

tf(mm)	6.3	8.5
tw(mm)	4.4	5.6

**Tabla A-79 Comprobaciones para viga secundaria de perfiles IPE del bloque 2**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

Bloque 2	Cubierta	Planta Alta
Perfil	IPE 120	IPE 200
Patín	Pandeo Local	
$\lambda_f$	5.08 mm	5.88 mm
$\lambda_{pf}$	10.79 mm	10.79 mm
$\lambda_{psf}$	8.51 mm	8.51 mm
Patín	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA
Alma	Pandeo Local	
$\lambda_w$	27.27 mm	35.71 mm
$\lambda_{pw}$	106.72 mm	106.72 mm
$\lambda_{psw}$	69.54 mm	69.54 mm
Alma	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA

**Tabla A-80 Perfiles IPE de viga secundaria del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Dimensiones	IPE 140	IPE 200
h(mm)	140	200
d(mm)	126.2	183
bf(mm)	73	100
tf(mm)	6.9	8.5
tw(mm)	4.7	5.6

**Tabla A-81 Comprobaciones para viga secundaria de perfiles IPE del bloque 3**

[Carreño J., Cañarte J., 2019]

Bloque 3	Cubierta	Planta Alta
Perfil	IPE 140	IPE 200
Patín	Pandeo Local	
$\lambda_f$	5.29 mm	5.88 mm
$\lambda_{pf}$	10.79 mm	10.79 mm
$\lambda_{psf}$	8.51 mm	8.51 mm
Patín	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA
Alma	Pandeo Local	
$\lambda_w$	29.79 mm	35.71 mm
$\lambda_{pw}$	106.72 mm	106.72 mm
$\lambda_{psw}$	69.54 mm	69.54 mm
Alma	COMPACTA	SISMICAMENTE COMPACTA

Además, se debe verificar la resistencia al cortante en vigas secundarias porque en la norma AISC 360-10 en la sección G2 que los miembros de simetría doble o simple u canales. Con la siguiente ecuación, se calcula la resistencia nominal  $V_n$  para almas no atiesadas o atiesadas usando el estado límite de fluencia y pandeo en corte.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde:

$F_y$ = Estado límite de fluencia al corte

$A_w$ = Área del alma del perfil

$C_v$ = 1

$\phi$ =1

Para secciones H con almas laminados, se debe usar la siguiente ecuación.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

El cortante último  $V_u$  es información obtenida del programa de estructuras producido por las cargas gravitacionales de la estructura, además deberá de cumplir con la ecuación.

$$\phi V_n \geq V_u$$

**Tabla A-82 Comprobaciones del cortante en bloques 1, 2,3 del PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Bloque 1		Bloque 2		Bloque 3	
	Planta alta	Cubierta	Planta alta	Cubierta	Planta alta	Cubierta
Perfil IPE	200	120	200	120	200	140
h/tw	35,71	27,27	35,71	27,27	35,71	29,79
$2,24 \cdot (E/F_y)^{0.5}$	63,58	63,58	63,58	63,58	63,58	63,58
5						
$V_u$ (ton)	11,47	3,87	11,67	5,57	13,04	4,14
$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	15,56	6,77	15,56	6,77	15,56	8,71
$\phi V_n$ (ton)	23.62	10.27	23.62	10.27	23.62	13.22
Verificación	OK	OK	OK	OK	OK	OK

### Estados límites de servicio

Según el AISC 360-10 en la sección L, es necesario verificar las deformaciones producidas por las cargas de servicio actuante usando la siguiente ecuación:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{adm}$$

Donde:

$\Delta_{max}$ = Deformación máxima

$\Delta_{adm}$ = Deformación admisible

**Tabla A-83 Deflexión permisible [NEC-2015]**

	Carga muerta + carga viva	Carga viva
$\Delta_{adm}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$

**Tabla A-84 Valores de deformaciones máximas según claros de bloques [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Bloque 1		Bloque 2		Bloque 3	
	Lmax = 4.9 m		Lmax = 5.9 m		Lmax = 4.9 m	
	Carga de servicio (D+L)	Carga Viva (L)	Carga de servicio (D+L)	Carga Viva (L)	Carga de servicio (D+L)	Carga Viva (L)
$\Delta_{adm}$ [cm]	2.04	1.36	2.46	1.64	2.04	1.36

### Pre dimensionamiento de la columna

Para un diseño sismo resistente, las columnas deben de ser sísmicamente compactas de acuerdo a la norma ecuatoriana vigente, para eso su relación ancho-espesor debe de cumplir con la demanda requerida de la edificación.

Las siguientes ecuaciones, nos permite verificar su relación ancho-espesor.

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.64 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = \frac{B-2t}{t}$$

Como se usará columnas tubulares, entonces deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{B - 2t}{t} \leq 1.15 * 0.64 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para un mejor funcionamiento en las interacciones entre las vigas y columnas, es escoge la mayor área de influencia de cada bloque. Además, las dimensiones de las



columnas seleccionadas deben satisfacer que el período de vibración de la estructura debe de ser menor al calculado.

Dado que las áreas tributarias entre los tres bloques, son muy similares, se dimensionará una sola columna que cumpla con todas las comprobaciones de diseño.

**Tabla A-85 Pre dimensionamiento de Columna del bloque 1,2,3 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Planta alta	Cubierta
L (cm)	360	360
L (in)	141.73	141.73
At (m <sup>2</sup> )	16	16
Pu (ton)	39.27	9.92
Pu (Klb)	86.59	21.87
KL/r	50	50
$\Phi F_{cr}$ [Klb/plg <sup>2</sup> ]	37.5	37.5
A <sub>req</sub> [plg <sup>2</sup> ]	2.31	0.58
A <sub>req</sub> [cm <sup>2</sup> ]	14.9	3.74
Sección [mm]	400x400x15	
b [mm]	400	400
h [mm]	400	400
e [mm]	15	15
Área [cm <sup>2</sup> ]	231	231
Área [in <sup>2</sup> ]	35.81	35.81
I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	57153.2	57153.2
r <sub>x</sub> [cm]	15.729	15.729
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	57153.2	57153.2
r <sub>y</sub> [cm]	15.729	15.729
KL/r	18	18
tabla 4-22 [Ksi]	31.9	31.9
$\Phi P_n$ [Klb]	1142.339	1142.339
Comprobación	OK	OK

**Tabla A-86 Comprobaciones de columna del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Sección [mm]	400x400x1.5	
b [mm]	400	400
h [mm]	400	400
e [mm]	15	15
$(E/F_y)^{0.5}$	28.4	28.4
	$\lambda_p$	$\lambda_p$

ala	31.79	31.79
alma	68.69	68.69
$\lambda$	24.67	24.67
$\lambda_{ps}$	15.61	15.61
Patín	COMPACTA	COMPACTA
Alma	COMPACTA	COMPACTA

### Criterio de columna fuerte-viga débil

Es utilizado para evitar inconvenientes al momento de un sismo como piso suave, por lo que se requiere que la columna sea más fuerte que la viga para la formación de rotulas plásticas. Pueda que la columna cumpla por demanda-capacidad, pero si el criterio no cumple se debe de aumentar la sección.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc} = \sum 1.20 * R_y * F_{yv} * Z_v$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Momento plástico en la columna

$\sum M_{pv}$ = Momento plástico en la viga

$A_g$ = Área gruesa de la columna

$P_{uc}$ = Carga axial de la columna

$R_y$ = Coeficiente de resistencia en vigas

$Z_c$  y  $Z_v$ = Modulo plástico de la columna y viga

$F_{yv}$  y  $F_{yc}$ = Fluencia de la columna y viga

Cabe recordar como las columnas son tubulares y la sección no se encuentra disponible en catálogos de proveedores nacionales, esta será armada con acero A36.

**Tabla A-87 Coeficiente de fluencia y tensión según ASTM A36 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Norma	Coeficiente de fluencia probable [Ry]	Coeficiente de tensión probable [Rt]
ASTM A36	1.3	1.15

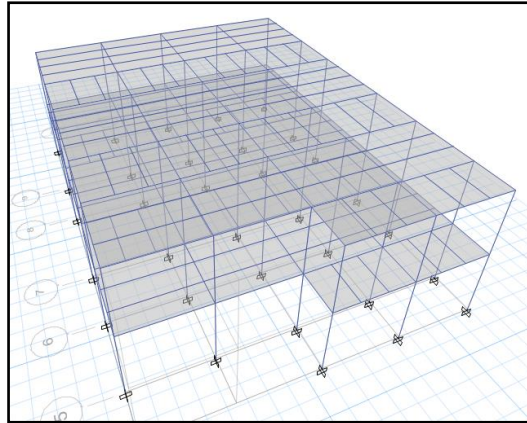
**Tabla A-88 Criterio columna fuerte/viga débil para PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

	Cubierta	Planta alta
$Z_c$ (cm <sup>3</sup> )	2857,66	2857,66
$F_{yc}$ (KSI)	36	36
$P_{ug}$ (ton)	9,92	39,27

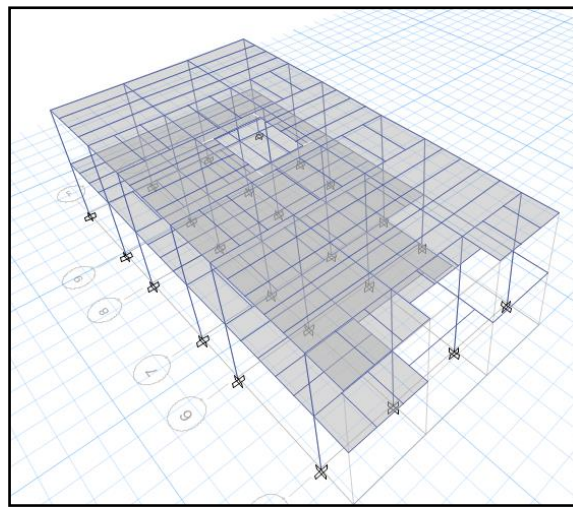
Ag (cm <sup>2</sup> )	231	231
Mpc (Ton.cm)	600,50	837,91
Ry	1,3	1,3
Fyv (KSI)	36	36
Zv (cm <sup>3</sup> )	252	1160
Mpv (Ton.cm)	99,49	457,97
Verificación	Cumple columna fuerte - viga débil	Cumple columna fuerte - viga débil

Para el criterio de la rigidez de las columnas, no sería necesario analizarlo porque la sección de la columna de la planta alta y cubierta son iguales por necesidad que se cumplan los períodos de vibración dentro de la norma ecuatoriana.

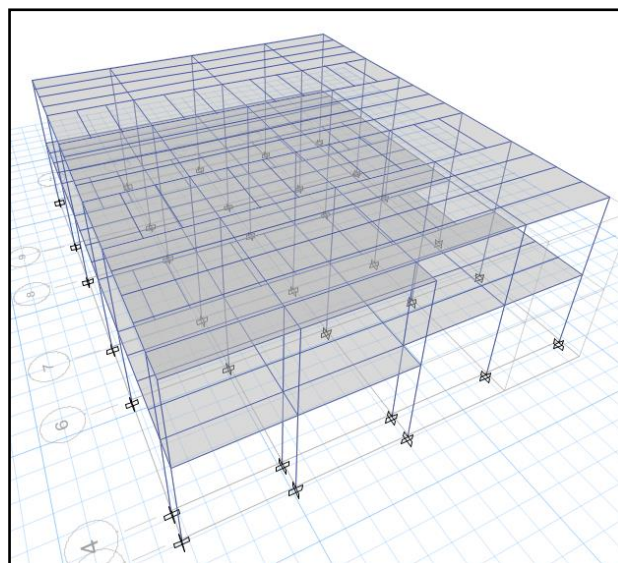
Teniendo todo el pre diseño metálico de los elementos estructurales, se procede a ingresar el modelo, cargas, sismo dinámico, sismo estático y combinaciones de carga al programa informático de estructuras y se manda a simular la estructura de lo que obtendremos los siguientes resultados.



**Figura A-32 Vista del bloque 1 – PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-33 Vista del bloque 2 – PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-34 Vista del bloque 3 – PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

### **Período de vibración del Pórtico de Acero Resistente a Momento (PCRM)**

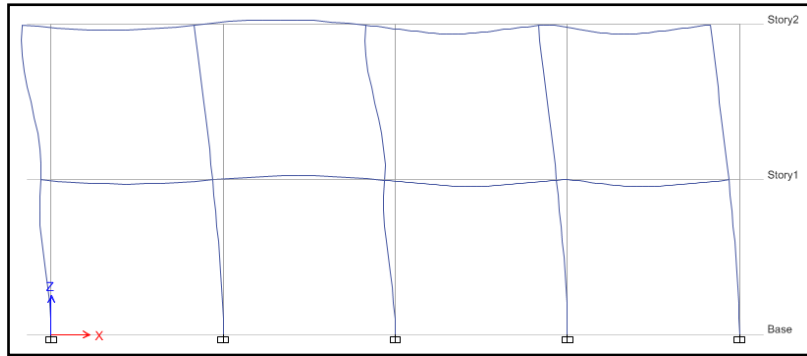
Viene dado por el tiempo en que oscila la estructura al momento de que ocurre un sismo. El tiempo de vibración depende de las cargas y combinaciones introducidas al programa.

**Tabla A-89 Período de vibración de los bloques de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

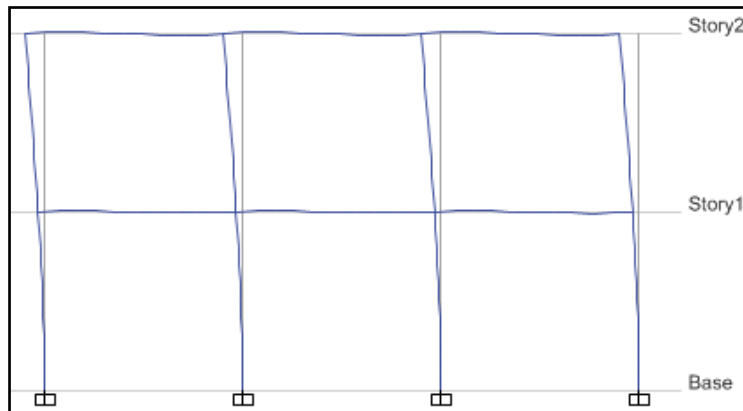
Case	Mode	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3
		Período [sec]	Período [sec]	Período [sec]
Modal	1	0.329	0.368	0.348
Modal	2	0.288	0.296	0.304
Modal	3	0.254	0.289	0.266
Modal	4	0.096	0.102	0.100
Modal	5	0.092	0.092	0.096
Modal	6	0.078	0.085	0.081

### **Deformada del Pórtico de Acero Resistente a Momento (PARM)**

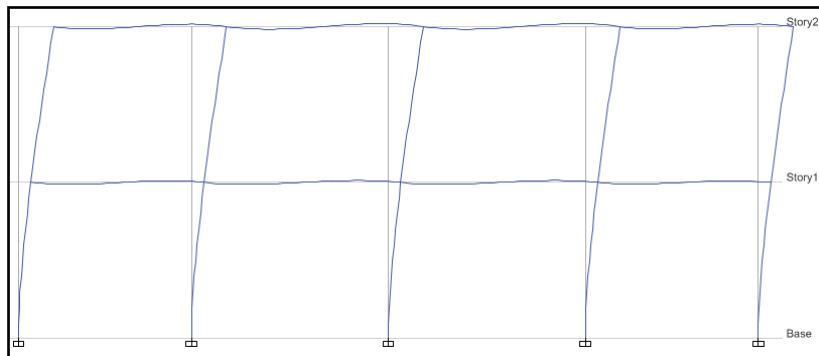
Es el máximo desplazamiento que tiene la estructura al momento de que ocurre el sismo.



**Figura A-35 Deformada del bloque 1 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-36 Deformada del bloque 2 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-37 Deformada del bloque 3 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Derivas admisibles del Pórtico de Acero Resistente a Momento (PCRM)**

Son los máximos desplazamientos que tiene un piso superior en base al piso inferior y se supone que su desplazamiento es lineal a lo largo del pórtico de la estructura.

**Tabla A-90 Derivas admisibles del bloque 1 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Eje	Pisos	$d_{xe}$	$d_{xi}$	$h_{sx}$	$\Theta_x$	$\Theta_x < \Theta_a$
X	Cubierta	0.0118	0.04425	3.6	0.00771	OK
	Planta alta	0.0044	0.01650	3.6	0.00458	OK

Y	Cubierta	0.0076	0.02850	3.6	0.00479	OK
	Planta alta	0.0030	0.01125	3.6	0.00313	OK

**Tabla A-91 Derivas admisibles del bloque 2 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

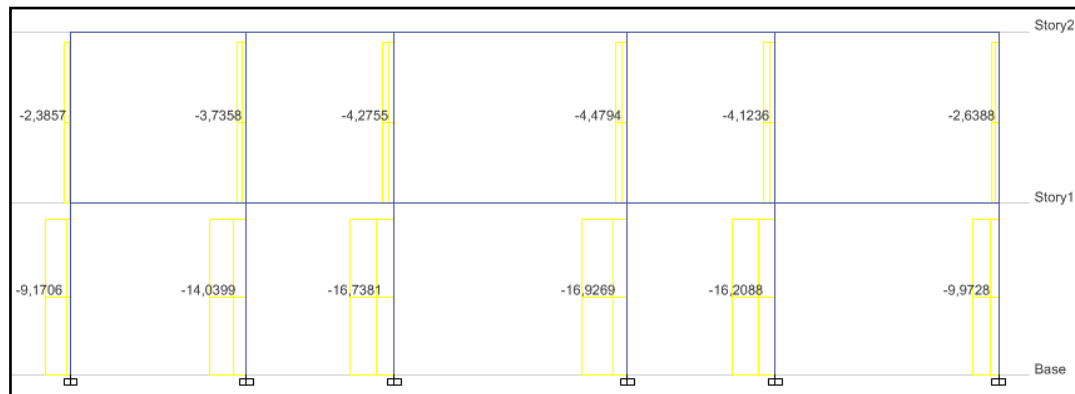
Eje	Pisos	qxe	qxi	hsx	$\Theta_x$	$\Theta_x < \Theta_a$
X	Cubierta	0.0146	0.05475	3.6	0.00958	OK
	Planta alta	0.0054	0.02025	3.6	0.00563	OK
Y	Cubierta	0.0085	0.031875	3.6	0.00510	OK
	Planta alta	0.0036	0.0135	3.6	0.00375	OK

**Tabla A-92 Derivas admisibles del bloque 3 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

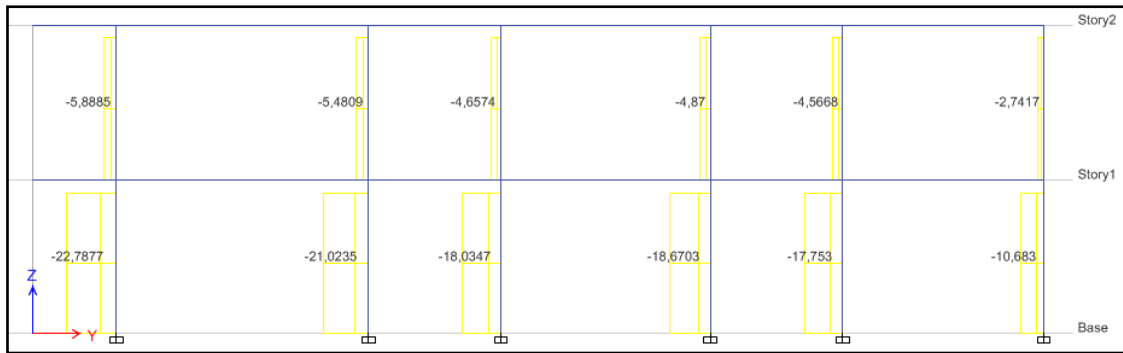
Eje	Pisos	qxe	qxi	hsx	$\Theta_x$	$\Theta_x < \Theta_a$
X	Cubierta	0.0121	0.04538	3.6	0.00792	OK
	Planta alta	0.0045	0.01688	3.6	0.00469	OK
Y	Cubierta	0.0080	0.03000	3.6	0.00479	OK
	Planta alta	0.0034	0.01275	3.6	0.00354	OK

### Diagrama axial de Pórtico de Acero Resistente a Momento (PARM)

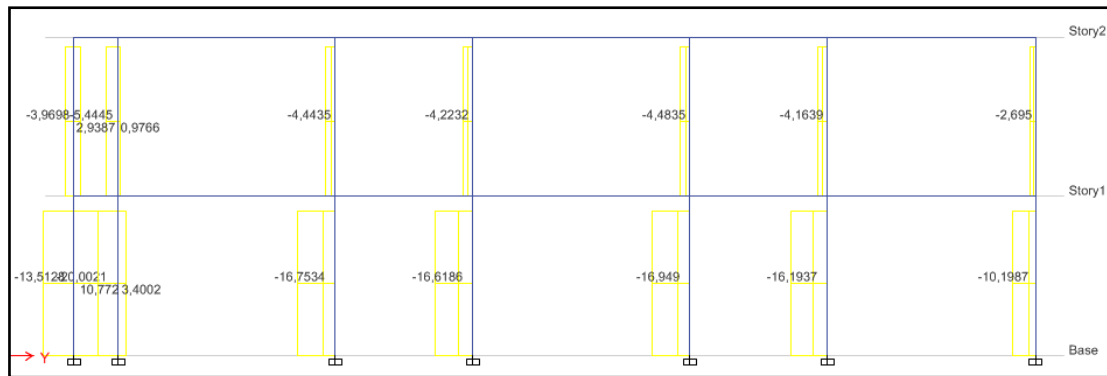
Es la fuerza interna de tensiones normales producida por las cargas de servicio y sismo que se producen en la estructura durante y sin sismo aplicado.



**Figura A-38 Diagrama de axial del bloque 1 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



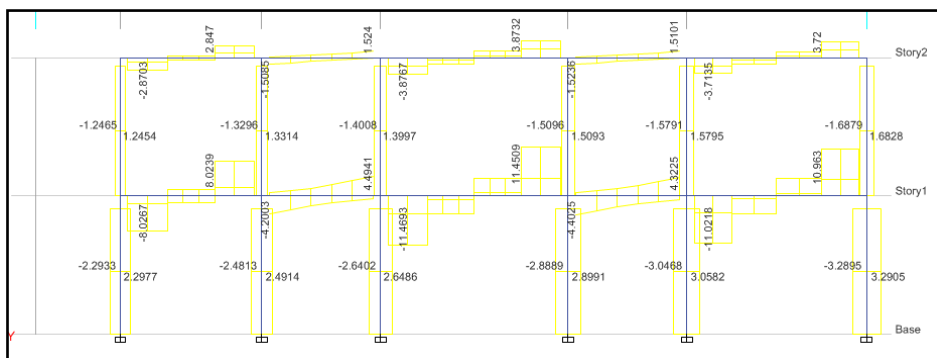
**Figura A-39 Diagrama de axial del bloque 2 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-40 Diagrama de axial del bloque 3 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

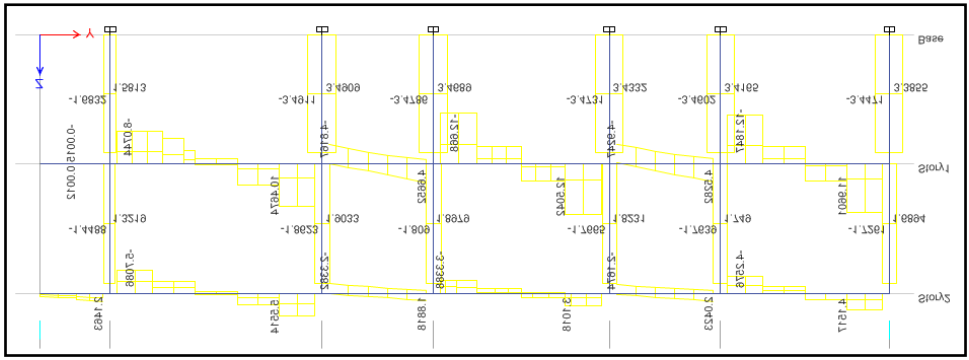
### Diagrama de cortante de Pórtico de Acero Resistente a Momento (PARM)

Es la fuerza interna de tensiones paralelas producida por las cargas de servicio y sismo que se producen en la estructura durante y sin sismo aplicado.

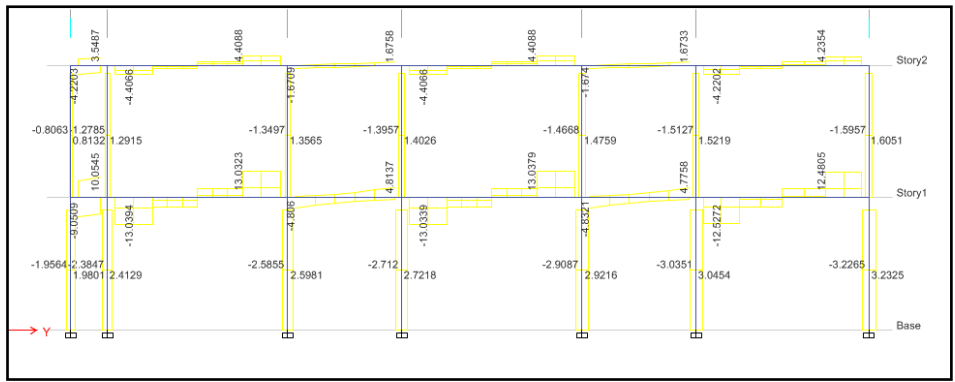


**Figura A-41 Diagrama de cortante del bloque 1 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**





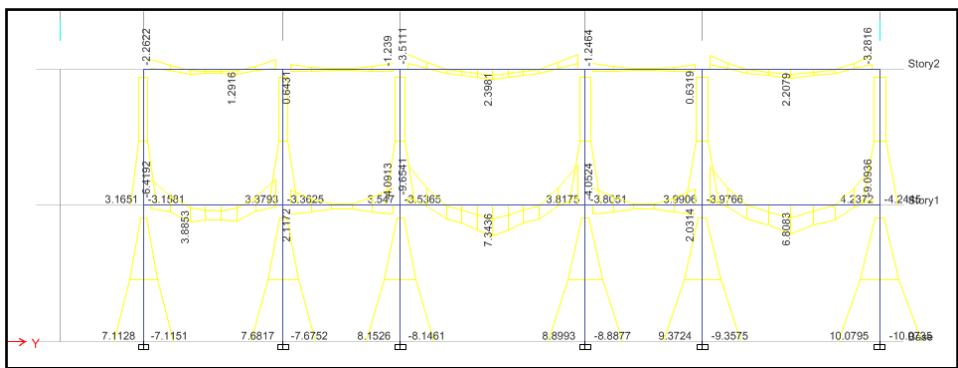
**Figura A-42 Diagrama de cortante del bloque 2 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**



**Figura A-43 Diagrama de cortante del bloque 3 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

**Diagrama momento de Pórtico de Acero Resistente a Momento (PARM)**

Es momento de fuerzas internas producidas por una distribución de tensiones a lo largo de un elemento estructural.



**Figura A-44 Diagrama de momento del Bloque 1 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

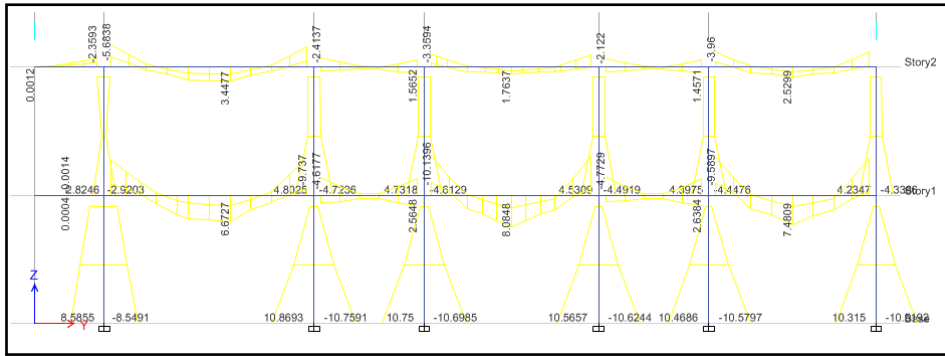


Figura A-45 Diagrama de momento del Bloque 2 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]

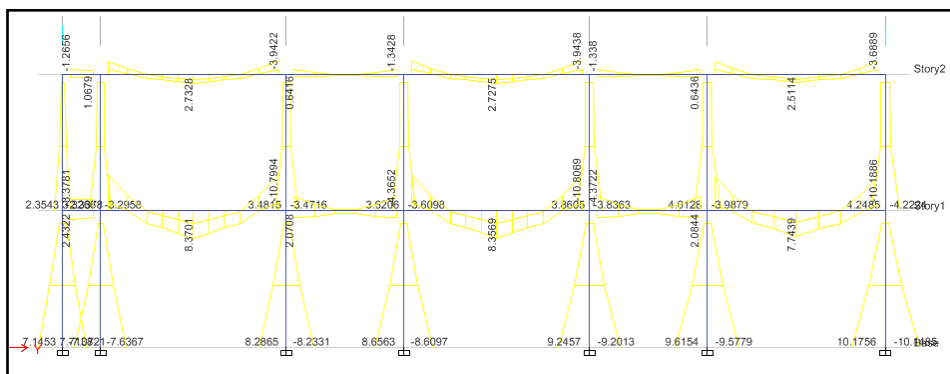


Figura A-46 Diagrama de momento del Bloque 3 de PARM [Carreño J., Cañarte J., 2019]

## Fuerzas descargadas a la cimentación de las alternativas de Pórticos de Concreto Resistente a Momento y Pórticos de Acero Resistente a Momento

**Tabla A-93 Fuerzas del bloque 1 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Nodo	Fuerzas [Ton]		Diferencia [Ton]	Diferencia [%]	
	Edificio metálico	Edificio de Hormigón			
1	9,17	11,10	1,93	21%	
4	14,04	15,45	1,41	10%	
7	16,74	20,32	3,58	21%	
10	16,93	21,53	4,60	27%	
13	16,21	20,35	4,14	26%	
16	9,97	13,20	3,23	32%	
19	15,43	18,72	3,29	21%	
22	28,23	32,89	4,66	17%	
25	33,62	42,85	9,22	27%	
28	33,47	41,25	7,77	23%	
31	32,57	41,12	8,56	26%	
34	19,59	23,74	4,15	21%	
37	20,26	26,82	6,55	32%	
40	28,17	32,03	3,86	14%	
43	33,57	40,83	7,26	22%	
46	33,43	39,18	5,76	17%	
49	32,52	39,18	6,66	20%	
52	19,59	22,40	2,82	14%	
55	8,99	12,43	3,44	38%	
58	24,86	33,37	8,51	34%	
61	28,24	34,11	5,87	21%	
64	33,62	42,81	9,19	27%	
67	33,47	41,26	7,78	23%	
70	32,56	41,12	8,55	26%	
73	19,59	23,28	3,70	19%	
76	12,54	17,65	5,11	41%	
79	13,97	18,63	4,65	33%	
82	14,04	16,51	2,47	18%	
85	16,73	21,13	4,40	26%	
88	16,68	20,73	4,06	24%	
91	16,21	20,95	4,74	29%	
94	10,64	14,25	3,61	34%	
97	8,06	11,54	3,48	43%	
				<b>25%</b>	<b>Promedio</b>

Tabla A-94 Fuerzas del bloque 2 [Carreño J., Cañarte J., 2019]

Nodo	Fuerzas [Ton]		Diferencia [Ton]	Diferencia [%]	
	Edificio metálico	Edificio de Hormigón			
103	20,64	25,17	4,53	22%	
106	18,50	21,05	2,55	14%	
109	18,39	22,58	4,19	23%	
112	18,08	21,17	3,08	17%	
115	10,75	13,18	2,43	23%	
118	22,76	27,70	4,95	22%	
121	40,31	50,89	10,58	26%	
124	35,63	40,65	5,02	14%	
127	35,37	43,45	8,08	23%	
130	36,24	44,92	8,69	24%	
133	21,45	25,45	4,00	19%	
136	31,03	39,23	8,21	26%	
139	36,10	45,25	9,14	25%	
142	35,65	42,38	6,74	19%	
145	35,36	42,47	7,11	20%	
148	36,21	44,92	8,71	24%	
151	21,48	25,49	4,01	19%	
154	18,72	25,09	6,37	34%	
157	11,11	15,08	3,97	36%	
160	18,52	22,98	4,46	24%	
163	18,41	21,21	2,80	15%	
166	18,04	22,00	3,95	22%	
169	10,77	15,48	4,71	44%	
172	5,91	9,27	3,36	57%	
				<b>25%</b>	<b>PROMEDIO</b>

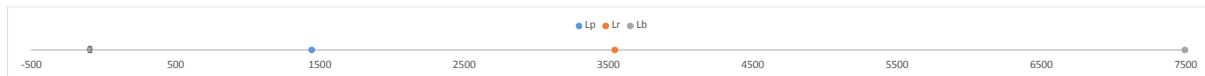
**Tabla A-95 Fuerzas del bloque 3 [Carreño J., Cañarte J., 2019]**

Nodo	Fuerzas [Ton]		Diferencia [Ton]	Diferencia [%]
	Edificio metálico	Edificio de Hormigón		
175	16,67	21,76	5,09	31%
178	16,67	20,21	3,54	21%
181	16,67	22,37	5,70	34%
184	16,26	20,94	4,69	29%
187	9,80	13,13	3,32	34%
190	12,52	15,51	2,99	24%
193	35,69	43,53	7,84	22%
196	35,69	43,33	7,65	21%
199	35,69	43,52	7,83	22%
202	34,80	42,86	8,06	23%
205	20,95	25,81	4,85	23%
208	14,56	18,99	4,42	30%
211	38,00	45,97	7,97	21%
214	37,99	45,75	7,77	20%
217	37,99	45,80	7,81	21%
220	37,04	45,06	8,02	22%
223	22,30	26,77	4,47	20%
226	12,77	16,10	3,34	26%
229	25,61	33,10	7,49	29%
232	34,51	42,57	8,06	23%
235	34,51	41,59	7,09	21%
238	35,70	43,43	7,73	22%
241	34,80	42,88	8,08	23%
244	20,96	25,56	4,60	22%
250	21,85	26,31	4,46	20%
253	12,66	17,60	4,94	39%
256	12,65	15,76	3,11	25%
259	16,68	21,44	4,76	29%
262	16,26	21,65	5,40	33%
265	9,81	13,41	3,60	37%
271	10,22	13,90	3,67	36%
127	12,30	15,66	3,36	27%
128	26,29	34,37	8,08	31%
			<b>26%</b>	<b>PROMEDIO</b>

**MEMORIA DE CÀLCULO  
DESARROLLO DE ALTERNATIVA  
DESARROLLADA**

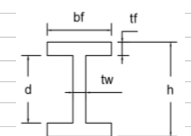
Se procede a determinar las verificaciones sismicas tanto de los perfiles ipe seleccionados para los bloques, como son tres bloques y algunos poseen diferentes perfiles IPE, fue necesario desarrollar todo en excel, con el fin de facilitar los cálculos. A continuación se presentaran algunos perfiles.

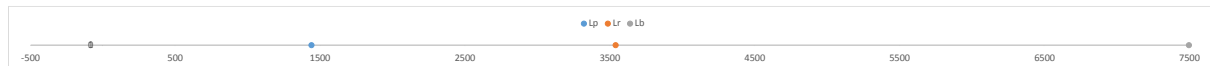
DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES EJE X		Cubierta	
<b>Dimensiones</b>		A (cm <sup>2</sup> )	9,90
h(mm)	100	Ix (cm <sup>4</sup> )	163,32
d(mm)	88,6	Iy (cm <sup>4</sup> )	15,86
bf(mm)	55	Rx (cm)	4,06
tf(mm)	5,7	Ry (cm)	1,27
tw(mm)	4,1	Sx (cm <sup>3</sup> )	32,66
<b>Material</b>		Sy (cm <sup>3</sup> )	5,77
Fy(Ksi)	36	Zx (cm <sup>3</sup> )	37,61
E(Ksi)	29000	Zy (cm <sup>3</sup> )	8,99
		J (cm <sup>4</sup> )	0,86
		Cw	271,56
			cm4
			cm6
			mm4
<b>Pandeo local</b>			
<b>PATIN</b>			
λf		bf/2tf	4,82
λpf		0.38raiz(E/Fy)	10,79
λpsf		0.30raiz(E/Fy)	8,51
<b>COMPACTA</b>		<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>	
<b>ALMA</b>			
λw		h/tw	24,39
λpw		3.76raiz(E/Fy)	106,72
λpsw		2.45raiz(E/Fy)	69,54
<b>COMPACTA</b>		<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>	
<b>Pandeo lateral torsional</b>			
Lp		1.76ry raiz(E/Fy)	632,11
rts		$bf \sqrt{12(1+(1+h*tw)/(6*bf*tf))}$	14,39
Lr		$\pi rts \text{ raiz}(E/0.7Fy)$	1533,21
Lb			4000



Pandeo lateral Torcional		Pandeo lateral Torcional Elastico	
Mnx	FcrSx		
Mp	FyZx		
Fcr		$(Cbpi^2 E) / ((Lb/rts)^2) \sqrt{1+0.078Jc/SxHo (Lb/rts)^2}$	
Cb	1		
ho	94,3 mm		
c	1 para perfiles I de doble simetria		
Fcr		0,002603058	4,21481119
Fcr		0,01	Ton/mm2
Mn		358,38	Ton - mm
Mp		951,91	ton - mm
<b>Mnx&lt;Mp</b>			
	Ok		
ΦMnx	0,322538104	ton - m	

Figura A-47 Comprobaciones de perfil perimetral IPE bloque 1

DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES EJE Y				Planta alta	
<b>Dimensiones</b>			A (cm <sup>2</sup> )	51,88	5188,06 mm <sup>2</sup>
h(mm)	300		I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	7998,99	79989869,46 mm <sup>4</sup>
d(mm)	278,6		I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	602,71	6027059,50 mm <sup>4</sup>
bf(mm)	150		R <sub>x</sub> (cm)	12,42	124,17 mm
tf(mm)	10,7		R <sub>y</sub> (cm)	3,41	34,08 mm
tw(mm)	7,1		S <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	533,27	533265,80 mm <sup>3</sup>
<b>Material</b>			S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	80,36	80360,79 mm <sup>3</sup>
F <sub>y</sub> (Ksi)	36	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	602,10	602098,38 mm <sup>3</sup>	
E(Ksi)	29000	Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	123,89	123886,06 mm <sup>3</sup>	
		J	15,32	cm <sup>4</sup>	153189,2031
		C <sub>w</sub>	107992,04	cm <sup>6</sup>	
<b>Pandeo local</b>					
<b>PATIN</b>					
λ <sub>f</sub>	bf/2tf			7,01	mm
λ <sub>pf</sub>	0.38raiz(E/F <sub>y</sub> )			10,79	mm
λ <sub>psf</sub>	0.30raiz(E/F <sub>y</sub> )			8,51	mm
<b>COMPACTA</b>			<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>		
<b>ALMA</b>					
λ <sub>w</sub>	h/tw			42,25	mm
λ <sub>pw</sub>	3.76raiz(E/F <sub>y</sub> )			106,72	mm
λ <sub>psw</sub>	2.45raiz(E/F <sub>y</sub> )			69,54	mm
<b>COMPACTA</b>			<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>		
<b>Pandeo lateral torsional</b>					
L <sub>p</sub>	1.76ry raiz(E/F <sub>y</sub> )			1702,59	mm
r <sub>ts</sub>	bf/√(12(1+(1+h*tw)/(6*bf*tf)))			39,18	mm
L <sub>r</sub>	pi rts raiz(E/0.7F <sub>y</sub> )			4175,98	mm
L <sub>b</sub>				4700	mm

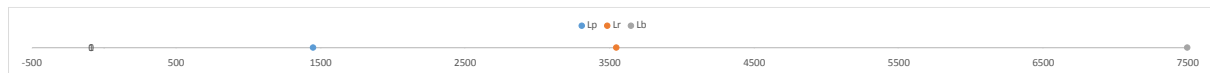


Pandeo lateral Torsional		Pandeo lateral Torsional Elastico	
M <sub>n</sub>	F <sub>cr</sub> S <sub>x</sub>		
F <sub>cr</sub>	$(Cbpi^2 E) / ((Lb/rts)^2) \sqrt{(1+0.078) c / Sx Ho (Lb/rts)^2}$		
H <sub>o</sub>	289,3		
C <sub>b</sub>	1		
c	1 perfiles I doble simeria		
F <sub>cr</sub>	0,013986871	1,454066753	
F <sub>cr</sub>	0,020337844	ton/mm <sup>2</sup>	
M <sub>n</sub>	10845,47668	ton - mm	
M <sub>p</sub>	15239,41392	ton - mm	
<b>M<sub>n</sub> &lt; M<sub>p</sub></b>			
	Ok		
ΦM <sub>n</sub>		9,76092901	Ton - m

Figura A-48 Comprobaciones de perfil IPE bloque 2



DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS		CUBIERTA	
<b>Dimensiones</b>		A (cm <sup>2</sup> )	16,01
h(mm)	140	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	525,29
d(mm)	126,2	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	44,85
bf(mm)	73	R <sub>x</sub> (cm)	5,73
tf(mm)	6,9	R <sub>y</sub> (cm)	1,67
tw(mm)	4,7	S <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	75,04
<b>Material</b>		S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	12,29
F <sub>y</sub> (Ksi)	36	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	85,76
E(Ksi)	29000	Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	19,08
		J	1,99
		C <sub>w</sub>	1591,80
			cm4
			cm6
			mm4
<b>Pandeo local</b>			
<b>PATIN</b>			
λ <sub>f</sub>	bf/2tf	5,29	mm
λ <sub>pf</sub>	0.38raiz(E/F <sub>y</sub> )	10,79	mm
λ <sub>psf</sub>	0.30raiz(E/F <sub>y</sub> )	8,51	mm
<b>COMPACTA</b>	<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>		
<b>ALMA</b>			
λ <sub>w</sub>	h/tw	29,79	mm
λ <sub>pw</sub>	3.76raiz(E/F <sub>y</sub> )	106,72	mm
λ <sub>psw</sub>	2.45raiz(E/F <sub>y</sub> )	69,54	mm
<b>COMPACTA</b>	<b>SISMICAMENTE COMPACTA</b>		
<b>Pandeo lateral torsional</b>			
L <sub>p</sub>	1.76ry raiz(E/F <sub>y</sub> )	836,16	mm
r <sub>ts</sub>	$bf\sqrt{(12(1+(1+h*tw)/(6*bf*tf))}$	19,10	mm
L <sub>r</sub>	$\pi r_{ts} \text{ raiz}(E/0.7F_y)$	2035,20	mm
L <sub>b</sub>		4700	mm



Pandeo lateral Torsional				Pandeo lateral Torsional Elastico
M <sub>nx</sub>	F <sub>crSx</sub>			
M <sub>p</sub>	F <sub>yZx</sub>			
F <sub>cr</sub>	$(Cb\pi^2 E)/((L_b/r_{ts})^2) \sqrt{(1+0.078Jc/SxH_o(L_b/r_{ts})^2)}$			
C <sub>b</sub>	1			
h <sub>o</sub>	133,1	mm		
c	1	para perfiles I de doble simetria		
F <sub>cr</sub>		0,00332213	3,225326292	
F <sub>cr</sub>		0,01	Ton/mm2	
M <sub>n</sub>		804,06	Ton - mm	
M <sub>p</sub>		2170,53	ton - mm	
<b>M<sub>nx</sub>&lt;M<sub>p</sub></b>				
	Ok			
ΦM <sub>nx</sub>	0,723657508	ton - m		

Figura A-49 Comprobaciones de perfil IPE bloque 3

**MEMORIA DE CONEXIONES  
METALICAS DE LA EDIFICACIÓN**

### Armado de columna

las columnas, se armaran usando flejes formando un cuadrado que sera soldado perimetralmente

### Cortante producido

$V_u = 2,22$  ton

Usar soldadura perimetral para unir flejes

### Dimensiones de la columna

$B = 40$  cm

$H = 40$  cm

$t = 1,5$  cm

### Propiedades del perfil

$I_x = 57153,2$  cm<sup>4</sup>                      57153,2

$A = 60$  cm<sup>2</sup>                                31,68

$Y' = 20$  cm                                 13,2

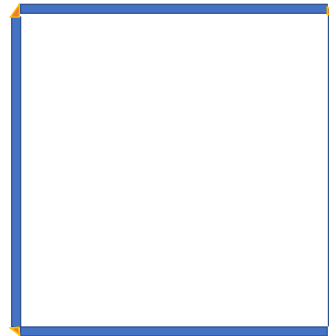
$V_u = 2220$  kg

Se obtiene la carga lineal en kg/cm

$q_{sv} = 46,6116$  kg/cm

Se obtiene la resistencia de la soldadura en funcion del espesor

$W_d * w = 1569,06$



Se calcula el espesor de soldadura

$w = 0,01485$  cm

Se coloca el espesor de soldadura minimo de 15 mm

### Diseño de soldadura para placa base - columna

Concreto = 240 kg/cm<sup>2</sup>

$F_y = 36$  KSI = 2540 kg/cm<sup>2</sup>

$F_{exx} = 70$  KSI = 4930 kg/cm<sup>2</sup>

### Dimensiones de la columna

$b = 400$  mm                      lado de la columna

$e = 15$  mm                        espesor de la columna

$M_u = 3040000$  kg.cm

$V_u = 15000$  Kg

### Diseño de la soldadura a momento

Longitud total de la soldadura en cada patin

$L_p = (4 * 40 \text{ cm}) = 160 \text{ cm}$

$C = T = M_u / d - t_f = 3040000 / 40 - 6 =$

$C = T = 8941,17647$  kg

Resistencia de 1 cm de longitud de soldadura de filete de 1 cm, usando electrodo E70

$\phi R_n w = \phi (0,60 F_{exx}) (0,707 w) = 0,75 * (0,60 * 4930) * (0,707 * 1) =$

$\phi R_n w = 1568,4795$  kg/cm<sup>2</sup>

Tamaño de la soldadura de filete requerido

$W = C / L_p * \phi R_n w = 8941,17647058824 / (160) * (1568,4795) =$

$W = 0,03562836$  cm

Se necesita 1 cm de espesor de soldadura

## Empalme de columnas

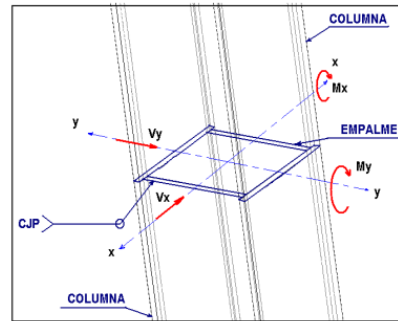
Fy=	36 KSI =	2530,8 kg/cm <sup>2</sup>	
E70XX=	70 KSI =	4930 kg/cm <sup>2</sup>	
Mx=	521,45 klb-in		
My=	3,73 klb-in	Maximo Mu=	521,45 klb-in
Vx=	0,061 klb		
Vy=	8,176 Klb	Maximo Vu=	8,176 Klb
Dimensiones de la columna			
Lado=	40 cm		
Espesor=	1,5 cm		

### Diseño por tension

la fuerza Puf=Ru la cual debe soportar el cordon de soldadura CJP

$$Puf = Mu/dm \quad dm = 38,5 \text{ cm}$$

$$Puf = V = 34,4021558 \text{ Klb}$$



la resistencia de diseño del cordon de soldadura viene dado por:

$$R_d = \min[R_{dw}, R_{dBM}]$$

Para ello, es necesario tener en cuenta que el area efectiva de tension o compresion debe ser paralela al eje de soldadura

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_e L_w \quad R_{dw} = 0,9(0,6F_{yw})t_e L_w$$

Donde el te y Lw son datos de la columna

$$te = 400 \text{ mm}$$

$$Lw = 15 \text{ mm}$$

El area de la sección transversal de la columna es de

$$Abm = 6000 \text{ mm}^2$$

$$Fy = 36 \text{ KSI}$$

$$Fyw = 48 \text{ KSI}$$

Calculando la resistencia Rdbm del material base

$$Rdbm = 180,79 \text{ Klb}$$

Calculando la resistencia de soldadura de ranura CJP

$$Rdw = 241,06 \text{ Klb}$$

Por lo tanto se escoge la minima resistencia que es Rdbm

$$Puf/Rdbm = 0,19$$

**Cumple con la demanda para la ranura CJP de soldadura**

### Diseño por cortante

$$Vu = 8,176 \text{ Klb}$$

Es necesario determinar el area efectiva para el cortante

$$Abm = 6000 \text{ mm}^2$$

las formulas para el cortante del area efectiva son:

$$R_{dw} = 0,8(0,6F_{yw})t_e L_w$$

$$R_{dBM} = 0,9(0,6F_{yBM})t_e L_w$$

el cortante por parte de la soldadura es de:

$$Rdw = 214,272 \text{ Klb}$$

El cortante por parte del metal base es de:

$$Rdbm = 180,79 \text{ Klb}$$

Por lo tanto se escoge la minima resistencia que es Rdbm

$$Vu/Rdbm = 0,045$$

**Cumple con la demanda para la ranura CJP de soldadura**

**Soldar todo la columna, con soldadura tipo filete de 10 mm de espesor**

## Diseño de perfil y soldadura para viga principal a viga secundaria

Concreto=	240 kg/cm <sup>2</sup>
Fy=36KSI=	2540 kg/cm <sup>2</sup>
Fu=50ksi	3505 kg/cm <sup>2</sup>
Fexx=70KSI=	4930 kg/cm <sup>2</sup>

### Dimensiones de viga principal

d=h=	160 mm
tw=g=	5,00 mm
bf=s=	82 mm
tf=t=	7,40 mm
Mu=	0 kg.cm
Vu=	3568 Kg

### Dimensiones de viga secundaria

d=h=	140 mm	Altura total
tw=g=	4,70 mm	espesor del alma
bf=s=	73 mm	ancho del patin
tf=t=	6,90 mm	espesor del patin

Escoger el espesor del alma de perfiles = 4,7 mm

### Diseño de soldadura

Primero debemos de hallar D ya que se tiene un espesor de 4,7mm

Despejamos D de la formula

$$t_{wb} \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX}) \cdot 2(0,707w)}{0,75(0,6F_{ub})} = \frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ mín}}$$

Obtenemos  $D = \frac{t_w F_{ub}}{0,088 F_{EXX}}$

D= 0,47\*3505 / 0,088\*4930: 3,79713719 mm = 4 mm

Como son dos perfiles L para cada lado, la fuerza directa se divide en dos

1/2 Ru= 1784 kg = 0,81090909 Klb

Longitud efectiva de soldadura

**se usara como el 70% de la altura del alma**

L= 8,834 cm 3,47795276 pulg

Se usa un perfil L de las siguientes dimensiones

L=	75	mm
e=	8	mm

la soldadura esta sujeta a un momento de torsión 1/2Ru\*ea donde ea= La-x

b= kl= 2,45 pulg

ea= aL donde a=ea/L= 0,705 pulg = 1,791 cm

a= 1,791 cm Donde el valor C=1,87

Entonces

$L_{min} = \frac{P_u}{CC_1D}$  Pu=1/2 Ru como E70xx, entonces C1=1  
L= 1,33 pulg = 3,39 cm

La longitud minima de soldadura es de 4 cm

usar 4,00 cm

Se determina la resistencia de diseño

$R_{dw} = \Phi R_n = CC_1DL = 4,64 \text{ Klb} = 2,108 \text{ ton}$

Rdw= 0,75\*(0,6\*Fexx)\*te\*Lw= 4,89136969 Klb 2,223 ton

por cada pulg el Rdw

Se procede con la verificación de la demanda/capacidad para la longitud de la soldadura

Ru/Rdw= 0,16578364

**Por lo tanto, se puede usar un angulo propuesto para la resistir la fuerza cortante**

L=	75	mm
e=	8	mm

Usar un doble angulo de 75x75x8 mm con una longitud de soldadura de 9 cm de 7 mm de espesor

### Conexión de asiento no atiesado

Fy= 36 KSI      Fyw = 36 KSI  
 Fu= 50 KSI  
 Fexx= 70 KSI=

#### Dimensiones de viga principal

d=h= 80 mm      Zx [cm3]= 22,5  
 tw=g= 3,80 mm      Zx [in3]= 1,37303424  
 bf=s= 46 mm      L= 4,55 m  
 tf=t= 5,20 mm      L= 17,9133858 ft  
 tw=g= 0,149606299 pulg  
 tf=t= 0,204724409 pulg

Se procede a determinar el ancho, logitud y espesor del asiento

$\phi bMn = \phi b * Mp = \phi b * Zx * Fy = 3,70719245 \text{ Klb-pie}$   
 $Pu = Wu * L / 2 = 8 \phi b * Mn / 2L = 0,82780385 \text{ Klb}$

Se saca la longitud de soporte N requerida basada en la fluencia local del alma

$N = Pu / \phi Fyw Tw = -2,5k = -3,123463$

Como sale negativo N, se debe utilizar una longitud minima de soporte, se aplica la sugerencia del manual LRFD tabla 9-6 "Todas las conexiones de asiento no atiesado" debe de usar 4 pulg de asiento (ala del angulo) De acuerdo con el LRFD- K13  $N \geq k$ .

Se procede a revisar el aplastamiento del alma con la N usando una holgura de 1/4 pulg.

Holgura= 0,25 pulg = 0,635 cm

N= 3,75 pulg  
 $N/d = 0,314070352 > 0,2$

Se usa la siguiente ecuación

$$\phi P_n = \phi 68 t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$$

$\phi Pu = 13,298474 \text{ Klb} > 0,82780385 \text{ Klb} \quad \text{OK}$

Como se lo esperaba, el aplastamiento no rige

N=K se usa para determinar el espesor del angulo

usar espesor de = 10 mm = 0,39370079 pulg

Usar longitud de = 2,31102362 pulg = 5,87 cm

$$t^2 = \frac{4 P_u e}{\phi_b F_y L} = 0,1319478 \text{ pulg} = 0,33514742 \text{ cm}$$

Usar un perfil L de asiento de dimensiones

L=	60	mm
e=	6	mm

#### Diseño de la soldadura

Tamaño minimo de soldadura= 0,23622047 pulg

Probar con una pierna de L= 2,36220472 pulg

$$R_u = \frac{P_u}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20.25 e_1^2} = 0,49283185 \text{ Klb/pulg} \quad 0,4375$$

$$\phi R_{nw} = \phi (0.707a)(0.60 F_{EXX}) = 22,2705 \text{ a}$$

tamaño de soldadura es = 0,02212936 pulg = 0,05620857 cm

Longitud de soldadura de =

**Usar un tamaño de soldadura de 8 mm**

**Usar un perfil L de 6x6x0,6 cm con un espesor de soldadura de 5 mm**

## Diseño de soldadura y perfil L para viga principal a viga secundaria

Concreto= 240 kg/cm<sup>2</sup>  
 Fy=36KSI= 2540 kg/cm<sup>2</sup>  
 Fu=50ksi 3505 kg/cm<sup>2</sup>  
 Fexx=70KSI= 4930 kg/cm<sup>2</sup>

Dimensiones de columna		Dimensiones de viga principal		
d=h=	400 mm	d=h=	80 mm	Altura total
tw=g=	15 mm	tw=g=	3,8 mm	espesor del alma
		bf=s=	46 mm	ancho del patin
		tf=t=	5,2 mm	espesor del patin
Vu=	1821,168478 Kg			

Escoger el espesor del alma de perfiles = 3,8 mm

### Diseño de soldadura

Primero debemos de hallar D ya que se tiene un espesor de 3,8mm

Despejamos D de la formula

$$t_{wb} \geq \frac{0,75(0,6F_{EXX}) \cdot 2(0,707w)}{0,75(0,6F_{ub})} = \frac{0,088F_{EXX}D}{F_{ub}} \equiv t_{wb \text{ min}}$$

Obtenemos  $D = \frac{t_w F_{ub}}{0,088 F_{EXX}}$

D= 0,38\*3505 / 0,088\*4930= 3,07002582 mm = 4 mm

Como son dos perfiles L para cada lado, la fuerza directa se divide en dos

1/2 Ru= 910,5842388 kg = 0,41390193 Klb

Longitud efectiva de soldadura

se usara como el 70% de la altura del alma

L= 4,872 cm 1,91811024 pulg

Se usa un perfil L de las siguientes dimensiones

L=	50	mm
e=	6	mm

la soldadura esta sujeta a un momento de torsión 1/2Ru\*ea donde ea= La-x

b= kl= 1,47 pulg

ea= aL donde a=ea/L= 0,766 pulg = 1,945 cm

a= 1,945 cm Donde el valor C=1,87

Entonces

$L_{min} = \frac{P_u}{CC_1 D}$ 
 Pu=1/2 Ru como E70xx, entonces C1=1  
 L= 0,68 pulg = 1,73 cm

La longitud minima de soldadura es de 2 cm

usar 2,00 cm

Se determina la resistencia de diseño

$R_{dw} = \Phi R_n = CC_1 DL = 2,32 \text{ Klb} = 1,054 \text{ ton}$

Rdw= 0,75\*(0,6\*Fexx)\*te\*Lw= 1,37691031 Klb 0,626 ton

Se procede con la verificación de la demanda/capacidad para la longitud de la soldadura

Ru/Rdw= 0,300601952

Por lo tanto, se puede usar un angulo propuesto para la resistir la fuerza cortante

L=	50	mm
e=	6	mm

Usar un doble angulo de 50x50x6 mm con una longitud de soldadura de 5 cm de 8 mm de espesor

**MEMORIA DE CÁLCULO DE  
PLACA BASE Y PERNOS DE  
ANCLAJE**



## Diseño de placa base

$$\begin{aligned} P_u &= 38000 \text{ kg} \\ M &= 1282570,53 \text{ kg.m} \\ f'_c &= 240 \text{ kg/cm}^2 & d &= 40 \text{ cm} \\ \phi_c &= 0,65 & b_f &= 40 \text{ cm} \\ F_y &= 36 \text{ KSI} = 2531 \text{ kg/cm}^2 \\ N &> b + 2(7,62) & N &= 40 + 2 \cdot 7,62 = 55 \text{ cm} \\ B &> b_f + 2(7,62) & B &= 40 + 2 \cdot 7,62 = 55 \text{ cm} \\ e &= M_u / P_u = 1282570,53 / 38000 = 33,75 \text{ cm} \\ A_1 / A_2 &= 1 \\ f_p(\text{max}) &= \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_1 / A_2)^{0,5} \\ f_p(\text{max}) &= 0,85 \cdot 0,65 \cdot 240 \cdot (1^{0,5}) = 132,6 \text{ kg/cm}^2 \\ Q_{\text{max}} &= 132,6 \cdot 55 = 7293 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Ecrit} &= N / 2 - P_u / 2q_{\text{max}} = \\ \text{Ecrit} &= 24,8947621 \text{ cm} \\ \text{Ecrit} &< e \\ (f + N/2)^2 &\geq 2P_u(e+f) / q_{\text{max}} & f &= N/2 - 3,61 = 23,89 \\ (23,89 + 55/2)^2 &\geq 2 \cdot 38000 \cdot (33,75 + 23,89) / 7293 \\ 2640,93 &\geq 600,66 & & \text{ok} \end{aligned}$$

## Determinar la longitud del cortante Y, la tensión del perno Tu

$$\begin{aligned} Y &= (f + N/2) \pm ((f + N/2)^2 - 2P_u(e+f) / q_{\text{max}})^{0,5} \\ Y &= 51,39 \pm (2640,9321 - 38000 \cdot (33,75 + 23,89) / 7293)^{0,5} \\ Y(+) &= 96,55933086 \\ Y(-) &= 6,220669145 \\ T_u &= (q_{\text{max}} / Y) \cdot P_u \\ T_u &= 7367,340072 \\ m &= (N - 0,95(d)) / 2 = 8,5 \text{ cm} \\ Y &> m \\ t_{\text{req}} &= 2,11 \cdot (f_p \cdot y \cdot (m - y/2) / f_y)^{0,5} \\ T_{\text{req}} &= 2,796 \text{ cm} \\ X &= N/2 - d/2 - 3,81 \\ X &= 3,69 \\ t_{\text{req}} &= 2,11 \cdot (T_u \cdot X / B \cdot F_y)^{0,5} \\ t_{\text{req}} &= 0,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

Usar placa de 55x55 cm con espesor de 20 mm

## Pernos de anclaje

$$T_p = (P_u / B_N) (m/2)^m$$

$$T_p = 453,8 \text{ kg}$$

$$R_p = T_p / 2 = 151,2666667 \text{ kg}$$

$$R_p = \phi * F_u * A_b \quad (\text{ecuacion 1})$$

$$A_b = \pi * d^2 / 4$$

se despeja "d" de la ecuacion 1

$$d = 0,247 \text{ cm} \quad \text{usar } 5/8 \text{ pulg} = 1,5875 \text{ cm}$$

$$A_b = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$R_p = 6234,88 \text{ kg}$$

$$2 * R_p = 12469,75 \text{ kg} \quad 1,5875$$

$$2R_p > T_p$$

$$12469,75 > 151,266666666 \text{ ok}$$

longitud de desarrollo

$$L_d = 0,0632 * A_b * f_y / (f'c)^{0,5}$$

$$L_d = 33,91392826$$

usar una longitud de desarrollo de 40 cm con una perno de 5/8 pulg

## Perno de anclaje

$$\text{Acero A36} \quad \text{diametro del perno} \quad \text{usar } 5/8 \text{ pulg} = 0,625 \text{ pulg}$$

Perno A325

Separacion entre pernos

$$S = 3D = 4,7625 \text{ cm}$$

$$L_c = \text{Distborde} + D_{\text{perno}} / 2$$

$$L_c = 2,70 \text{ cm}$$

$$R_u = \phi * 1,2 * L_c * t * F_u \leq \phi * 2,4 * x_d * t * F_u$$

$$22195,4798 \leq 47165,39458 \quad \text{ok}$$

$$F_{ny} = 3796,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nt} = 6327 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_n't = 1,3F_{ny} - F_{nt} / \phi * F_{nv}$$

$$V_u = 4633,64 \text{ kg} \quad N = 3$$

$$F_{nv} = V_u / N * A_b = 972,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_n't = 6063,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi * F_n't = 4547,25$$

$$\phi * F_{nt} = 4745,25$$

$$\phi * F_n't < \phi * F_{nt} \quad \text{Ok}$$

## Comprobar el brazo de palanca

$$\text{Lever arm} = (t + 1,27) / 2$$

$$\text{lever arm} = 2,66$$

$$Z = \text{distancia corte} = D_r^3 / 6 = 0,666791341 \text{ cm}$$

$$M_I = V_u * \text{Lever arm} / N$$

$$M_I = 4107,046121 \text{ kg.cm}$$

$$f_{ta} = T_u / N * A_b = 6399,48 \text{ kg}$$

$$f_{tb} = M_I / Z = 6159,42 \text{ kg}$$

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} = 12558,90 \text{ kg}$$

$$f_t < \phi * F_n't < \phi * F_{nt} \quad \text{ok}$$

# **MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO**

## Diseño de la cimentación - bloque 1 - eje exterior en dirección en Y

PD [Ton]= 32,13	MD [Tom.m]= 0	Qadm= 10,63 ton/m <sup>2</sup>
PL [Ton]= 13,58	ML [Tom.m]= 0	
PE [Ton]= 2,23	ME [Tom.m]= 12,21	

### a) calculo base de la zapata

#### Caso 1: Combinación D+L

$$P=1,2PD+PL= 49,57 \text{ ton}$$

$$M=(MD+ML)= 0 \text{ ton.m}$$

**Nota:** se aumenta el 12% de la carga muerta debido a que se considera el peso propio de la cimentación

#### Caso 2: Combinación D+L+E

$$P=1,12PL+PE= 51,80$$

$$M=(MD+ML+ME)= 12,205$$

La longitud de la zapata es de L=21,7 m 21,7

$$L= 21,7 \text{ m}$$

#### Caso 1: Combinación D+L

$$Q_{adm} \geq (P/L * B)$$

$$B = P/L * Q_{adm} = 0,21 \text{ m}$$

#### Caso 2: Combinación D+L+E

$$1,33 * Q_{adm} \geq (P/L * B)$$

$$B = P/1,33 * L * Q_{adm} = 0,17$$

De los dos casos, se escoge el caso 1, debido a que se requiere una mayor base. Tomando así una zapata de

$$L [m] = 21,7$$

<b>B [m]=</b>	<b>1,05</b>	<b>m</b>
---------------	-------------	----------

Base de la zapata

### b) Chequeo de excentricidades

#### Caso 1: Combinación D+L

$$e = M/P = 0 \text{ m}$$

#### Caso 2: Combinación D+L+E

$$e = M/P = 0,236 \text{ m}$$

$$e_{max} = B/6 = 3,617 \text{ m}$$

$$e < e_{max} \quad \text{OK}$$

### c) Chequeo de presión de contacto

#### Caso 1: Combinación D+L

$$Q_{max} = P/A = 2,18 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{adm} = 10,63 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{max} < Q_{adm} \quad \text{OK}$$

#### Caso 2: Combinación D+L

$$Q_{max} = (P/A) * (1 + 6e/B) = 2,317 \text{ ton/m}^2$$

$$1,33 * Q_{adm} = 14,14 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{max} < 1,33 * Q_{adm} \quad \text{OK}$$

#### Caso 3: Combinación D+L+E

$$Q_{max} = (P/A) * (1 + 6e/B) = 2,421 \text{ ton/m}^2$$

$$1,33 * Q_{adm} = 14,14 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{max} < 1,33 * Q_{adm} \quad \text{OK}$$

### d) Calculo de los esfuerzos ultimos en la zapata

#### Caso 1: Combinación 1,2D+1,6L

$$P_U = 1,2PD + 1,6PL = 60,29 \text{ ton}$$

$$M_U = 1,2MD + 1,6ML = 0 \text{ ton.m}$$

$$Q_{max} = P_U/L * B = 2,65 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{adm} = 10,63 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{max} \leq Q_{adm} \quad \text{OK}$$

#### Caso: Combinación 1,2D+L+E

$$P_U = 1,2PD + PL + PE = 54,36744615 \text{ ton}$$

$$M_U = 1,2MD + ML + ME = 12,20518248 \text{ ton.m}$$

$$e = M_U/P_U = 0,22 \text{ m}$$

$$Q_{max} = (P_U/L * B) * (1 + 6e/B) = 2,53 \text{ ton/m}^2$$

$$1,33 * Q_{adm} = 14,14 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{max} \leq Q_{adm} \quad \text{OK}$$

e) Cálculo de las fuerzas actuantes

Caso 1: 1,2D+1,6L

Qadm= 10,63 ton/m<sup>2</sup>  
 B [m]= 1,05 m  
 QU=Qmax\*B= 11,16 ton/m No controla

Caso 2: 1,2D+1,6L+E

1,33\*Qadm= 14,14 ton/m<sup>2</sup>  
 B [m]= 1,05 m  
 QU=Qmax\*B= 14,845 ton/m Controla

Se procede a dibujar la viga y se obtienen el diagrama de momento y cortante en sap2000

Vumax=	40,59	ton
Mumax=	28,39	ton.m

Diagrama de momento flector (ton.m)

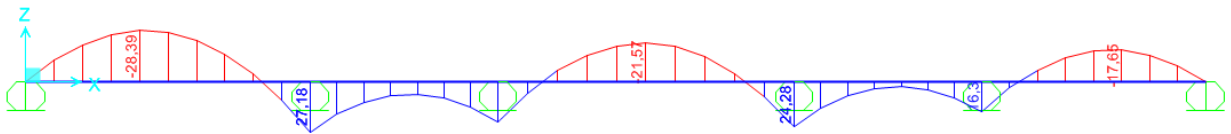
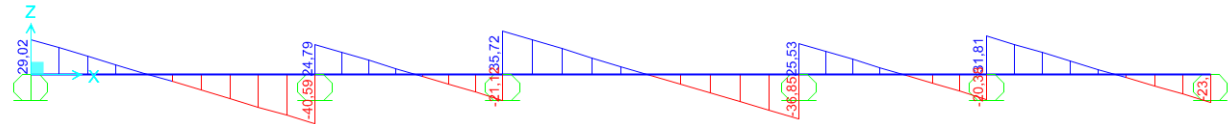


Diagrama de cortante (ton)



g) Diseño a corte

Vumax= 40,59 ton  
 $V_c = 0,53 * f'c * 0,5 * b_w * d = 18227,8088 \text{ kg} = 18,228 \text{ ton}$   
 $\phi V_n = V_u = \phi (V_c + V_s)$   
 $V_s = (V_u / \phi) - V_c = 35,89 \text{ ton}$   
 $V_s = (A_v * f_y * d) / s$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $A_v / s = V_s / f_y * d = 0,1155 \text{ m}$   
 Donde Av=área del acero del estribo. Para un diseño sísmoresistente  $s \leq 10 \text{ cm}$   
 $A_v = 0,1155 * s = 1,155 \text{ m}$   
 $A \text{ estribo} = 1,155 / 11 = 0,105 \text{ m}$   
 Usar  $\phi 10 \text{ mm}$

h) Diseño de la viga en la zapata en base al momento último (Mu)

$A_s \text{ min} = (1,4 * b_w * d) / f_y = 0,740 \text{ cm}^2$   
 $A_s = M_u / 3400 * d$

ubicación	Mu [T.m]	As req [cm <sup>2</sup> ]	Numero de varillas [mm]						
			12	14	16	18	20	22	25
L10	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0
L10-L9	-28,42	11,30	10	8	6	5	4	3	3
L9	27,14	10,79	10	8	6	5	4	3	3
L9-L8	7,21	2,87	3	2	2	2	1	1	1
L8	21,81	8,67	8	6	5	4	3	3	2
L8-L7	21,92	8,71	8	6	5	4	3	3	2
L7	23,28	9,25	9	7	5	4	3	3	2
L7-L6	4,96	1,97	2	2	1	1	1	1	1
L6	21,38	8,50	8	6	5	4	3	3	2
L6-L4	-20,23	8,04	8	6	4	4	3	3	2
L4	27,7	11,01	10	8	6	5	4	3	3
L4-L3	11,69	4,65	5	4	3	2	2	2	1
L3	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0

**i) Diseño a corte**

$Q_{ult} = 14,14 \text{ ton/m}^2$  igual  $138,65 \text{ KN/m}^2$   
 $\phi V_n >= V_u$   $V_n = V_c + V_s$   $V_s = 0$   
 $V_n = V_c$   
 $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$   
 $b_w = 30 \text{ cm}$   
 $B [m] = 1,05 \text{ m}$   
 $\phi V_n = 0,75 * 0,17 * (f'_c^{0,5}) * b_w * d = 618,55d$  **ecuacion 1**

$V_u = (B/2 - b_w/2 - d) * Q_{ult} =$   
 $V_u = (1,05/2 - 0,3/2 - 74) * (138,65)$   
 $V_u = 51,99 - 138,65d$  **ecuación 2**

$\phi V_n >= V_u$   
 $51,99 - 138,65d = 618,55d$   
 $d = 0,0687 \text{ m}$  igual  $6,87 \text{ cm}$   
 El "d" minimo según el ACI es igual a  $15 \text{ cm}$   
 $d = 15 \text{ cm}$   
 Asumiendo un  $\phi$  recubrimiento =  $12 \text{ mm}$   
 $7,5 \text{ cm}$   
 $h = 23,1 \text{ cm}$

<b>h seleccionado =</b>	<b>25</b>	<b>cm</b>	<b>Espesor de ala de cimentación</b>
-------------------------	-----------	-----------	--------------------------------------

**j) Diseño a flexión**

$\phi M_n >= M_u$   
 $M_u = Q_{aull} * (B/2 - b_w/2)^2 / 2 = 9,75 \text{ KN.m/m}$  **Ecuación 1**  
 $C = T$

$0,85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$   
 $C = 204000a$   
 $T = 4200A_s$   
 $a = 0,02059 A_s \text{ mm}$   
 $\phi M_n = 0,9 * A_s * f_y * (d - a/2)$  **Ecuación 2**  
 $\phi M_n = 55603,499A_s - 3,816 A_s^2$

igualando ecuacion 1 y 2  
 $9,749 = 55603,499A_s - 3,816 A_s^2$   
 valor de a =  $3,816$   
 valor de b =  $-55603,499$   
 valor de c =  $9,75$   $x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$   
 $x_1 = 14393,66$   
 $x_2 = 177,48$

$x = 177,48 = A_s$   
 $A_{smin} = 0,0018 A_g = 0,0018 * b * d$   
 $A_s = 450 \text{ mm}^2$   
 $A_s < A_{smin}$   
 Asumir  $A_s = 550 \text{ mm}^2$

Diametro	# varillas	
10	8	usar 8 varillas de $\phi 10 \text{ mm}$ @ $14,29 \text{ cm}$
12	5	usar 5 varillas de $\phi 12 \text{ mm}$ @ $25 \text{ cm}$
14	4	usar 4 varillas de $\phi 14 \text{ mm}$ @ $33,33 \text{ cm}$

$a = 0,02059 A_s \text{ mm} = 11,324$   
 $0,85 = a/c$   
 $c = a/0,85 = 13,3218 \text{ mm}$   
 $E_1 = (E_c/c) * (d - c) = 0,0308$   
 $E_1 > 0,005$  OK

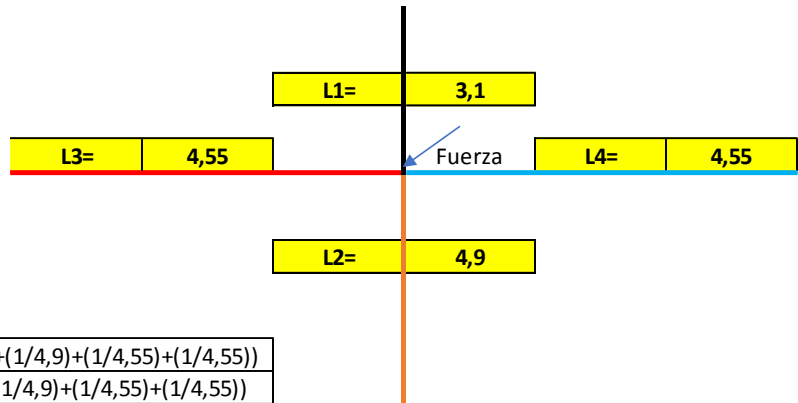
**k) Refuerzo por retracción y temperatura**

$A_{st} = 0,0018 * A_s = 0,0018 * B * h$   
 $A_{st} = 472,5 \text{ mm}^2$

Diametro	# varillas	
10	7	usar 7 varillas de $\phi 10 \text{ mm}$ @ $16,67 \text{ cm}$
12	5	usar 5 varillas de $\phi 12 \text{ mm}$ @ $25 \text{ cm}$
14	4	usar 4 varillas de $\phi 14 \text{ mm}$ @ $33,33 \text{ cm}$

### Cálculo de porcentaje de fuerza que descarga en cada eje

L1=	3,1
L2=	4,9
L3=	4,55
L4=	4,55



% de Fuerza para cada eje	
% en X	0,45
% en Y	0,55
% en X	$((1/4,55)+(1/4,55))/((1/3,9)+(1/4,9)+(1/4,55)+(1/4,55))$
% en Y	$((1/3,1)+(1/4,9))/((1/3,9)+(1/4,9)+(1/4,55)+(1/4,55))$

### Detalle de la sección transversal de la cimentación

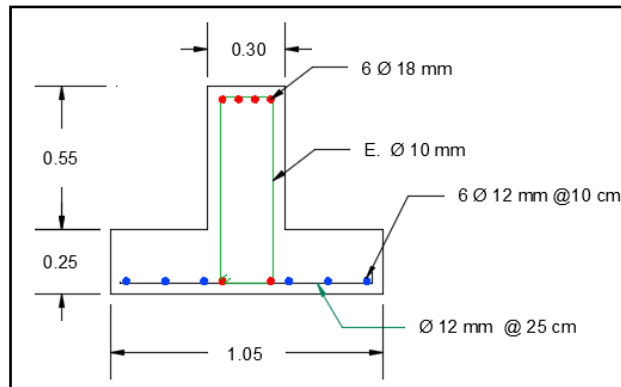


Figura A-50 Sección transversal de cimentación

La cimentación mostrada en la figura A-50, es el desarrollo descrito solo para ese eje en específico.

# **MEMORIA DE CÁLCULO DE LA PISCINA DE HIDROTERAPIA**



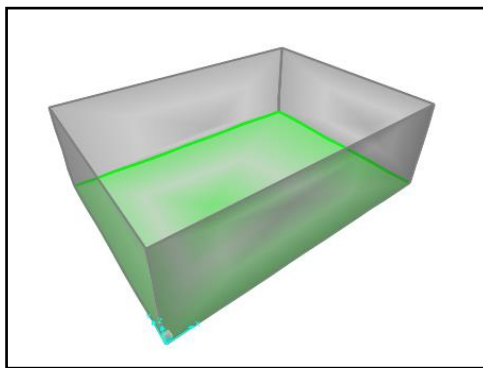
## MEMORIA DE CÁLCULO DE LA PISCINA

Según el plano arquitectónico, la piscina tiene dimensiones de 2.7 metros de ancho, 3.7 metros de largo con una profundidad de 1.2 metros, la misma que se usará para rehabilitación en mecanoterapia.

Para su modelado, será necesario utilizar el programa SAP2000 para establecer las fuerzas que actúan en la piscina como por ejemplo la presión lateral del suelo, la presión lateral del agua, la carga muerta (materiales + fluido), la carga viva (personas) y las cargas inducidas por el sismo dinámico.

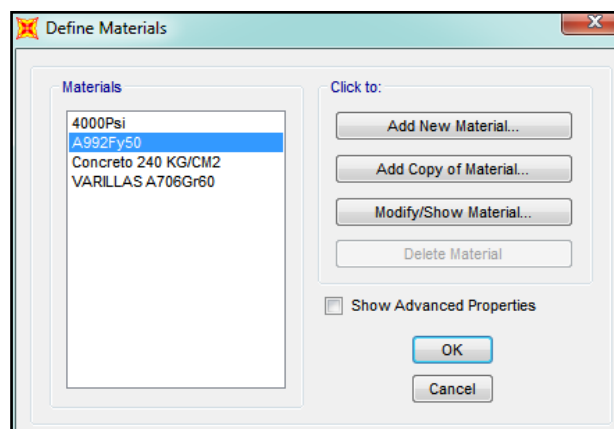
### Modelado en sap2000

Se ingresan las dimensiones de la piscina según el plano arquitectónico, que son 3.7 metros de largo, 2.7 metros de ancho y 1.2 metros de profundidad.



**Figura A-51 Geometría de la piscina**

Se ingresan los materiales de la piscina que es hormigón estructural de 240 kg/cm<sup>2</sup> y varillas de refuerzo de acero A615 de G40.



**Figura A-52 Materiales para piscina**

Se definen los espesores de los muros y la losa de piscina, que son 15 cm para muros y 20 cm para la losa, que contarán con refuerzo longitudinal y transversal con un espesor de 3 cm para cada elemento estructural.

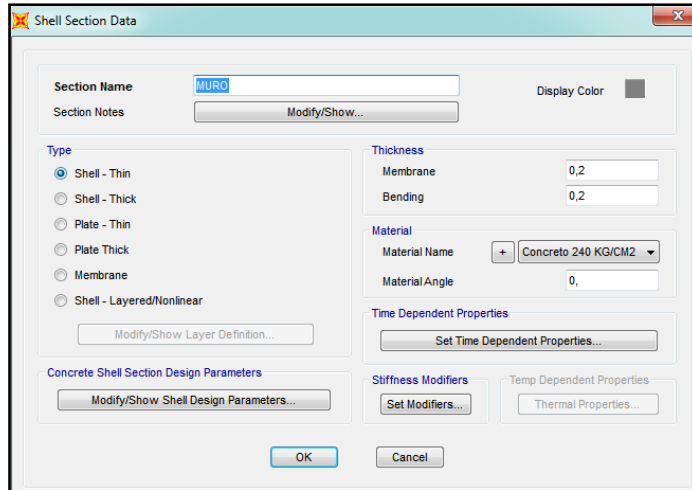


Figura A-53 Propiedades de muro

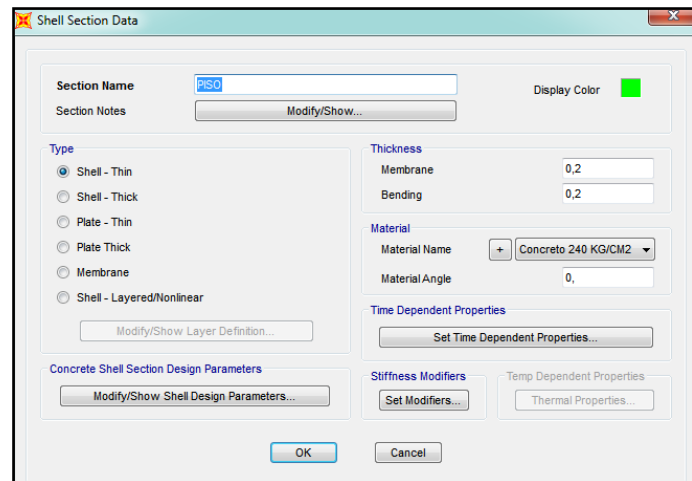


Figura A-54 Propiedades de piso

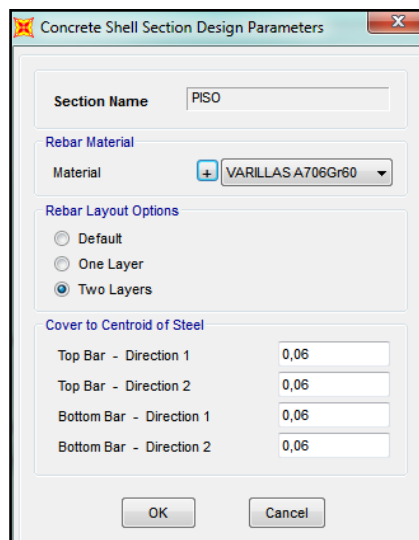
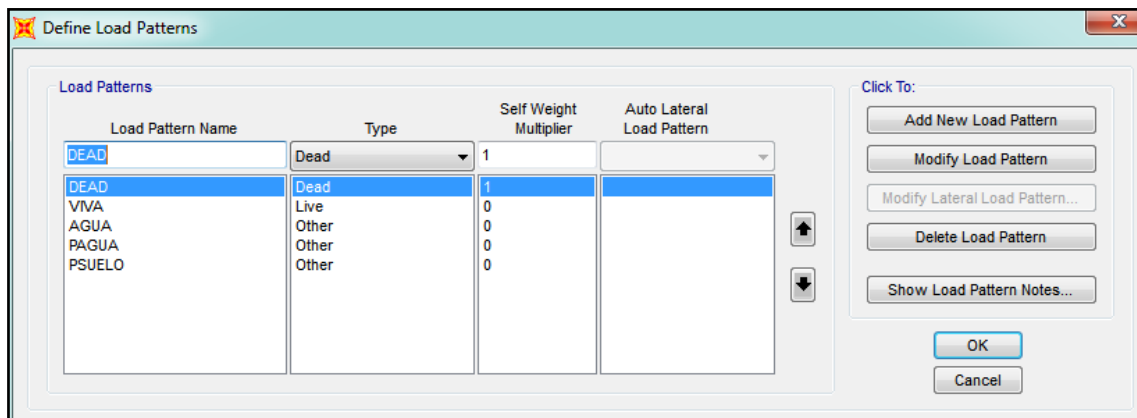


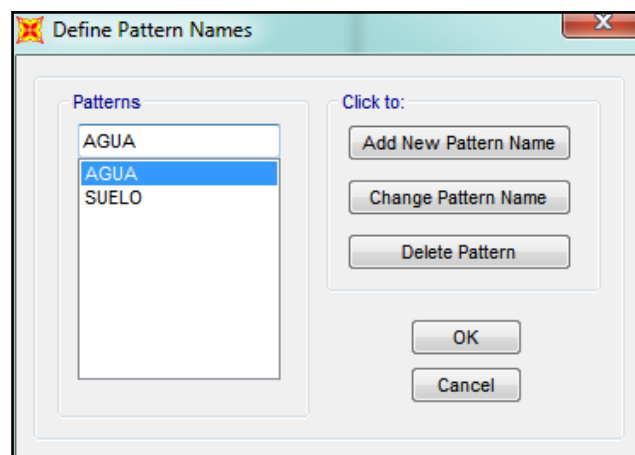
Figura A-55 Recubrimiento y refuerzo

Se define las cargas actuantes que intervienen para el diseño de la piscina y se asume la carga propia del material, por eso la carga muerta se mantiene en 1 mientras que, al resto de las cargas, se ingresa manualmente en el programa.



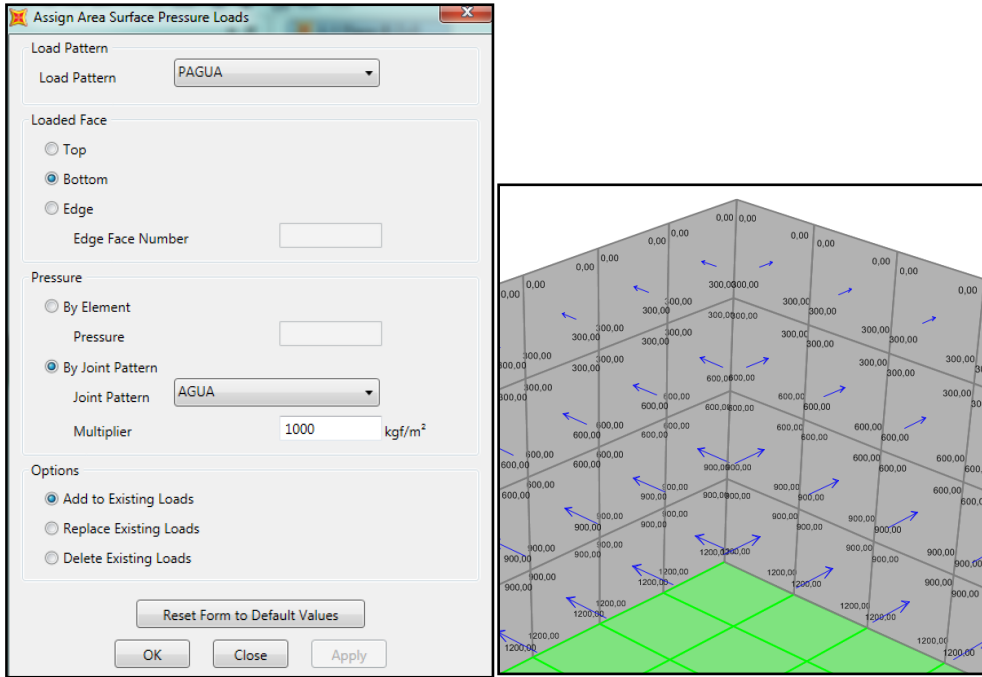
**Figura A-56 Cargas de piscina**

Se procede con la definición de los patrones de carga que son para el agua y suelo.

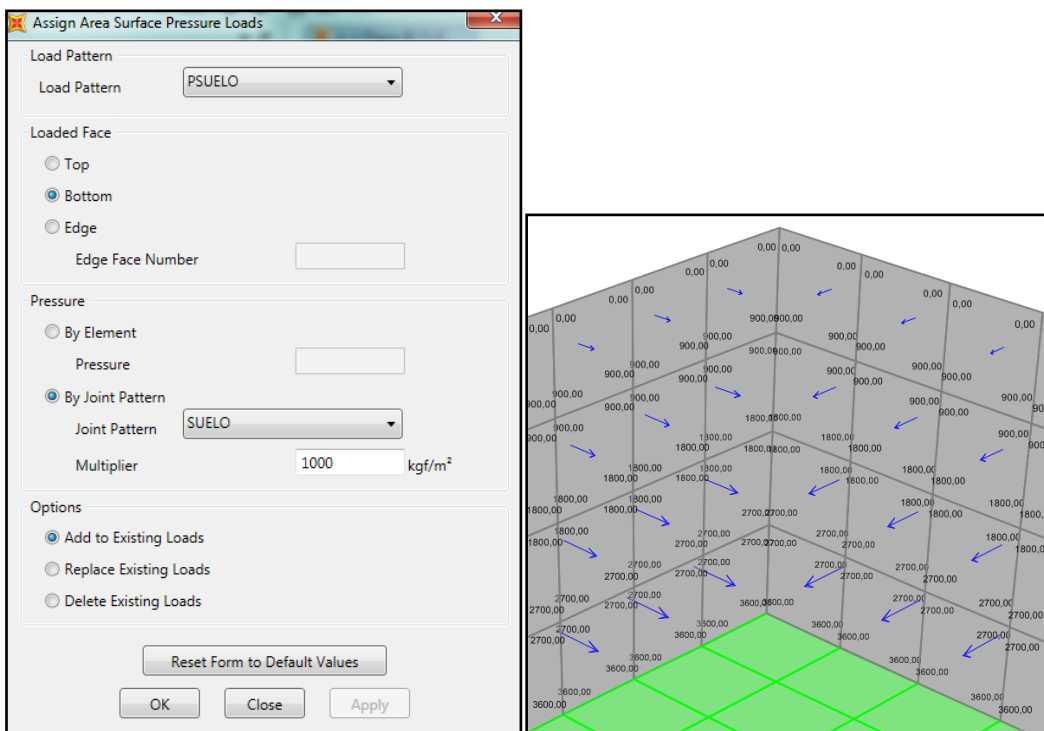


**Figura A-57 Patrones de carga**

Se agrega el patrón de carga para las presiones producida por el agua y el suelo a lo largo de la profundidad de la piscina. La presión del agua es producida de adentro hacia fuera y la presión del suelo es producida de afuera hacia adentro, que aumenta debido a profundidad.

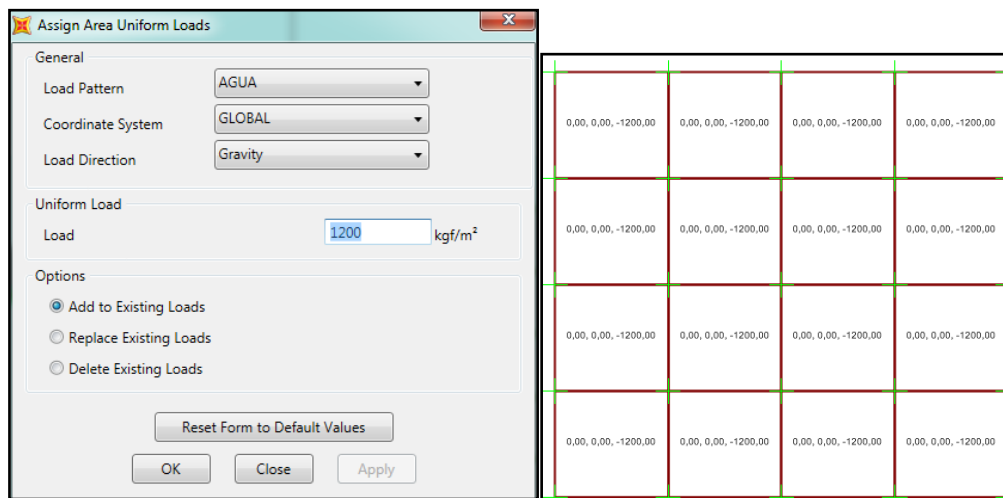


**Figura A-58 Presión del agua**

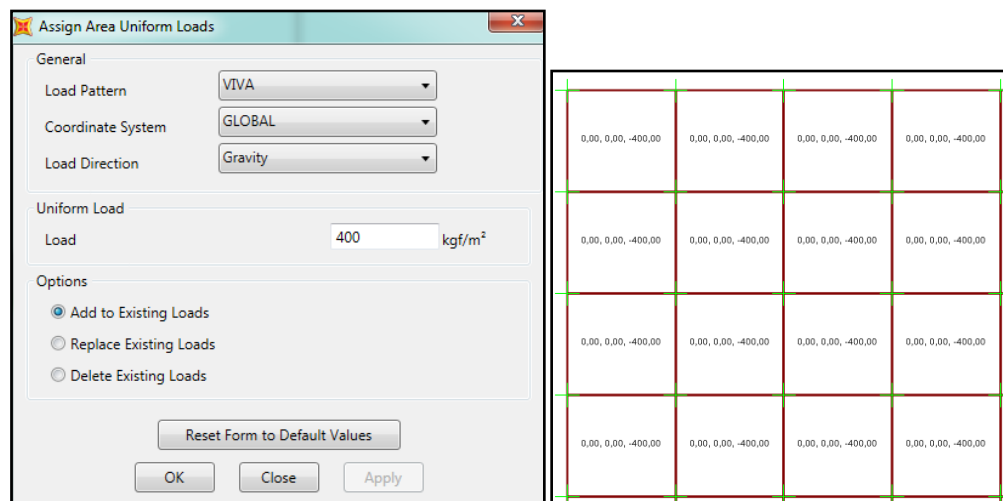


**Figura A-59 Presión del suelo**

Se ingresa la carga del agua y viva en el fondo de la piscina.

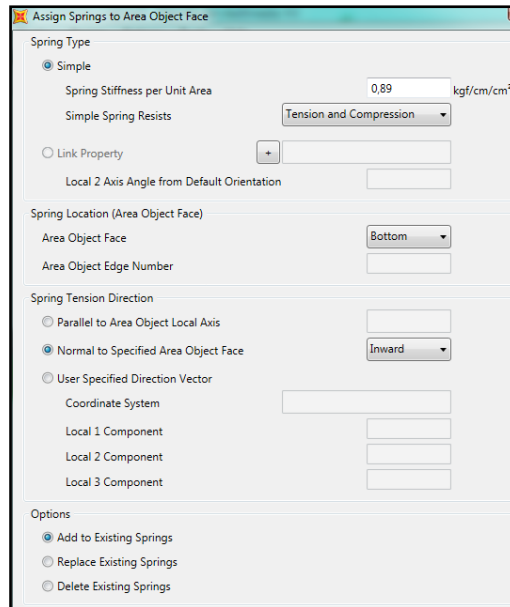


**Figura A-60 Carga del agua**

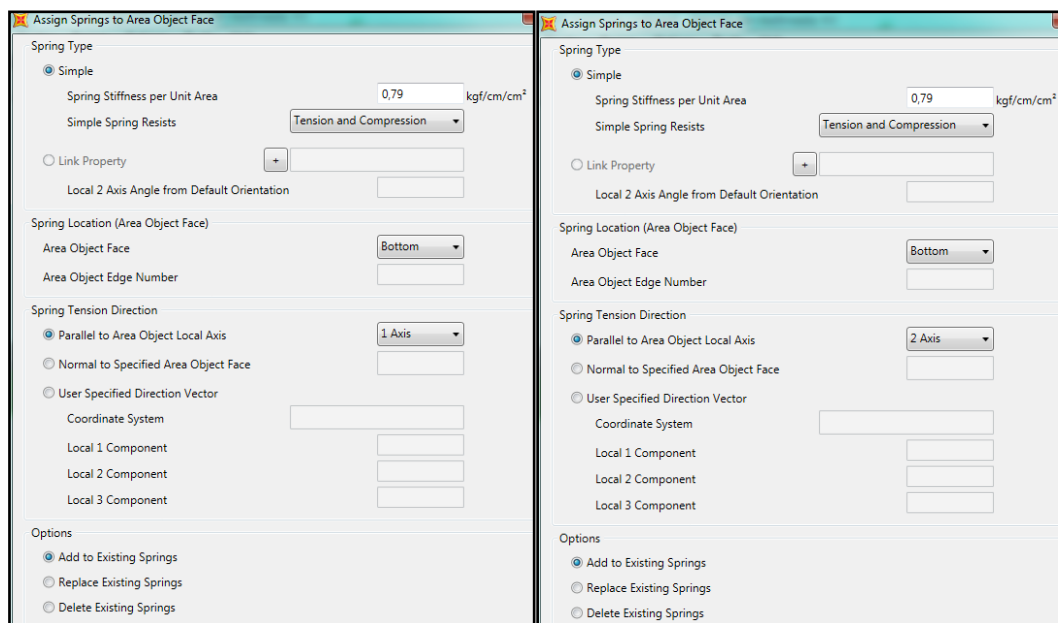


**Figura A-61 Carga viva**

Como la piscina estara asentada en -1.20 metros del nivel del suelo +0.00, es necesario tener en cuenta una interaccion de suelo-estructura, la misma que viene determinado por el estudio de suelo y es el coeficiente de balastro o los resortes del suelo.

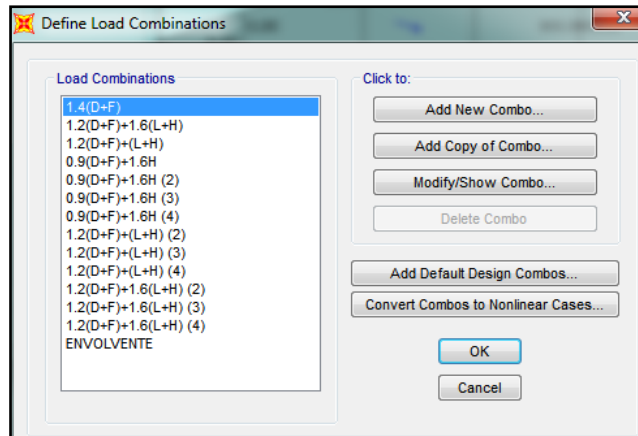


**Figura A-62 Coeficiente de balastro en el piso**



**Figura A-63 Coeficiente de balastro paralelo al eje X-Y**

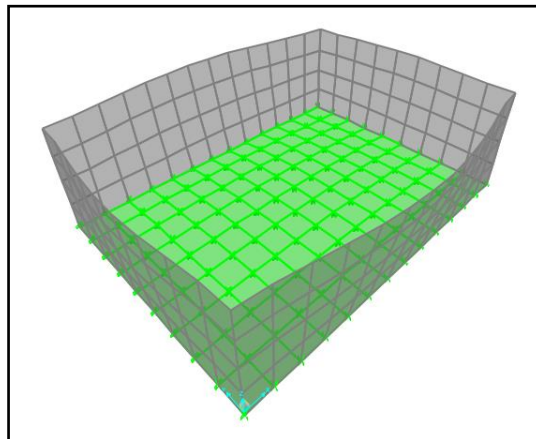
Una vez culminado de ingresar todas las cargas, se procede con las combinaciones de cargas según el método LRFD y ASCE.



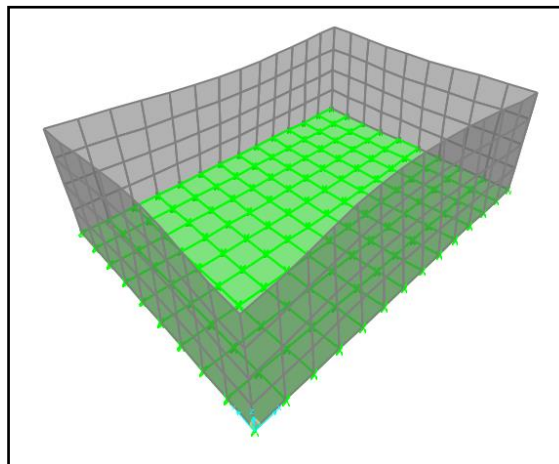
**Figura A-64 Combinaciones de cargas para piscina**

Se procede a correr el programa y se obtiene los resultados obtenidos por las cargas actuantes

**Deformada de la piscina**

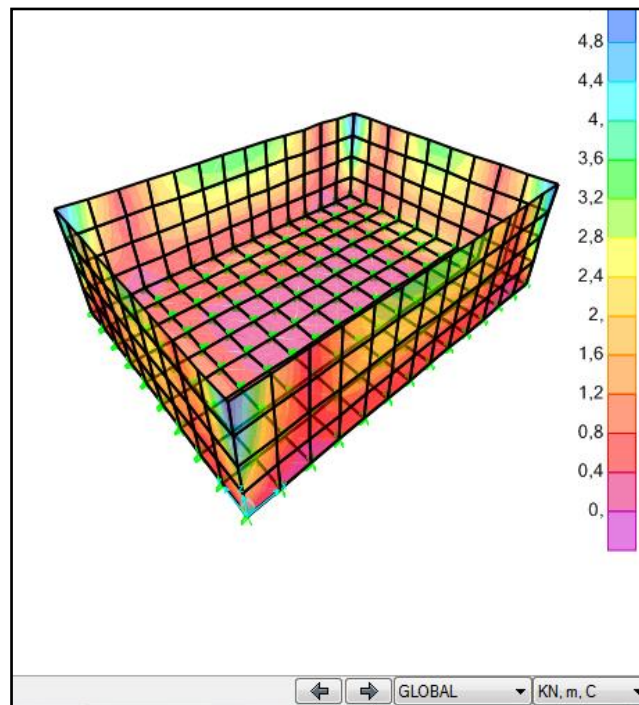


**Figura A-65 Deformada producida por la presión del agua**

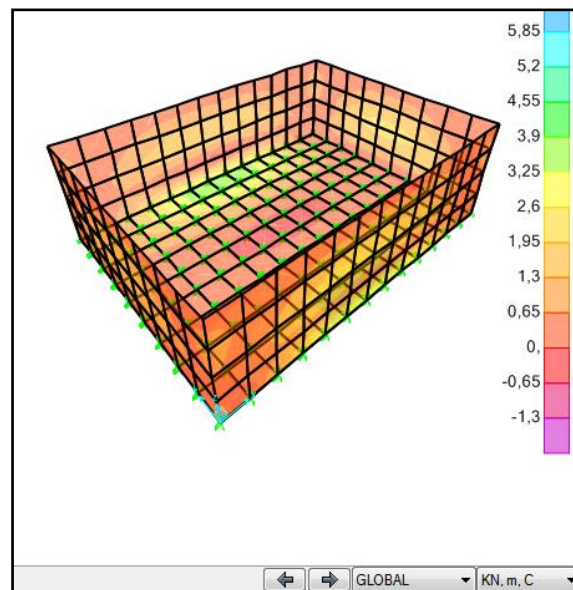


**Figura A-66 Deformada producida por la presión del suelo**

## Diagrama momentos de la piscina



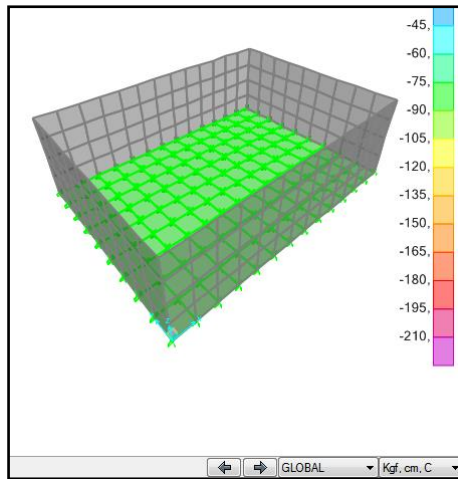
**Figura A-67 Diagrama de momentos M11**



**Figura A-68 Diagrama de momentos M22**

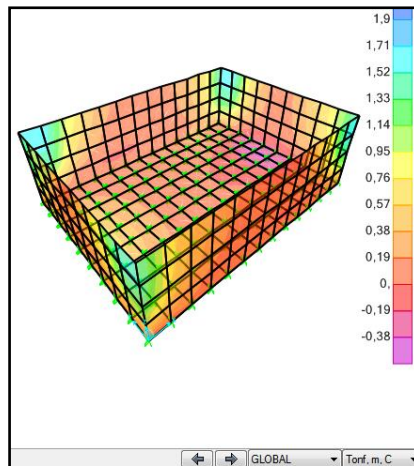
Se procede a la verificación de las presiones del suelo obtenida que deben de ser menores a los coeficientes de balastro ingresados.



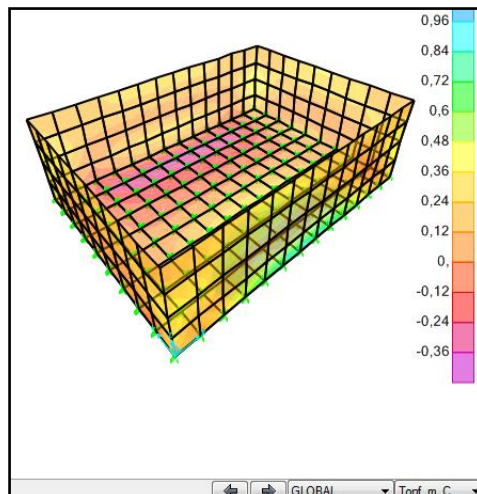


**Figura A-69 Comprobación del coeficiente de balastro obtenido**

Se obtiene los cortantes producidos en los muros de la piscina.



**Figura A-70 Cortante V13 de la piscina**



**Figura A-71 Cortante V23 de la piscina**

## Cálculo de paredes de muro y losa

### Estado de carga producido por el empuje del suelo

Se halla el coeficiente de empuje activo del suelo usando el ángulo de fricción del material alrededor de la cisterna.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{29}{2} \right) = 0.346$$

El empuje activo viene dado por el peso específico del material, la altura y el coeficiente de empuje activo.

$$E_a = \gamma_s * \frac{H^2}{2} * K_a = 1.8 * \frac{1.4^2}{2} * 0.346 = 0.61 \text{ ton/m}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresión del hormigón.

$$V_{uadm} = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El momento flector producido en la pared es calculado en el centro de presión producido. Donde  $d$  es igual al centroide del triángulo de presión producido.

$$M_f = E_a b p = 0.61 * \left( \frac{1.4}{3} \right) = 0.29 \text{ ton} - m$$

$$M_u = (1.3 * M_f) = 1.3 * 0.29 = 0.37 \text{ ton} - m$$

El cortante se encuentra ubicado justamente en el centro de presión del empuje, para ello es el mismo valor del empuje activo.

$$V = E_a = 0.61 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.3 * V = 1.3 * 0.61 = 0.79 \text{ ton}$$

Se verifica tanto el cortante como el momento producido.

Verificación del momento

$$R_u = \frac{M_u * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{0.37 * 10^5}{0.9 * 100 * 10^2} = 4.11 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía para el  $R_u$  es de 0.0019m, por lo tanto se escoge la mínima 0.0033. Se obtiene el área de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$A_s = 0.0033 * b * h = 0.0033 * 100 * 20 = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * d * b_w = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 20 * 100 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1.4}{f_y} * d * b_w = \frac{1.4}{4200} * 20 * 100 = 0.67 \text{ cm}^2$$

Escogiendo el mayor  $A_s$ , se usa  $6\phi 12\text{mm}@15 \text{ cm}$  (Para cada lado)

Verificación del cortante

$$V_{act} = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{0.79 * 10^3}{0.75 * 100 * 10} = 1.05 \text{ kg/cm}^2$$

Como el  $V_{uadm}$  es mayor al  $V_{act}$ , cumple con el cortante producido por la presión del agua.

### Estado de carga producido por el empuje del agua

El empuje activo viene dado por el peso específico del agua y la altura.

$$E_{agua} = \gamma_{agua} * \frac{H^2}{2} = 1 * \frac{1.2^2}{2} = 0.72 \text{ ton/m}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresión del hormigón.

$$V_{uadm} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El momento flector producido en la pared es calculado en el centro de presión producido. Donde  $d$  es igual al centroide del triángulo de presión producido.

$$M_f = E_{abp} = 0.72 * \left(\frac{1.2}{3}\right) = 0.29 \text{ ton} - m$$

$$M_u = (1.3 * M_f) = 1.3 * 0.29 = 0.38 \text{ ton} - m$$

El cortante se encuentra ubicado justamente en el centro de presión del empuje, para ello es el mismo valor del empuje activo.

$$V = E_a = 0.72 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.3 * V = 1.3 * 0.72 = 0.94 \text{ ton}$$

Se verifica tanto el cortante como el momento producido.

Verificación del momento

$$R_u = \frac{M_u * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{0.38 * 10^5}{0.9 * 100 * 10^2} = 4.22 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía para el  $R_u$  es de 0.0019m, por lo tanto se escoge la mínima 0.0033. Se obtiene el área de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$A_s = 0.0033 * b * h = 0.0033 * 100 * 25 = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * d * b_w = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 20 * 100 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1.4}{f_y} * d * b_w = \frac{1.4}{4200} * 20 * 100 = 0.67 \text{ cm}^2$$

Escogiendo el mayor  $A_s$ , se usa  $6\phi 14\text{mm}@15 \text{ cm}$  (Para cada lado)

Verificación del cortante

$$V_{act} = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{0.94 * 10^3}{0.75 * 100 * 10} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

Como el  $V_{uadm}$  es mayor al  $V_{act}$ , cumple con el cortante producido por la presión del agua.

### Losa inferior

Espesor: 0.20 m

Carga de la losa: peso propio del agua y peso propio del concreto

Peso del agua:  $1000 \text{ kg/m}^3 * 1.2 \text{ m} = 1200 \text{ kg/m}^2$

Peso del concreto:  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}^2$

$W = 1200 + 480 = 1680 \text{ kg/m}^2 = 1.68 \text{ ton/m}^2$

Momento flectores producidos en la losa

$$M(-) = \frac{w * l^2}{24} = \frac{1.68 * 2.7^2}{24} = 0.51 \text{ ton} - m$$

$$M_u = 1.3M = 0.51 * 1.3 = 0.66 \text{ ton} - m$$

$$M(+) = \frac{w * l^2}{12} = \frac{1.68 * 2.7^2}{12} = 1.02 \text{ ton} - m$$

$$M_u = 1.3M = 1.02 * 1.3 = 1.22 \text{ ton} - m$$

Momento flectores producidos en la losa

$$V_a = V_b = \frac{w}{s} = \frac{1.68}{0.4} = 4.2 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.3 * V_b = 1.3 * 4.2 = 5.46 \text{ ton}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresión del hormigón.

$$V_{uadm} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Verificación del momento

$$R_u(-) = \frac{M_u * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{0.66 * 10^5}{0.9 * 100 * 10^2} = 7.33 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía para el  $R_u(-)$  es de 0.0034.

$$R_u(+) = \frac{M_u * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{1.22 * 10^5}{0.9 * 100 * 10^2} = 13.56 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía para el  $R_u(+)$  es de 0.0065.

Se obtiene el área de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$A_s(-) = 0.0034 * b * h = 0.0034 * 100 * 20 = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = 0.0065 * b * h = 0.0065 * 100 * 20 = 13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * d * b_w = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 20 * 100 = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1.4}{f_y} * d * b_w = \frac{1.4}{4200} * 20 * 100 = 0.67 \text{ cm}^2$$

Se usa 6ø12mm@15 cm para ambos casos de  $A_s$  para ser conservador.

Verificación del cortante

$$V_{act} = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{5.46 * 10^3}{0.75 * 100 * 10} = 7.28 \text{ kg/cm}^2$$

Como el  $V_{adm}$  es mayor al  $V_{act}$ , cumple con el cortante producido por la presión del agua.

### Dibujo de la piscina

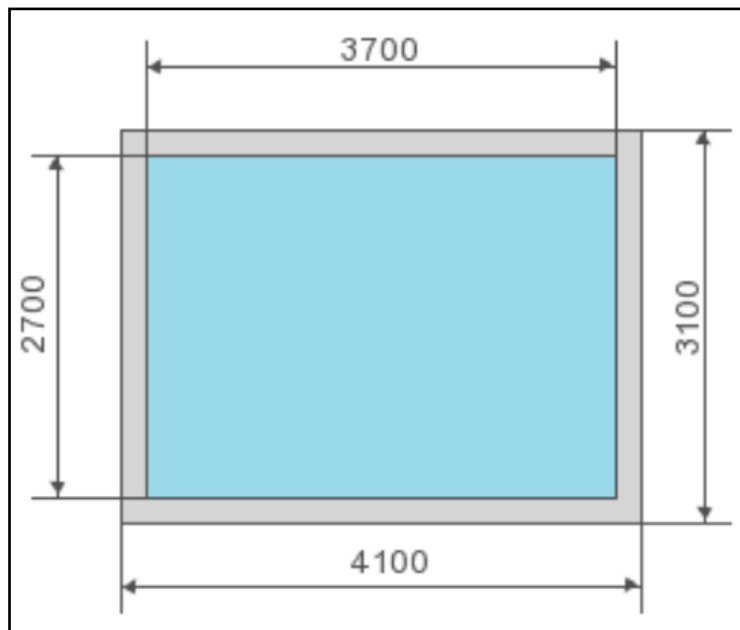


Figura A-72 Dimensiones de la piscina-Vista superior

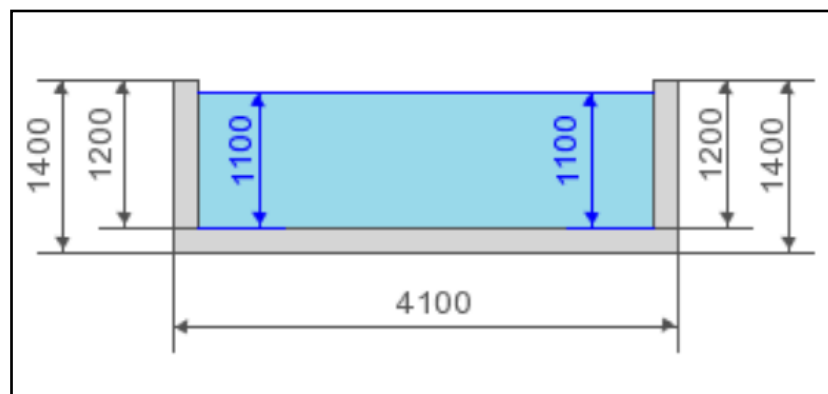


Figura A-73 Dimensiones de la piscina – Vista lateral

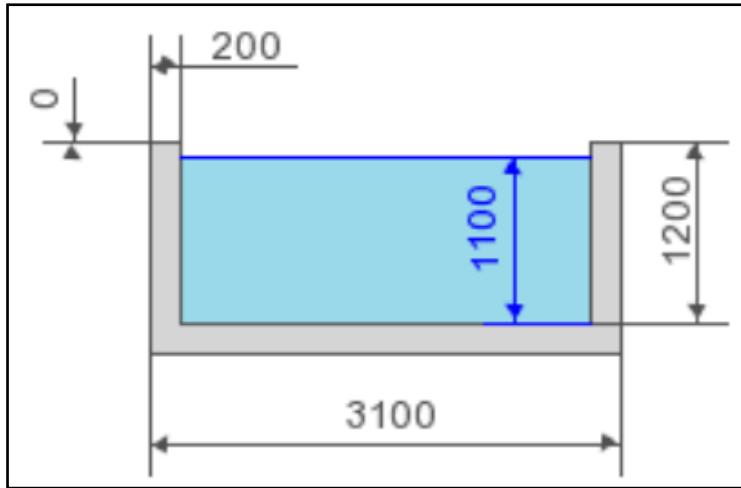


Figura A-74 Dimensiones de la piscina – Vista Frontal

**MEMORIA DE CÁLCULO  
DE MURO DE  
CONTENCIÓN**

## Memoria de cálculo del muro de contención

### Dimensiones del muro

$H_z = 0.20 \text{ m}$

$H_p = 1.9 \text{ m}$

$B_2 = 0.75 \text{ m}$

$B_1 = 0.95 \text{ m}$

$T_2 = 0.30 \text{ m}$

$T_1 = 0.20 \text{ m}$

FS volcamiento = 1.5

FS deslizamiento = 1.5

### Características del suelo

$\gamma_s = 11.77 \text{ KN/m}^3 = 1.2 \text{ t/m}^2$

$Y = 2.1 \text{ m}$

$\phi = 29^\circ$

$q_a = 1.22 \text{ kg/cm}^2 = 12 \text{ t/m}^2$

$\theta = 0$

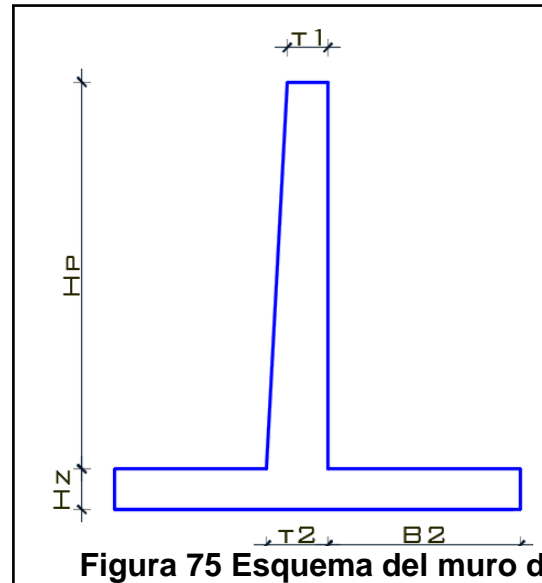


Figura 75 Esquema del muro de contención

Se determina el centro de gravedad del muro y pesos respectivamente

Figura	$y_i \text{ (m)}$	$X_i \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$Ay_i \text{ (m}^3\text{)}$	$Ax_i \text{ (m}^3\text{)}$	Peso (kn)
1	0.100	1.000	0.40	0.04	0.400	9.42
2	1.150	1.200	0.38	0.437	0.456	8.95
3	0.833	1.067	0.095	0.079	0.101	2.24
Relleno	1.150	1.650	1.33	1.5295	2.195	15.65
		total	2.205	2.0855	3.152	36.26

Longitud: 1 m

Peso específico del muro:  $23.54 \text{ KN/m}^2 = 2.4 \text{ t/m}^3$

Peso muerto total (W) = 36.26 KN

Coefficiente de empuje activo ( $K_a$ )

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(29)}{1 + \text{sen}(29)} = 0.347$$

$$E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma_s * y^2 = \frac{1}{2} * 0.347 * 11.77 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} * (2.1 \text{ m})^2 = 9 \text{ Kn}$$

$E_{ay}$  = Empuje del suelo vertical

$E_{ah}$  = Empuje del suelo horizontal

$$E_{ah} = 9 \text{ Kn} * \cos(0) = 9 \text{ Kn}$$

$$E_{ay} = 9 \text{ Kn} * \text{sen}(0) = 0 \text{ Kn}$$



### Momento resistente

$$Mr = \sum (W_{\text{muro}} * xi) + W_{\text{relleno}} * xi$$

$$Mr = (1m * 9.42 Kn + 1.2m * 8.95Kn + 1.067m * 2.24Kn) + 1.65m * 15.65Kn$$

$$Mr = 48.37 Kn.m$$

### Momento volcante

$$Mv = Eah * \frac{y}{3} = 9 Kn * \frac{2.1m}{3} = 6.3 Kn$$

### Volcamiento:

$$FSV = \frac{Mr}{Mv} = \frac{48.37 Kn.m}{6.3 Kn.m} = 7.67$$

### Deslizamiento

$$u = \tan \delta = \tan(29) = 0.554$$

$$FSD = W_{\text{total}} * \frac{u}{Eah} = 36.26 Kn * \frac{0.554}{9 Kn} = 2.23$$

No es necesario utilizar el dentellón debajo de la losa de cimentación.

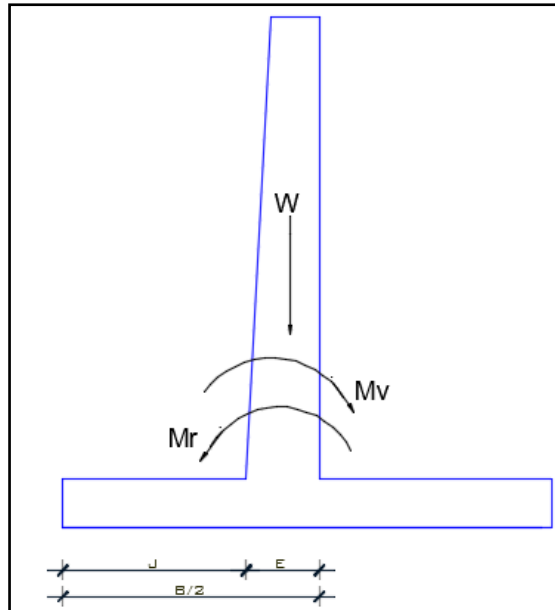
Esfuerzos generados en el suelo de la cimentación

$$j = \frac{Mr - Mv}{W_{\text{total}}} = \frac{48.37 Kn - 6.3 Kn}{36.26 Kn} = 1.16 m$$

$$e = \frac{B}{2} - j \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{1.16 m + 0.95 m}{2} - 1.16m \leq \frac{1.16 m + 0.95 m}{6}$$

$$e = 0.105 m \leq 0.352 m$$



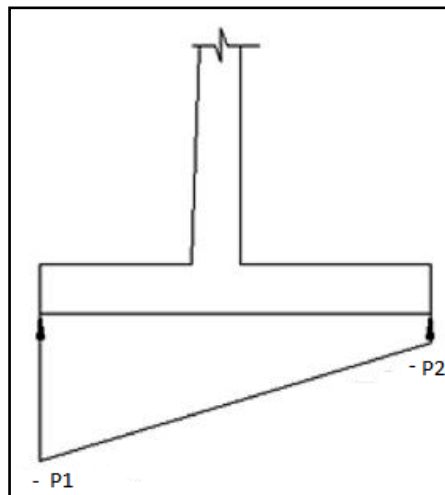
**Figura A-76 Dimensiones, peso y momentos en Muro**

Debido a que la excentricidad es menor que  $L/6$  se presenta un régimen de esfuerzos de compresión, con una distribución trapezoidal de esfuerzos

$$P_{1,2} = \frac{W_{total}}{B * L} * \left( 1 \pm \frac{6 * e}{B} \right) = \frac{36.26 \text{ Kn} * 10 - 3}{2 \text{ m} * 1 \text{ m}} * \left( 1 \pm \frac{6 * 0.105 \text{ m}}{2 \text{ m}} \right)$$

$$P_1 = 0.0238 \text{ MPa} = 2.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Cumple es menor a } Qa = 0.117 \text{ MPa} = 12 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 0.0124 \text{ MPa} = 1.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Cumple es menor a } Qa = 0.117 \text{ MPa} = 12 \text{ t/m}^2$$



**Figura A-77 Distribución de esfuerzos en el suelo**

## Diseño de refuerzo del muro

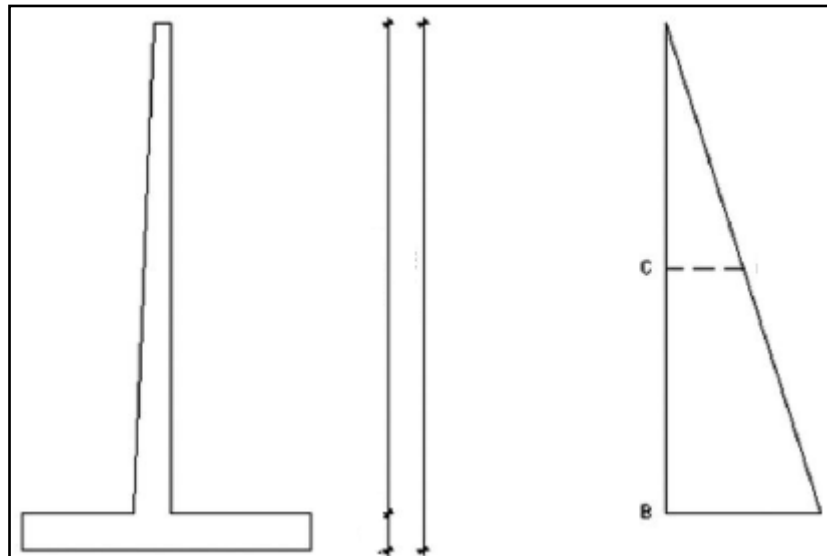


Figura A-78 Presiones en la pantalla del muro

### a) Diseño de la pantalla

Obtenemos las presiones en los puntos C y B

$$P_c = \gamma * h_p * k_a = 11.77 \frac{Kn}{m^2} * \frac{1.9m}{2} * 0.347 = 3.88 \frac{KN}{m^2} = 0.3959 \frac{t}{m^2} = 0.0038 MPa$$

$$P_b = \gamma * h_p * k_a = 11.77 \frac{Kn}{m^2} * 1.9 m * 0.347 = 7.76 \frac{KN}{m^2} = 0.792 \frac{t}{m^2} = 0.0078 MPa$$

$$brazo: \frac{h_p}{3} = \frac{1.9m}{3} = 0.63 m$$

$$brazo: \frac{h_p}{2} - \frac{h_p}{3} = \frac{1.9m}{2} - \frac{1.9m}{3} = 0.317 m$$

Momento en puntos B y C			
Punto	Eah(Kn)	Brazo(m)	M(Kn.m)
C	3.88	0.317	1.23
B	7.76	0.63	4.89

### Carga última

$$P_u = 1.6 * Eah = 1.6 * 9Kn = 14.4 Kn$$

$$M_{uc} = 1.6 * M = 1.6 * 1.23 Kn.m = 1.968 Kn.m$$

$$M_{ub} = 1.6 * M = 1.6 * 4.89 Kn.m = 7.824 Kn.m$$

Datos

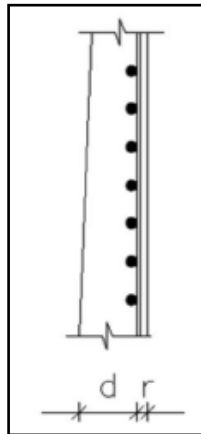
F<sub>y</sub>=4200 MPa

F'c=240 kg/cm<sup>2</sup>

Recubrimiento= 7.5 cm

En el punto b, la d varia  $0.30 \text{ m} - 0.075 \text{ m} = 0.225 \text{ m}$

En el punto c, la d varia  $0.25 \text{ m} - 0.075 \text{ m} = 0.175 \text{ m}$



**Figura A-79 Distribución de acero en pantalla**

**Acero longitudinal**

$$A_s = 0.85 * \frac{f'_c * b * d}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

Para el punto B

$$A_s = 0.85 * \frac{24 \text{MPa} * 1 \text{m} * 0.225 \text{m}}{420 \text{MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7.824 \text{Kn.m}}{0.85 * 0.9 * 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 10^3 * 1 \text{m} * (0.225 \text{m})^2}} \right)$$

$$= 0.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420 \text{MPa}} * 1 \text{m} * 0.225 \text{m} = 7.5 \text{ cm}^2$$

5Ø14mm @20 cm

Para el punto C

$$A_s = 0.85 * \frac{24 \text{MPa} * 1 \text{m} * 0.175 \text{m}}{420 \text{MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.968 \text{Kn.m}}{0.85 * 0.9 * 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 10^3 * 1 \text{m} * (0.175 \text{m})^2}} \right)$$

$$= 0.298 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420 \text{MPa}} * 1 \text{m} * 0.175 \text{m} = 5.83 \text{ cm}^2$$

10Ø10mm @10 cm

### Longitud de desarrollo

$$l_d = \left( \frac{f_y * \psi_e * \psi_t * \lambda}{1.4\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Para B y C

$$l_d = \left( \frac{420MPa * 1 * 1 * 1}{1.4\sqrt{24MPa}} \right) d_b = 61.23 d_b$$

$$l_d = 61.23 * 0.014m = 0.86 \text{ cm}$$

### Refuerzo transversal

En la sección menor  $A_s \text{ temperatura} = 0.0018 * B * d$

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 22.5 \text{ cm} = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$4\Phi 12\text{mm} @ 25\text{cm}$$

### Chequeo por corte

$$P_u = 14.4 \text{ Kn}$$

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} = 0.17\sqrt{24MPa} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$d = \frac{P_u}{0.85 * B * V_c} = \frac{14.4 \text{ Kn}}{0.85 * 1\text{m} * 0.83 \text{ MPa} * 10^3} = 0.0204 \text{ m}$$

$$t = d + \text{rec.} = 0.0204 \text{ m} + 0.075 \text{ m} = 0.0954 \text{ m} = 9.54 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

### Acero horizontal de la pantalla

$$A_{sh} = 0.0025bt$$

$$A_{sh} = 0.0025(100)(30+20)/2 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se distribuye 1/3 en la cara interior y 2/3 en la cara exterior

$$A_s \text{ cara interior} = 6.25/3 = 2.083 \text{ cm}^2$$

$$3\Phi 12\text{mm} @ 30 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ cara exterior} = 6.25 * (2/3) = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$4\Phi 12\text{mm} @ 25 \text{ cm}$$

$$l_d = \left( \frac{420MPa * 1 * 1 * 1}{1.4\sqrt{24MPa}} \right) d_b = 61.23 d_b$$

$$l_d = 61.23 * 0.012\text{m} = 0.74 \text{ cm}$$

Acero vertical de la cara exterior

$$A_s = 0.012bt$$

$$A_{sh} = 0.0012(100)(30+20)/2 = 3\text{cm}^2$$

$$3\Phi 12\text{mm} @ 30 \text{ cm}$$

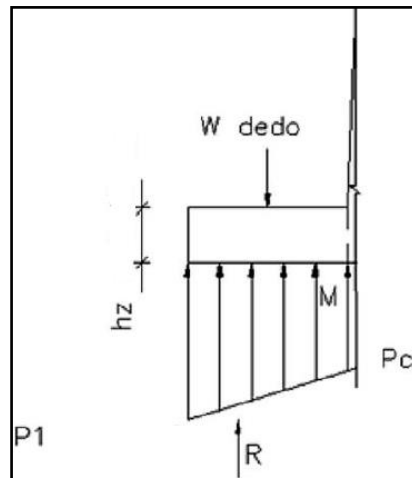
### Presión en la cara del muro

$$H_z = 0.20 \text{ m}$$

$$B_2 = 0.75 \text{ m}$$

$$P_1 = 0.0238 \text{ MPa} = 23.8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_c = 0.0168 \text{ MPa (Presión en la cara del muro)} = 16.8 \text{ kN/m}^2$$



**Figura A-80 DLC del dedo del muro**

$$R_u = 1.6 * R$$

$$R = \left( \frac{0.75 \text{ m} * (0.0238 \text{ MPa} - 0.0168 \text{ MPa}) * 1 \text{ m}}{2} + 0.0168 \text{ MPa} * 0.75 \text{ m} * 1 \text{ m} \right) * 10^3$$

$$= 15.225 \text{ Kn}$$

$$R_u = 1.6 * 15.225 \text{ Kn} = 24.36 \text{ kN}$$

$$W_{dedo} = 0.20 \text{ m} * 0.75 \text{ m} * 1 \text{ m} * 23.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.53 \text{ kN}$$

$$W_u = 1.4 * W_{dedo} = 1.4 * 3.53 \text{ kN} = 4.94 \text{ kN}$$

Respecto a M

$$M_u = \frac{2 * 0.75 \text{ m}}{3} * 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{0.75 \text{ m}}{2} * 16.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 4.94 \text{ kN} * \frac{0.75 \text{ m}}{2} = 7.95 \text{ kN.m}$$

Datos

$$F_y = 420 \text{ MPA}$$

$$F'_c = 24 \text{ Mpa}$$

$$\text{Recubrimiento } 7.5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.225 \text{ m}$$

Acero longitudinal

$$A_s = 0.85 * \frac{24MPa * 1m * 0.225m}{420MPa} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7.95Kn.m}{0.85 * 0.9 * 24 \frac{KN}{m^2} * 10^3 * 1m * (0.225m)^2}} \right)$$

$$= 0.94 cm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420MPa} * 1m * 0.225 m = 7.5 cm^2$$

5Ø14mm @20 cm

### Longitud de desarrollo

$$l_d = \left( \frac{f_y * \psi_e * \psi_t * \lambda}{1.4 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Para B y C

$$l_d = \left( \frac{420MPa * 1 * 1 * 1}{1.4 \sqrt{24MPa}} \right) d_b = 61.23 d_b$$

$$l_d = 61.23 * 0.014m = 0.86 cm$$

### Refuerzo transversal

En la sección menor  $A_s \text{ temperatura} = 0.0018 * B * d$

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 * 100 cm * 22.5 cm = 4.05 cm^2$$

4Ø12mm @25cm (superior e inferior)

### Chequeos por corte

$$V_u = R_u - W_u$$

$$V_u = 24.36 kN - 4.94 kN = 19.42 kN$$

$$v_u = \frac{V_u}{0.85 * B * d} = \frac{19.42 kN}{0.85 * 1m * 0.225 m} = 101.54 \frac{kN}{m^2}$$

$$v_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} = 0.17 * \sqrt{24 MPa} = 0.833 MPa = 833 \frac{kN}{m^2}$$

Verificar  $v_u < v_c$

$$101.54 \frac{kN}{m^2} < 833 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Cumple}$$

## Dibujos de diseño estructural del muro de contención

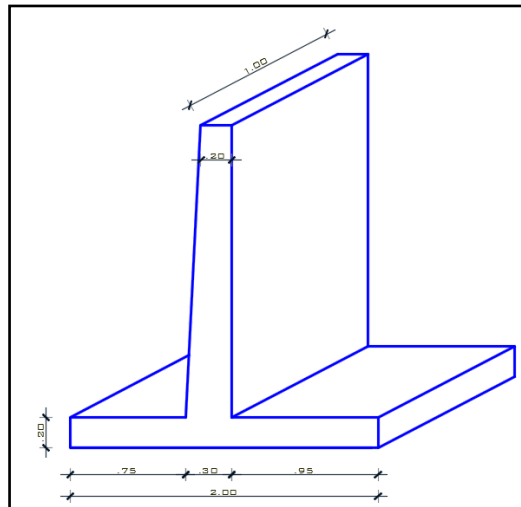


Figura A-81 Vista isométrica del muro

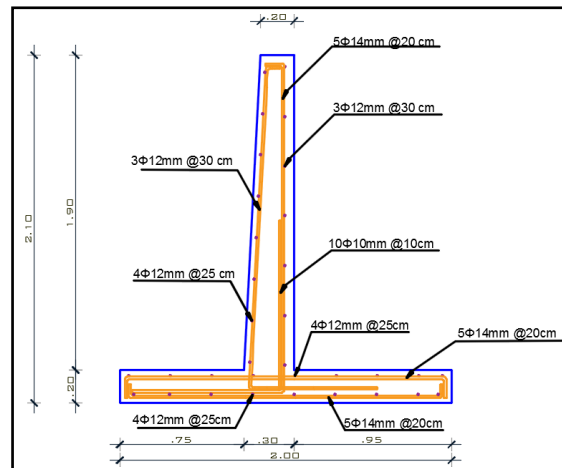


Figura A-82 Sección transversal del muro

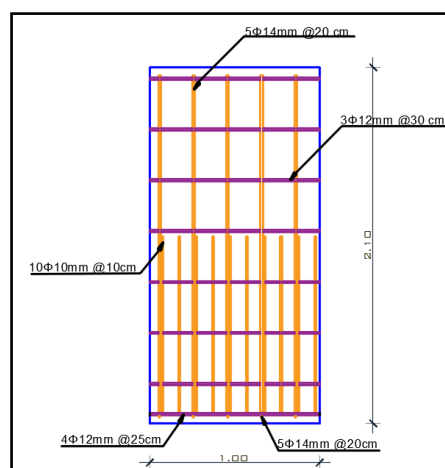


Figura A-83 Sección transversal - pantalla del muro



# **MEMORIA DE CÁLCULO DE CISTERNA**

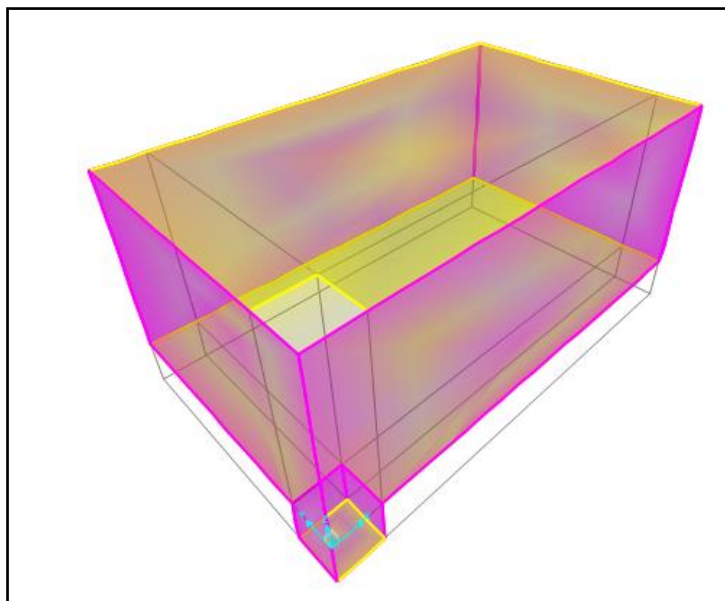
## MEMORIA DE CÁLCULO DE LA CISTERNA

Según el plano arquitectónico, la cisterna se encuentra ubicada a un extremo del centro de salud con el fin de no modificar la estructura para su ubicación, por ello posee dimensiones de 3.5 metros de ancho, 5.5 metros de largo con una profundidad de 2 metros y un carcamo de bombeo de 0.5 metros de lado y alto, la misma que se usará para el abastecimiento de las instalaciones sanitarias.

Para su modelado, será necesario utilizar el programa SAP2000 para establecer las fuerzas que actúan en la cisterna como por ejemplo la presión lateral del suelo, la presión lateral del agua, la carga muerta (materiales + fluido), la carga viva (personas).

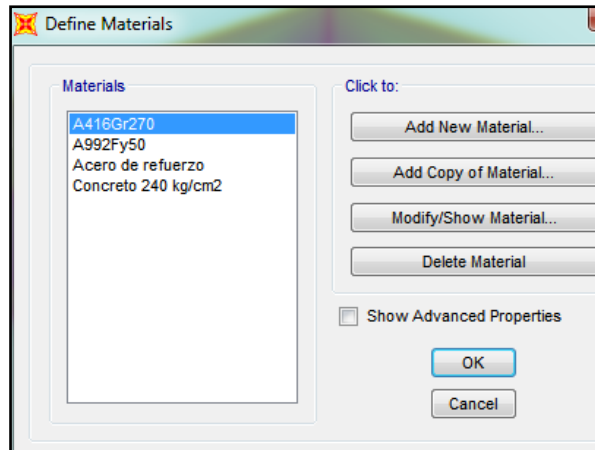
### Modelado en sap2000

Se ingresan las dimensiones de la cisterna según el volumen requerido de 30 m<sup>3</sup> para el abastecimiento, que son 5.5 metros de largo, 3.5 metros de ancho y 2 metros que cuenta con un carcamo de bombeo de 0.5 metros de lado y alto.



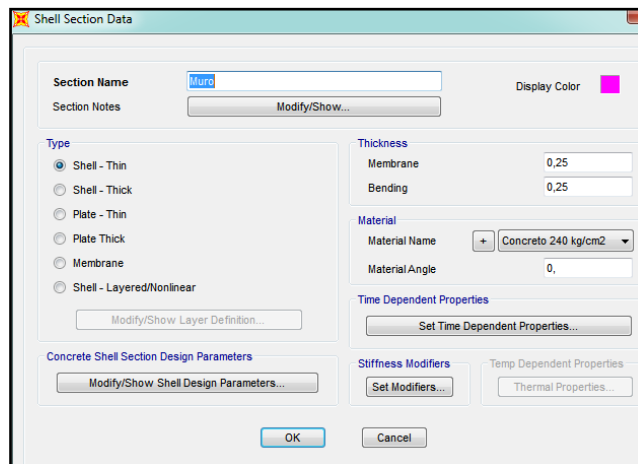
**Figura A-84 Geometría de la cisterna**

Se ingresan los materiales de la cisterna que es hormigón estructural de 240 kg/cm<sup>2</sup> y varillas de refuerzo de acero A615 de G60.

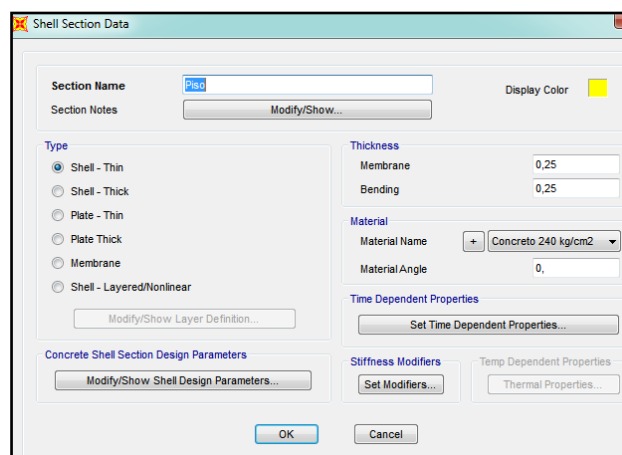


**Figura A-85 Materiales para la cisterna**

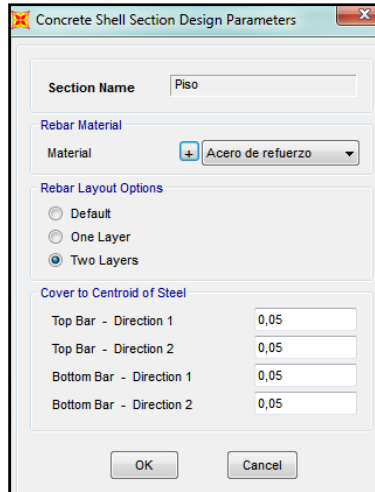
Se definen los espesores de los muros y la losa de cisterna, que son 25 cm para muros y 25cm para la losa, que contarán con refuerzo longitudinal y transversal con un espesor de 5 cm para recubrimiento de cada elemento estructural.



**Figura A-86 Propiedades de muro de cisterna**

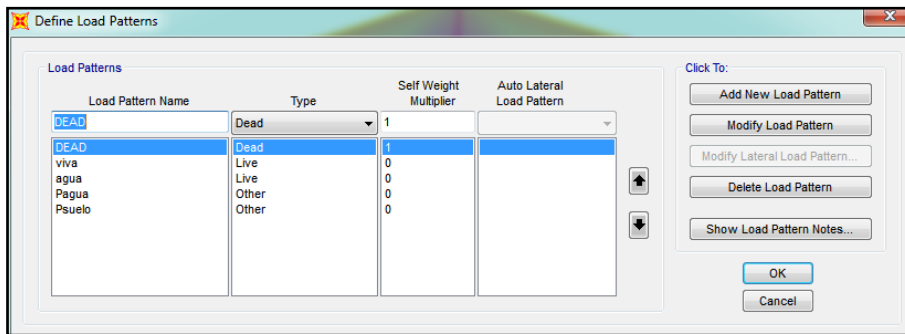


**Figura A-87 Propiedades de piso para cisterna**



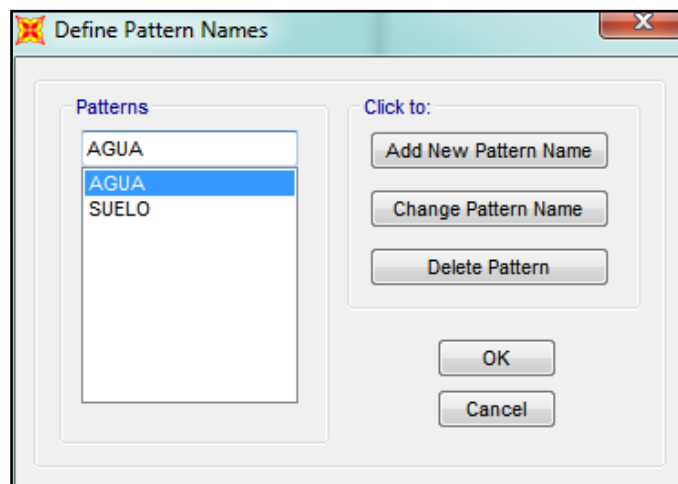
**Figura A-88 Recubrimiento y refuerzo para cisterna**

Se define las cargas actuantes que intervienen para el diseño de la cisterna y se asume la carga propia del material, por eso la carga muerta se mantiene en 1 mientras que, al resto de las cargas, se ingresa manualmente en el programa.



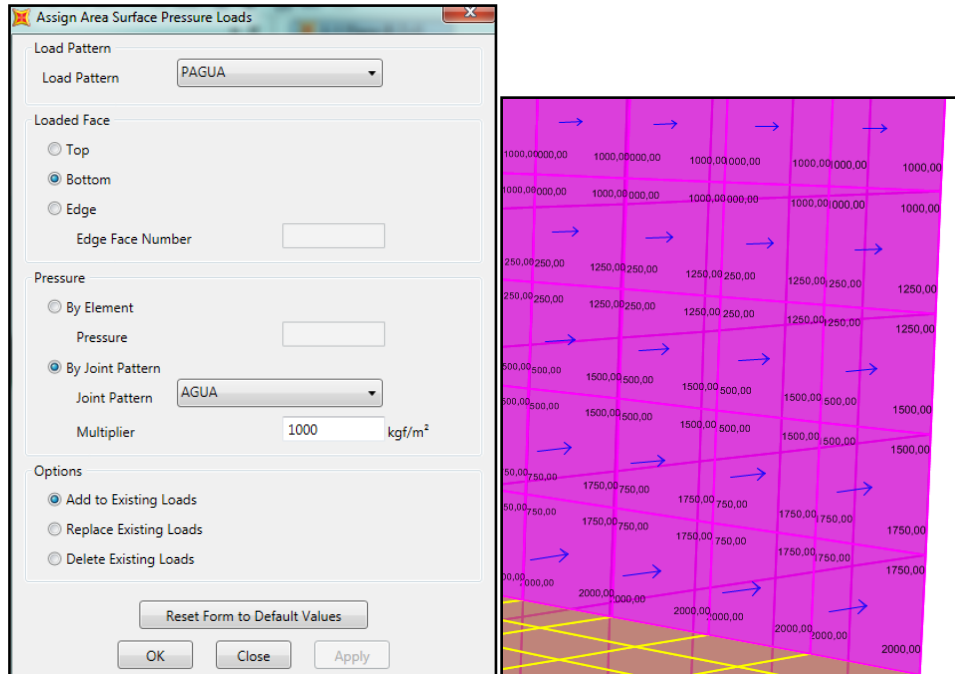
**Figura A-89 Cargas de cisterna**

Se procede con la definicion de los patrones de carga que son para el agua y suelo.

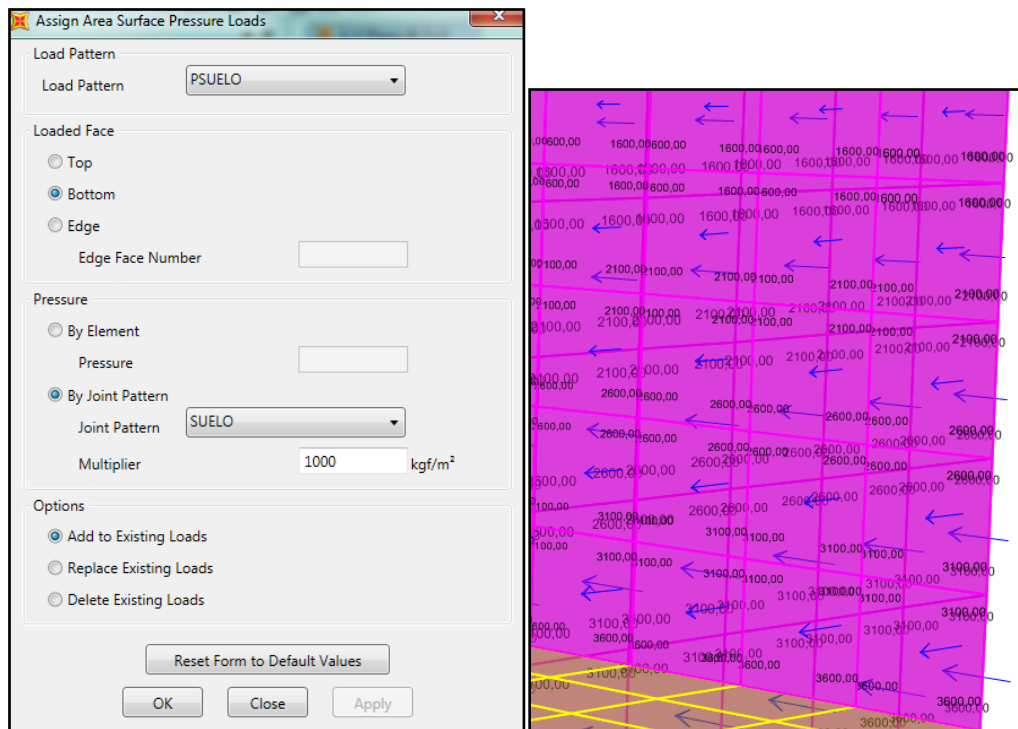


**Figura A-90 Patrones de carga**

Se agrega el patrón de carga para las presiones producida por el agua y el suelo a lo largo de la profundidad de la piscina. La presión del agua es producida de adentro hacia fuera y la presión del suelo es producida de afuera hacia adentro, que aumenta debido a profundidad.

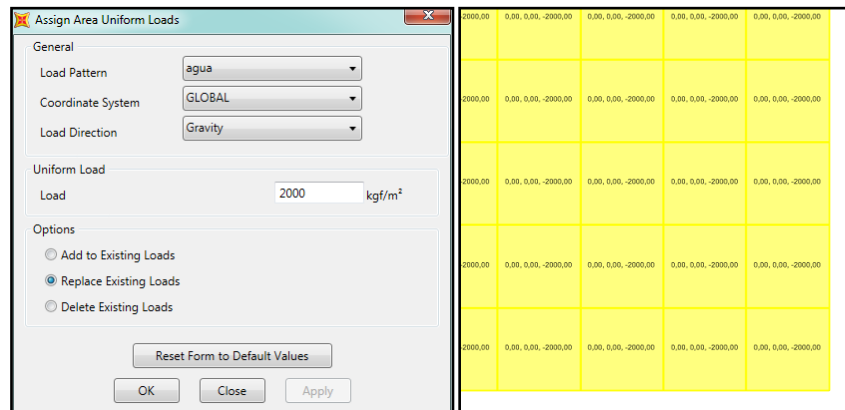


**Figura A-91 Presión del agua para pared de cisterna**



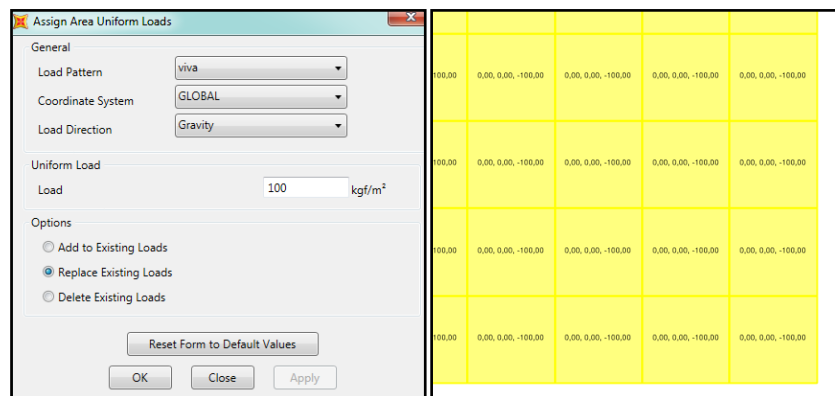
**Figura A-92 Presión del suelo para pared de cisterna**

Se ingresa la carga del agua y viva en el fondo de la cisterna, como son 2 metros de profundidad se agrega de carga de fluido de 2000 kg/m<sup>2</sup>.



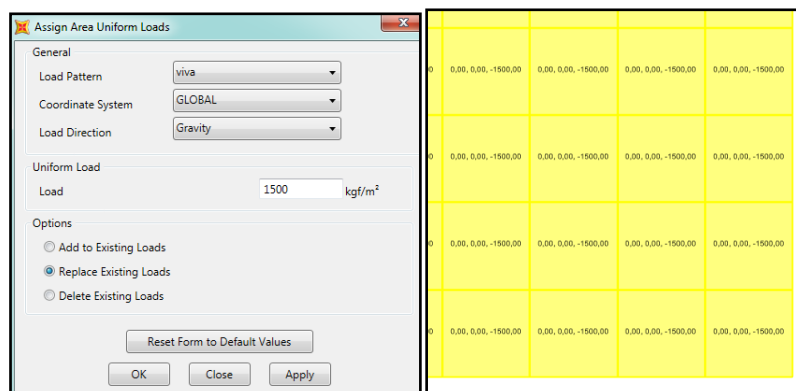
**Figura A-93 Carga del agua en losa de fondo de cisterna**

Como es cisterna, entonces se pone una carga viva de 100 kg/m<sup>2</sup> asumiendo el peso de una persona que realiza limpieza en el fondo de la cisterna.



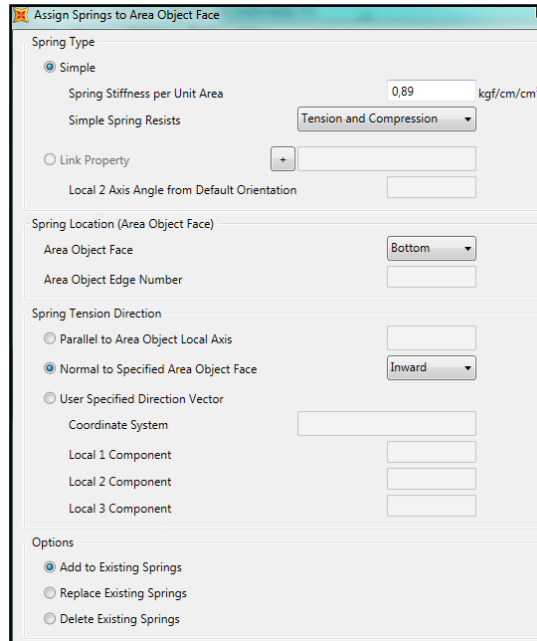
**Figura A-94 Carga viva en losa de fondo de cisterna**

Como la cisterna en su parte superior estará expuesta a la superficie, es necesario colocar una carga viva de 1500 kg/m<sup>2</sup> en tal caso que un grupo de personas se aglomere en el centro de luz de la cisterna.

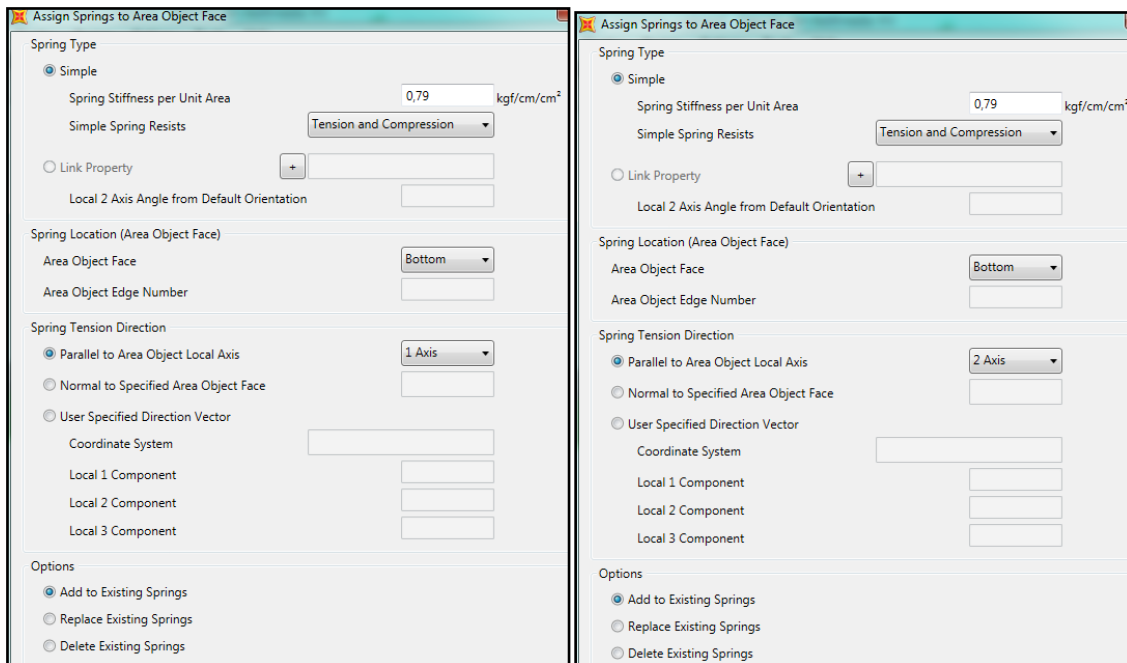


**Figura A-95 Carga viva en losa exterior**

Como la cisterna se encontrara por debajo de 3 metros a nivel del suelo +0.00, es necesario tener en cuenta una interaccion de suelo-estructura, la misma que viene determinado por el estudio de suelo y es el coeficiente de balastro. Para eso es necesario colocar en el fondo de la cisterna los resortes del suelo.

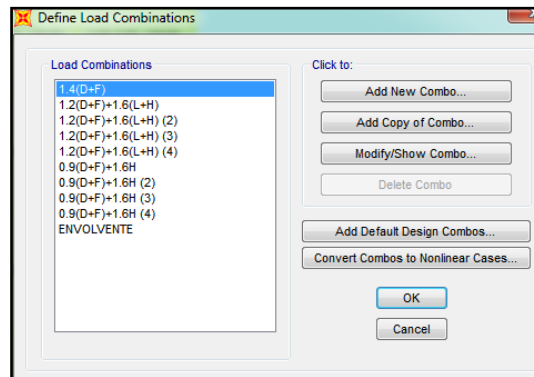


**Figura A-96 Coeficiente de balastro en el piso**



**Figura A-97 Coeficiente de balastro paralelo al eje X-Y**

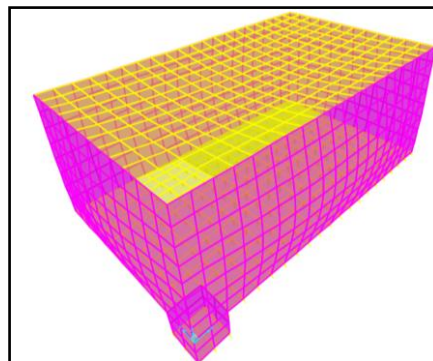
Una vez culminado de ingresar todas las cargas, se procede con las combinaciones de cargas según el método LRFD y ASCE.



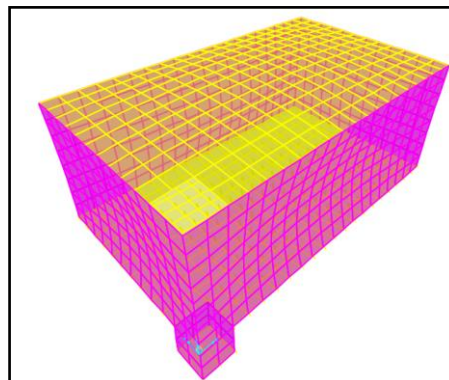
**Figura A-98 Combinaciones de cargas para cisterna**

Se procede a correr el programa y se obtiene los resultados obtenidos por las cargas actuantes

**Deformada de la piscina**



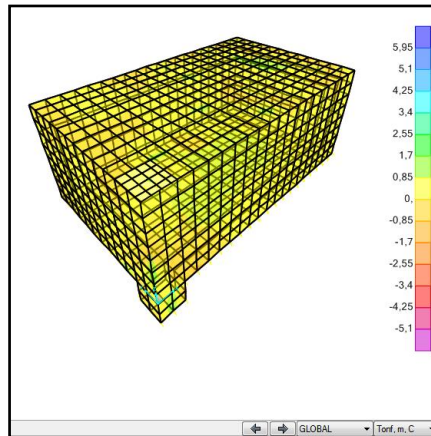
**Figura A-99 Deformada producida por la presión del agua**



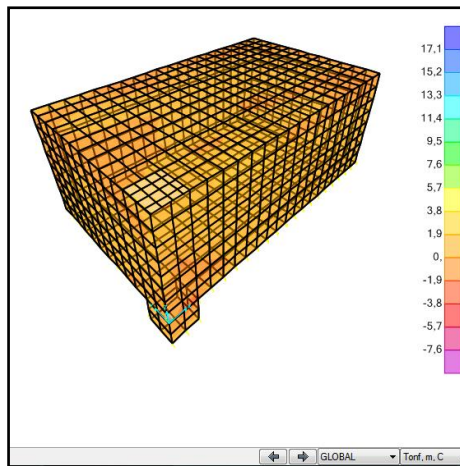
**Figura A-100 Deformada producida por la presión del suelo**



## Diagrama momentos de la piscina

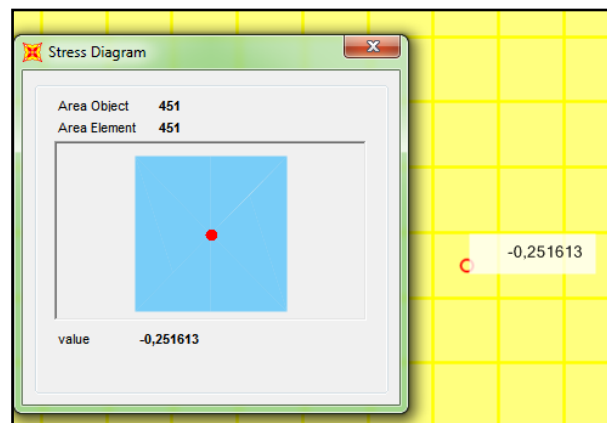


**Figura A-101 Diagrama de momentos M11 - Cisterna**



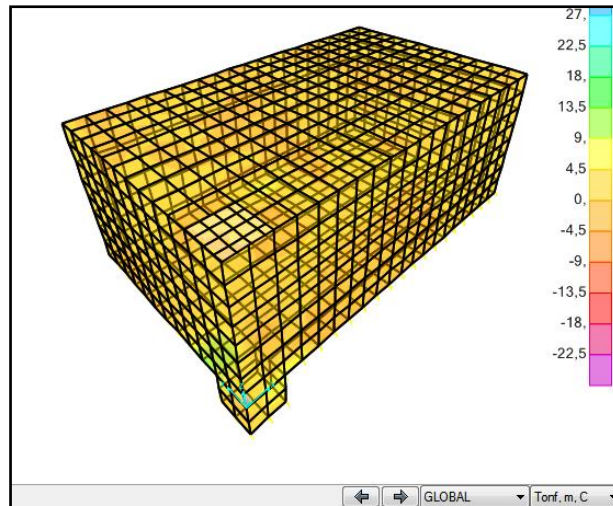
**Figura A-102 Diagrama de momentos M22 - Cisterna**

Se procede a la verificación de las presiones del suelo obtenida que deben de ser menores a los coeficientes de balastro ingresados.

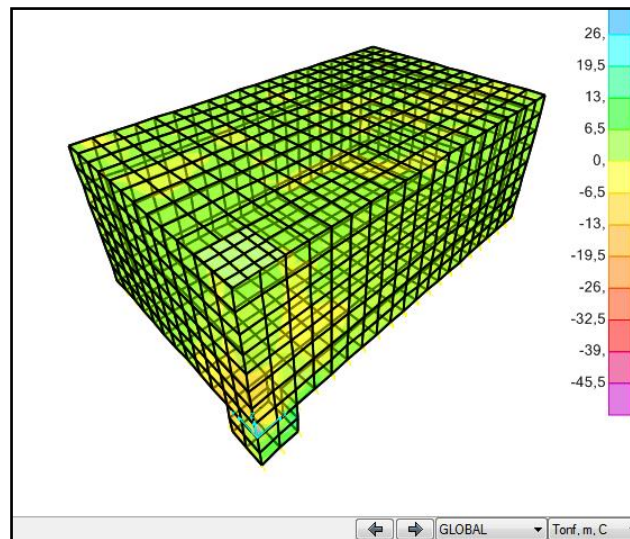


**Figura A-103 Comprobación del coeficiente de balastro obtenido**

Se obtiene los cortantes producidos en los muros de la piscina.



**Figura A-104 Cortante V13 de la cisterna**



**Figura A-105 Cortante V23 de la cisterna**

### **Cálculo de paredes de muro y losa**

#### **Estado de carga producido por el empuje del suelo**

Se halla el coeficiente de empuje activo del suelo usando el ángulo de fricción del material alrededor de la cisterna.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{29}{2} \right) = 0.346$$

El empuje activo viene dado por el peso específico del material, la altura y el coeficiente de empuje activo.

$$E_a = \gamma_s * \frac{H^2}{2} * K_a = 1.8 * \frac{2.75^2}{2} * 0.346 = 2.35 \text{ ton/m}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresión del hormigón.

$$Vuadm = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{kg}{cm^2}$$

El momento flector producido en la pared es calculado en el centro de presión producido. Donde d es igual al centroide del triángulo de presión producido.

$$Mf = Eabp = 2.35 * \left(\frac{2.75}{3}\right) = 2.15 \text{ ton} - m$$

$$Mu = (1.3 * Mf) = 1.3 * 2.15 = 2.8 \text{ ton} - m$$

El cortante se encuentra ubicado justamente en el centro de presión del empuje, para ello es el mismo valor del empuje activo.

$$V = Ea = 1.2456 \text{ ton}$$

$$Vu = 1.3 * V = 1.3 * 1.2456 = 1.61 \text{ ton}$$

Se verifica tanto el cortante como el momento producido.

Verificación del momento

$$Ru = \frac{Mu * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{2.8 * 10^5}{0.9 * 100 * 15^2} = 13.83 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía para el Ru es de 0.005.

Se obtiene el área de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$As = 0.005 * b * h = 0.005 * 100 * 25 = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * d * bw = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 25 * 100 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{1.4}{fy} * d * bw = \frac{1.4}{4200} * 25 * 100 = 0.83 \text{ cm}^2$$

Escogiendo el mayor As, se usa 6ø14mm@15 cm (Para cada lado)

Verificación del cortante

$$Vact = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{1.61 * 10^3}{0.75 * 100 * 15} = 1.43 \text{ kg/cm}^2$$

Como el Vuadm es mayor al Vact, cumple con el cortante producido por la presión del agua.

### Estado de carga producido por el empuje del agua

El empuje activo viene dado por el peso específico del agua y la altura.

$$Eagua = \gamma_{agua} * \frac{H^2}{2} = 1 * \frac{2.5^2}{2} = 3.125 \text{ ton/m}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresión del hormigón.

$$Vuadm = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{kg}{cm^2}$$

El momento flector producido en la pared es calculado en el centro de presión producido. Donde  $d$  es igual al centroide del triángulo de presión producido.

$$M_f = Eabp = 3.125 * \left(\frac{2.5}{3}\right) = 2.60 \text{ ton} - m$$

$$M_u = (1.3 * M_f) = 1.3 * 2.60 = 3.38 \text{ ton} - m$$

El cortante se encuentra ubicado justamente en el centro de presión del empuje, para ello es el mismo valor del empuje activo.

$$V = Ea = 3.125 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.3 * V = 1.3 * 3.125 = 4.06 \text{ ton}$$

Se verifica tanto el cortante como el momento producido.

Verificación del momento

$$R_u = \frac{M_u * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{3.38 * 10^5}{0.9 * 100 * 15^2} = 16.97 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantía para el  $R_u$  es de 0.0082.

Se obtiene el área de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$A_s = 0.0082 * b * h = 0.0082 * 100 * 25 = 20.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * d * bw = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 25 * 100 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1.4}{f_y} * d * bw = \frac{1.4}{4200} * 25 * 100 = 0.83 \text{ cm}^2$$

Escogiendo el mayor  $A_s$ , se usa  $6\phi 14\text{mm}@15 \text{ cm}$  (Para cada lado)

Verificación del cortante

$$V_{act} = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{4.06 * 10^3}{0.75 * 100 * 15} = 3.61 \text{ kg/cm}^2$$

Como el  $V_{adm}$  es mayor al  $V_{act}$ , cumple con el cortante producido por la presión del agua.

### Losa inferior

Espesor: 0.25 m

Carga de la losa: peso propio del agua y peso propio del concreto

Peso del agua:  $1000 \text{ kg/m}^3 * 2.5 \text{ m} = 2500 \text{ kg/m}^2$

Peso del concreto:  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m} = 600 \text{ kg/m}^2$

$W = 2500 + 600 = 3100 \text{ kg/m}^2 = 3.1 \text{ ton/m}^2$

Momento flectores producidos en la losa

$$M(-) = \frac{w * l^2}{24} = \frac{3.1 * 3^2}{24} = 1.16 \text{ ton} - m$$

$$Mu = 1.3M = 1.16 * 1.3 = 1.51 \text{ ton} - m$$

$$M(+)= \frac{w * l^2}{12} = \frac{3.1 * 3^2}{12} = 2.32 \text{ ton} - m$$

$$Mu = 1.3M = 2.32 * 1.3 = 3.02 \text{ ton} - m$$

Momento flectores producidos en la losa

$$Va = Vb = \frac{w}{s} = \frac{3.1}{0.83} = 3.73t$$

$$Vu = 1.3 * Vb = 1.3 * 3.73 = 4.85 \text{ ton}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresion del hormigon.

$$Vuadm = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{kg}{cm^2}$$

Verificacion del momento

$$Ru(-) = \frac{Mu * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{1.51 * 10^5}{0.9 * 100 * 15^2} = 7.46 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantia para el Ru(-) es de 0.0035.

$$Ru(+)= \frac{Mu * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{3.02 * 10^5}{0.9 * 100 * 15^2} = 14.91 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantia para el Ru(-) es de 0.0073.

Se obtiene el area de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$As(-) = 0.0035 * b * h = 0.0035 * 100 * 25 = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$As(+)= 0.0073 * b * h = 0.0073 * 100 * 25 = 18.25 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * d * bw = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 25 * 100 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{1.4}{fy} * d * bw = \frac{1.4}{4200} * 25 * 100 = 0.83 \text{ cm}^2$$

Se usa 6ø14mm@15 cm para ambos casos de As para ser conservador.

Verificacion del cortante

$$Vact = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{4.85 * 10^3}{0.75 * 100 * 15} = 4.31 \text{ kg/cm}^2$$

Como el Vuadm es mayor al Vact, cumple con el cortante producido por la presion del agua.

### **Losa superior**

Espesor: 0.25 m

Carga de la losa: peso propio del agua y peso propio del concreto

Carga viva: 1500 kg/m<sup>2</sup>

Peso del concreto:  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.25 \text{ m} = 600 \text{ kg/m}^2$

$W = 1500 + 600 = 2100 \text{ kg/m}^2 = 2.1 \text{ ton/m}^2$

Momento flectores producidos en la losa

$$M(-) = 0$$

$$M(+) = \frac{w * l^2}{12} = \frac{2.1 * 3^2}{12} = 1.58 \text{ ton} - m$$

$$Mu = 1.3M = 1.58 * 1.3 = 2.05 \text{ ton} - m$$

Momento flectores producidos en la losa

$$Va = Vb = \frac{w}{s} = \frac{2.1}{0.83} = 2.53 \text{ ton}$$

$$Vu = 1.3 * Vb = 1.3 * 2.53 = 3.29 \text{ ton}$$

El cortante admisible viene dado según la resistencia de compresion del hormigon.

$$Vuadm = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Verificacion del momento

$$Ru(+) = \frac{Mu * 10^5}{0.9 * 100 * d^2} = \frac{2.05 * 10^5}{0.9 * 100 * 15^2} = 10.12 \text{ kg/cm}^2$$

La cuantia para el  $Ru(+)$  es de 0.005.

Se obtiene el area de acero de refuerzo requerido para la pared.

$$As(+)= 0.005 * b * h = 0.005 * 100 * 25 = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * d * bw = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 25 * 100 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$As = \frac{1.4}{fy} * d * bw = \frac{1.4}{4200} * 25 * 100 = 0.83 \text{ cm}^2$$

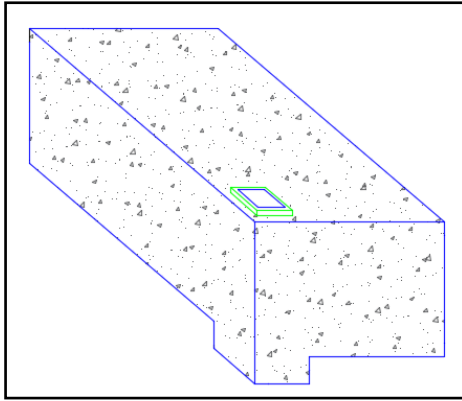
Se usa  $6\phi 14\text{mm}@15 \text{ cm}$  para  $As$  y ser conservador.

Verificacion del cortante

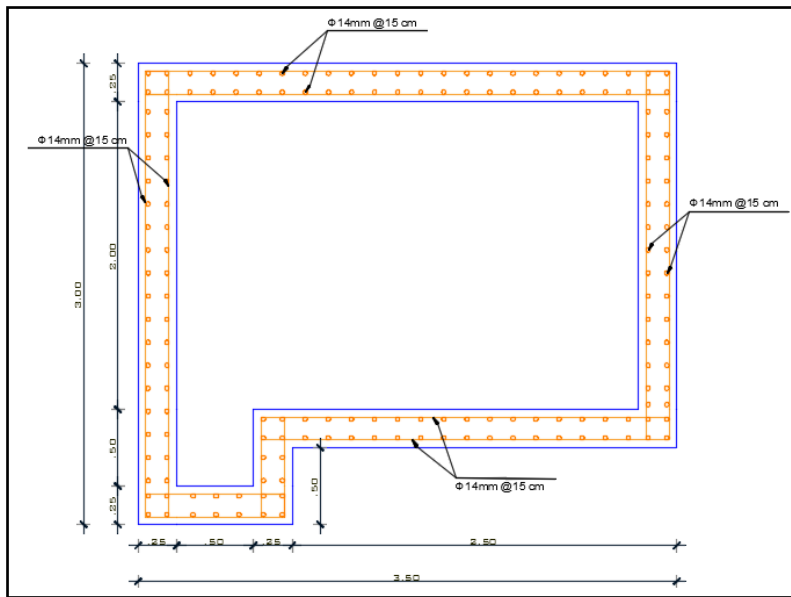
$$Vact = \frac{V * 10^3}{0.75 * 100 * d} = \frac{3.29 * 10^3}{0.75 * 100 * 15} = 2.92 \text{ kg/cm}^2$$

Como el  $Vuadm$  es mayor al  $Vact$ , cumple con el cortante producido por la presion del agua.

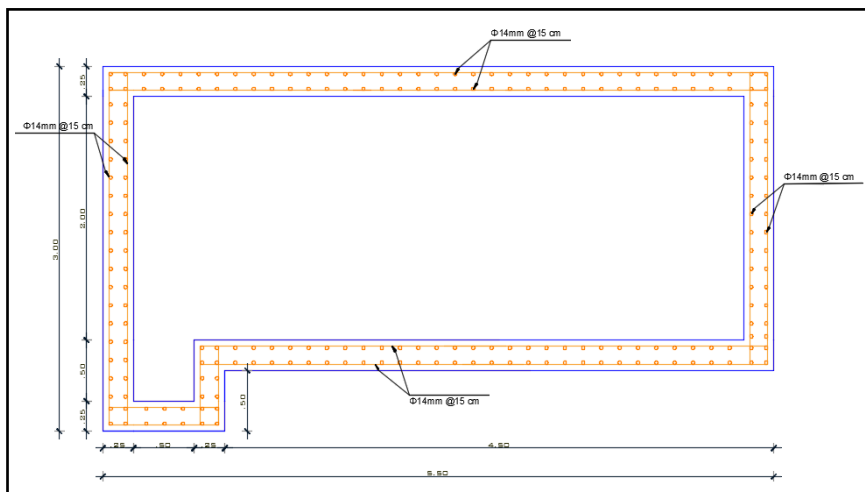
**DIBUJO DE LA CISTERNA**



**Figura A-106 Vista isométrica de la cisterna**



**Figura A-107 Vista en corte en dirección X**



**Figura A-108 Vista en corte de dirección Y**

**MEMORIA DE CÁLCULO**  
**DISEÑO DE AGUA**  
**POTABLE**



## CÁLCULO DE VOLUMEN DE LA CISTERNA

### CONSUMO

Para obtener el consumo a utilizar en la edificación se tomó en consideración 4 tipos de usos específicos (áreas verdes, oficinas, piscina, centro comercial). La dotación de centro comercial se la utilizó debido a que la población que se va atender dentro del centro de salud, es una población flotante tal como es en un centro comercial.

#### Áreas Verdes

$$C = \text{Dotación} * \text{Área Útil}$$

$$C = \frac{2 \text{ L}}{\text{m}^2 * \text{dia}} * 32,45 \text{ m}^2 = 64.9 \text{ L/dia}$$

#### Oficinas

$$C = \text{Dotación} * \text{Personas}$$

$$C = \frac{50 \text{ L}}{\text{personas} * \text{dia}} * 36 \text{ personas} = 1800 \text{ L/dia}$$

#### Piscina

$$C = \text{Dotación} * \text{Área Útil}$$

$$C = \frac{15 \text{ L}}{\text{m}^2 * \text{dia}} * 9.99 \text{ m}^2 = 149.85 \text{ L/dia}$$

#### Centro Comercial

$$C = \text{Dotación} * \text{Área Útil}$$

$$C = \frac{15 \text{ L}}{\text{m}^2 * \text{dia}} * 1860,47 = 27907.05 \text{ L/dia}$$

Consumo Total = 29921.8 L/día

Consumo Total = 29.9 m<sup>3</sup>/día

### VOLUMEN CISTERNA

$$V = \text{Consumo} * \text{Días de reserva}$$

$$V = 29.9 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1 \text{ día}$$

$$V = 30 \text{ m}^3$$

## DIÁMETRO DE TUBERÍA DE LA ACOMETIDA

### GASTO TOTAL INSTALADO

Pieza Sanitaria	Caudal Instantáneo (L/s)	Cantidad	Total (L/s)
<b>Planta Alta</b>			
Lavamanos	0,1	29	2,9
Inodoros	0,1	15	1,5
Urinarios	0,15	3	0,45
Fregadero	0,2	6	1,2
<b>Planta Baja</b>			
Lavamanos	0,1	18	1,8
Inodoros	0,1	13	1,3
Urinarios	0,15	2	0,3
Fregadero	0,2	7	1,4
Ducha	0,2	3	0,6
Lavadoras	0,2	3	0,6
Grifo manguera	0,2	3	0,6
		102	12,65

### Caudal Máximo Probable

$$Q_i = 12.65 \frac{\text{L}}{\text{s}} * 60 = 759 \text{ L/min}$$

$$Q_{mp} = 1,7391 * Q_i^{0,6891}$$

$$Q_{mp} = 1,7391 * (759)^{0,6891}$$

$$Q_{mp} = 167.9 \text{ L/min}$$

$$Q_{mp} = 2.8 \text{ L/s}$$

### Diámetro de la tubería Acometida

$$Q = A * V$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * (0.0028 \frac{\text{m}^3}{\text{s}})}{\pi * (1,5 \frac{\text{m}}{\text{s}})}}$$

$$d = 0,048 \text{ m}$$

$$d = 2 \text{ pulg.}$$

## DISEÑO Y CÁLCULO DE REDES

Descripción	Tramo	Unidades servidas	Q	Q	V	hv	C	j	Ø nom	Ø inte.	Longitud de tubería				J	Presión
			L/s	L/m	m/s	m.c.a.	fricción	m/m	pulg.	mm	Horiz.	Vert.	Acc.	Total	m.c.a.	m.c.a.
Lavabo del consultorio 17 Planta Alta	1	1														7
Desde el pto. 1 hasta la T del pto. 2	1-2	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	10,16	2,2	0,8	13,16	2,51	9,51
Desde la T pto 2 hasta el lavabo del pto 3	2-3	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,47	2,2	1,22	4,89	0,93	10,45
Desde la T pto 2 hasta la T del pto 4	2-4	5	0,25	15,14	0,88	0,04	0,0001	0,045	3/4	18,85	7,62	0	0,42	8,04	0,36	10,81
Desde la T pto 4 hasta el lavabo pto 5	4-5	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,47	2,2	0,8	4,47	0,85	11,66
Desde la T pto 2 hasta la T del pto 4	4-6	7	0,44	26,46	1,54	0,12	0,0001	0,121	3/4	18,85	7,68	0	0,42	8,1	0,98	12,64
Desde la T pto 6 hasta el lavabo del pto 7	6-7	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,47	2,2	0,8	4,47	0,85	13,50
Desde la T pto 6 hasta la T pto 8	6-8	10	0,5	30,24	1,75	0,16	0,0001	0,151	3/4	18,85	7,79	0	0,42	8,21	1,24	14,74
Desde la T pto 8 hasta el lavabo pto 9	8-9	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,47	2,2	0,8	4,47	0,85	15,59
Desde la T pto 8 hasta la T pto 10	8-10	12	0,57	34,07	1,99	0,2	0,0001	0,191	3/4	18,85	7,69	0	0,42	8,11	1,55	17,14
Desde la T pto 10 hasta el lavabo del pto 11	10-11	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,47	2,2	0,8	4,47	0,85	17,99
Desde la T pto 10 hasta el codo pto 12	10-12	14	0,63	37,8	2,21	0,25	0,0001	0,226	3/4	18,85	3,95	3,6	1,29	8,84	2,00	19,99
Lavabo del baño Estación Enfermería	13	1														3,00
Desde el lavabo pto 13 hasta la T pto 14	13-14	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	2,56	1,4	1,01	4,97	0,95	3,95
Desde la T pto 14 hasta el inodoro pto 15	14-15	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,52	0,6	0,59	2,71	0,52	4,47
Desde la T pto 14 hasta la T pto 16	14-16	5	0,25	15,14	0,88	0,04	0,0001	0,045	3/4	18,85	1,72	0	0,42	2,14	0,10	4,56
Desde la T pto 16 hasta el inodoro pto 17	16-17	5	0,25	15,14	1,97	0,2	0,0001	0,308	1/2	13,88	9,39	2,9	1,31	13,6	4,19	8,75
Desde la T pto 16 hasta la T pto 18	16-18	7	0,38	22,71	1,33	0,09	0,0001	0,093	3/4	18,85	2,86	0	0,42	3,28	0,31	9,06
Desde la T pto 18 hasta el lavabo pto 19	18-19	3	0,19	11,35	1,5	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,88	1,18	2,2	1,18	4,56	0,87	9,93
Desde la T pto 18 hasta la T pto 20	18-20	8	0,47	28,2	1,68	0,14	0,0001	0,117	3/4	18,85	1,04	0	0,42	1,46	0,17	10,10
Desde la T pto 20 hasta el lavabo pto 21	20-21	2	0,13	7,57	1,03	0,05	0,0001	0,098	1/2	13,88	1,53	1,1	0,29	2,92	0,29	10,38
Desde la T del pto 20 hasta la T pto 22	20-22	10	0,50	30,24	1,75	0,16	0,0001	0,151	3/4	18,85	1,25	0	0,42	1,67	0,25	10,64
Desde la T pto 22 hasta el inodoro pto 23	22-23	2	0,13	7,57	1,03	0,05	0,0001	0,098	1/2	13,88	0,33	0,3	0,29	0,92	0,09	10,73
Desde la T pto 22 hasta la T pto 24	22-24	8	0,54	32,4	1,93	0,19	0,0001	0,149	3/4	18,85	1,05	0	0,42	1,47	0,22	10,95
Desde la T del pto 24 hasta el urinario pto 25	24-25	6	0,30	18	1,98	0,20	0,0001	0,225	1/2	13,88	3,6	2,71	0,94	7,25	1,63	12,57
Desde la T del pto 24 hasta la T pto 26	24-26	8	0,69	41,4	2,47	0,31	0,0001	0,229	3/4	18,85	3,46	0	0,42	3,88	0,89	13,46
Desde la T pto 26 hasta el lavabo pto 27	26-27	5	0,25	15,14	1,97	0,2	0,0001	0,308	1/2	13,88	4,4	2,69	0,94	8,03	2,47	15,94
Desde la T pto 28 hasta el lavabo pto 29	28-29	5	0,25	15,14	1,97	0,2	0,0001	0,308	1/2	13,88	4,4	2,69	0,94	8,03	2,47	18,41
Desde la T pto 28 hasta la T pto 30	28-30	8	0,81	48,6	1,75	0,16	0,0001	0,092	1	24,3	3,5	0	0,42	3,92	0,36	18,77
Desde la T del pto 30 hasta el inodoro pto 31	30-31	6	0,30	18	1,98	0,20	0,0001	0,225	1/2	13,88	3,8	1,5	1,17	6,47	1,45	20,22
Fregadero Laboratorio	32															2,00
Desde del fregadero pto 32 hasta la T pto 33	32-33	5	0,26	15,6	1,72	0,15	0,0001	0,175	1/2	13,88	4,39	1,2	1,19	6,78	1,19	3,19
Desde la T pto 23 hasta el fregadero pto 34	33-34	5	0,26	15,6	1,72	0,15	0,0001	0,175	1/2	13,88	4,2	1,2	1,18	6,58	1,15	4,34
Desde la T pto 33 hasta la T pto 35	33-35	8	0,42	25,2	1,50	0,12	0,0001	0,096	3/4	18,85	1,86	0	0,42	2,28	0,22	4,55
Desde la T pto 35 hasta el fregadero del pto 36	35-36	3	0,16	9,6	1,06	0,06	0,0001	0,075	1/2	13,88	0,6	2,42	0,29	3,31	0,25	4,80
Desde la T pto 35 hasta la T pto 37	35-37	6	0,86	51,6	3,08	0,48	0,0001	0,337	3/4	18,85	2,49	0	0,42	2,91	0,98	5,78
Desde la T pto 37 hasta el fregadero pto 38	37-38	3	0,16	9,6	1,06	0,06	0,0001	0,075	1/2	13,88	1,67	0,6	0,29	2,56	0,19	5,97
Desde la T pto 37 hasta la T del pto 39	37-39	6	0,34	20,4	1,22	0,08	0,0001	0,066	3/4	18,85	7,7	0	0,42	8,12	0,54	6,51
Desde la T del punto 39 hasta el inodoro pto 40	39-40	3	0,16	9,6	1,06	0,06	0,0001	0,075	1/2	13,88	2,27	1,4	0,59	4,26	0,32	6,83
Desde la T pto 39 hasta el codo pto 41	39-41	3	0,30	18	1,07	0,06	0,0001	0,053	3/4	18,85	0,95	3,6	0,84	5,39	0,29	7,12

Tabla A-96 Diseño y cálculo de redes parte 1



Longitud V: 2 m (cisterna)

Longitud Total = 18.55+2.08+2 = 22,63 m

Perdida por fricción = 22,63\*0.035 = 0,79 m

### **ALTURA DINÁMICA TOTAL DE DISEÑO (T.D.H.)**

TDH = Succión + Impulsión

TDH = 0,79 + 92.57 = 93,36 m

### **POTENCIA DE LA BOMBA**

$$P = \frac{Qb * Pd}{76 * \%eff}$$

$$P = \frac{2.52 * 93,36}{76 * 0.65}$$

$$P = 4.76 \approx 5 HP$$

Tabla 3.1

Flamant

**1/2"**

$$j = 4C (V^{1.75} / D^{1.2})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s	m/s	m	Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galva- nizado 0,00031	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
1	3,79	0,06	0,47	0,01	0,079	0,058	0,046	0,030	0,025	
2	2	7,57	0,13	1,03	0,05	0,304	0,226	0,177	0,118	0,098
3	3	11,35	0,19	1,50	0,11	0,591	0,439	0,343	0,229	0,191
5	4	15,14	0,25	1,97	0,20	0,956	0,709	0,555	0,370	0,308
6	5	18,92	0,32	2,53	0,33	1,472	1,092	0,855	0,570	0,475
7	6	22,71	0,38	3,00	0,46	1,989	1,475	1,155	0,770	0,642
8	7	26,50	0,44	3,49	0,62	2,587	1,919	1,502	1,001	0,834
10	8	30,28	0,50	3,98	0,81	3,267	2,424	1,897	1,265	1,054
12	9	34,07	0,57	4,48	1,02	4,015	2,979	2,331	1,554	1,295
14	10	37,85	0,63	4,98	1,26	4,828	3,582	2,804	1,869	1,558
16	12	45,42	0,76	5,98	1,82	6,643	4,929	3,857	2,571	2,143
20	14	52,99	0,88	6,97	2,48	8,700	6,455	5,052	3,368	2,806

Figura 109 Tabla de flamant de 1/2"

Tabla 3.2

Flamant

**3/4"**

$$j = 4C (V^{1.75} / D^{1.25})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s	m/s	m	Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galva- nizado 0,00023	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
2	2	7,57	0,13	0,46	0,01	0,044	0,033	0,026	0,017	0,014
3	3	11,35	0,19	0,67	0,02	0,086	0,064	0,050	0,033	0,028
5	4	15,14	0,25	0,88	0,04	0,139	0,103	0,081	0,054	0,045
6	5	18,92	0,32	1,12	0,06	0,215	0,159	0,125	0,083	0,069
7	6	22,71	0,38	1,33	0,09	0,290	0,215	0,168	0,112	0,093
8	7	26,46	0,44	1,54	0,12	0,375	0,278	0,218	0,145	0,121
10	8	30,24	0,50	1,75	0,16	0,469	0,348	0,272	0,181	0,151
12	9	34,07	0,57	1,99	0,20	0,585	0,434	0,340	0,227	0,189
14	10	37,80	0,63	2,21	0,25	0,702	0,521	0,408	0,272	0,226
16	12	45,36	0,76	2,67	0,36	0,975	0,723	0,566	0,377	0,314
20	14	52,92	0,88	3,09	0,49	1,260	0,935	0,732	0,488	0,406
23	16	60,48	1,01	3,54	0,64	1,604	1,190	0,931	0,621	0,517
27	18	68,04	1,13	3,96	0,80	1,952	1,448	1,133	0,755	0,630

Figura 110 Tabla de flamant de 3/4"

Tabla 3.3

Flamant

1"

$$j = 4C (V^{1,75} / D^{1,25})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1,75} / D^{4,75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/ min	l/min	l/s	m/s	m	Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galva- nizado 0,00023	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
5	4	15,14	0,25	0,50	0,01	0,036	0,027	0,021	0,014	0,012
7	6	22,71	0,38	0,75	0,03	0,073	0,054	0,043	0,028	0,024
8	7	26,50	0,44	0,87	0,04	0,096	0,071	0,056	0,037	0,031
10	8	30,28	0,50	1,00	0,05	0,121	0,090	0,071	0,047	0,039
12	9	34,07	0,57	1,12	0,06	0,149	0,111	0,087	0,058	0,048
16	12	45,42	0,76	1,49	0,11	0,247	0,183	0,143	0,096	0,080
22	15	56,78	0,95	1,87	0,18	0,365	0,271	0,212	0,141	0,118
27	18	68,13	1,14	2,24	0,26	0,502	0,372	0,291	0,194	0,162
32	21	79,49	1,32	2,61	0,35	0,657	0,488	0,382	0,254	0,212
38	24	90,84	1,51	2,99	0,46	0,830	0,616	0,482	0,321	0,268
45	27	102,20	1,70	3,36	0,58	1,020	0,757	0,593	0,395	0,329
46	28	105,98	1,77	3,49	0,62	1,088	0,807	0,631	0,421	0,351
60	32	121,12	2,02	3,98	0,81	1,374	1,019	0,798	0,532	0,443

Figura 111 Tabla de flamant de 1"

Tabla 3.4

Flamant

**1 1/4"**

$$j = 4C (V^{1.75} / D^{1.25})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s	m/s	m	Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galvanizado 0,00023	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
8	7	26,50	0,44	0,56	0,02	0,033	0,025	0,019	0,013	0,011
10	8	30,28	0,50	0,64	0,02	0,042	0,031	0,024	0,016	0,014
12	9	34,07	0,57	0,72	0,03	0,052	0,038	0,030	0,020	0,017
16	12	45,42	0,76	0,96	0,05	0,086	0,063	0,050	0,033	0,028
22	15	56,78	0,95	1,20	0,07	0,126	0,094	0,073	0,049	0,041
27	18	68,13	1,14	1,43	0,10	0,174	0,129	0,101	0,067	0,056
30	20	75,70	1,26	1,59	0,13	0,209	0,155	0,121	0,081	0,067
32	21	79,49	1,32	1,67	0,14	0,228	0,169	0,132	0,088	0,073
45	27	102,20	1,70	2,15	0,24	0,354	0,262	0,205	0,137	0,114
46	28	105,98	1,77	2,23	0,25	0,377	0,280	0,219	0,146	0,122
60	32	121,12	2,02	2,55	0,33	0,476	0,353	0,276	0,184	0,154
70	35	132,48	2,21	2,79	0,40	0,557	0,413	0,323	0,216	0,180
75	36	136,26	2,27	2,87	0,42	0,585	0,434	0,340	0,226	0,189

Figura 112 Tabla de flamant de 1 1/4"

**2"**

$$j = (Q / 280CD^{2.63})^{1.85}$$

$$Q = AV$$

Unidades	Caudal			V	hv	Pérdida de carga j en m/m						
	gal/min	l/min	l/s	m/s	m	80	90	100	120	130	140	150
30	20	75,70	1,26	0,62	0,02	0,027	0,022	0,018	0,013	0,011	0,010	0,008
40	25	94,63	1,58	0,78	0,03	0,041	0,033	0,027	0,019	0,017	0,015	0,013
47	30	113,55	1,89	0,93	0,04	0,058	0,046	0,038	0,027	0,023	0,020	0,018
70	35	132,48	2,21	1,09	0,06	0,077	0,062	0,051	0,036	0,031	0,027	0,024
85	40	151,40	2,52	1,24	0,08	0,098	0,079	0,065	0,046	0,040	0,035	0,031
110	45	170,33	2,84	1,40	0,10	0,122	0,098	0,081	0,058	0,050	0,043	0,038
130	50	189,25	3,15	1,56	0,12	0,148	0,119	0,098	0,070	0,060	0,053	0,046
155	55	208,18	3,47	1,71	0,15	0,177	0,142	0,117	0,083	0,072	0,063	0,055
175	60	227,10	3,79	1,87	0,18	0,208	0,167	0,137	0,098	0,085	0,074	0,065
200	65	246,03	4,10	2,02	0,21	0,241	0,194	0,159	0,114	0,098	0,085	0,075
225	70	264,95	4,42	2,18	0,24	0,276	0,222	0,183	0,130	0,112	0,098	0,086
250	75	283,88	4,73	2,33	0,28	0,314	0,252	0,208	0,148	0,128	0,111	0,098
275	80	302,80	5,05	2,49	0,32	0,354	0,284	0,234	0,167	0,144	0,126	0,110
300	85	321,73	5,36	2,65	0,36	0,396	0,318	0,262	0,187	0,161	0,140	0,124
325	90	340,65	5,68	2,80	0,40	0,440	0,354	0,291	0,208	0,179	0,156	0,137
350	95	359,58	5,99	2,96	0,45	0,486	0,391	0,322	0,230	0,198	0,173	0,152
375	1 00	378,50	6,31	3,11	0,49	0,535	0,430	0,354	0,252	0,218	0,190	0,167

Figura 113 Tabla de flamant de 2"



**MEMORIA DE CÁLCULO  
DE DISEÑO DE AGUAS  
SERVIDAS**

Tramo	Observación	Artefacto que descarga	Longitud	Descargas	Pendiente	Diámetro	Pendiente	Diametro
			tramo	UEHS	minima	minimo	%	mm
PLANTA BAJA								
1	Baño de Hidroterapia	1 Lavamanos,1 Inodoro	2,98	8	1	50	1	110
2	Baño de Consulta	1 Lavamanos,1 Inodoro	2,98	8	1	50	1	110
3	Odontología 1	1 Lavaplatos,1 desgue	2,69	4	1	50	1	50
4	Baño odontología 1 y 2	1 Lavamanos, 1 Inodoro	2,98	8	1	50	1	110
5	Odontología 2	1 Lavaplatos, 1 desgue	2,69	4	1	50	1	50
6	Consultorio 1	1 Lavamanos	20,1	2	1	50	1	50
7	Consultorio 2 y3	2 lavamanos	2,02	4	1	50	1	50
8	RX	Lavamanos, Inodoro	5,74	8	1	50	1	110
9	Lavandería General	3 lavadoras, 1 lavadero	4,08	19	1	75	1	75
10	Baño estacion de enfermeria	Lavamanos, inodoro, lavaplato	13,02	11	1	50	1	110
11	Lavabo Vestidores	Lavamanos	0,63	2	1	50	1	50
12	Baño Especial	Lavamanos, Inodoro	3,19	8	1	50	1	110
13	Baño Hombres	2 inodoros, 2 urinarios,5 lavamanos	16,15	22	1	50	1	110
14	Baño Mujeres	5 inodoros, 4 lavamanos	13,44	38	1	50	1	110
15	Duchas hidroterapia, Lavabo compresas	2 Duchas, 1 lavaplatos	6,9	15	1	50	1	50
16	Lavaplatos Curación	1 Lavaplatos	2,36	3	1	50	1	50
17	Baño Mecanoterapia	1 ducha, 1 lavabo, 1 inodoro	4,43	14	1	50	1	110
18	Baño Camas de transito	1 Lavamanos,1 Inodoro	2,56	8	1	50	1	110
19	Baño Laboratorio Universitario	1 Lavamanos,1 Inodoro	8,42	8	1	50	1	110
20	Lavaplatos toma de muestras	2 lavaplatos	4,62	6	1	50	1	50
PLANTA ALTA								
21	Lavamanos Consultorio 4 y 5	2 lavamanos	1,35	4	1	50	1	50
22	Lavamanos Consultorio 6 y 7	2 lavamanos	1,35	4	1	50	1	50
23	Lavamanos Consultorio 8 y 9	2 lavamanos	1,35	4	1	50	1	50
24	Lavamanos Consultorio 10 y 11	2 lavamanos	1,35	4	1	50	1	50
25	Lavamanos Consultorio 12 y 13	2 lavamanos	1,35	4	1	50	1	50
26	Lavamanos Consultorio 14 y 15	2 lavamanos	1,35	4	1	50	1	50
27	Lavamanos Consultorio 16 y 17	2 lavamanos	4,22	4	1	50	1	50
28	Baño estación de enfermeria	1 lavamnos y 1 inodoro	5,52	8	1	50	1	110
29	Baño de hombres Personal Edi.	1 Urinario, 1 inodoro, 1 lavamanos	8,03	9	1	50	1	110
30	Baño de mujeres Personal Edi.	2 Inodors y 2 lavamanos	13,32	16	1	50	1	110
31	Baño Especial	1 inodoro y 1 lavabo	6,25	8	1	50	1	110
32	Baño Hombres	2 inodoros, 2 urinarios,5 lavamanos	16,15	22	1	50	1	110
33	Baño Mujeres	5 inodoros, 4 lavamanos	13,44	38	1	50	1	110
34	Baño Laboratorio Universitario	1 lavamnos y 1 inodoro	1,51	8	1	50	1	110
35	Lavaplatos laboratorio	6 lavaplatos	15	18	1	50	1	50
36	Baño Coordinación	1 inodoro y 1 lavabo	1,78	8	1	50	1	110
37	Baño Equidad	1 inodoro y 1 lavabo	1,78	8	1	50	1	110
TOTAL DE UEHS				371				

**Figura A-114 Cálculo de tuberías aguas servidas**

**MEMORIA DE CÁLCULO  
DE INSTALACIONES  
ELÉCTRICAS**

# DISEÑO DEL CIRCUITO ALIMENTADOR PLANTA BAJA

## PLANTA BAJA

### Alumbrado General

Carga total= 6120 VA

Por ser carga continua= $6120 \times 1.25 = 7650$  VA

Aplicando el factor de demanda de 40% de 7650 = 3060

Carga total alimentador (1) =  $3060/120 = 25.5$  A

### Tomacorrientes

4500VA

Carga total alimentador (2) =  $4500/120 = 37.5$  A

### Todos los demás

3 lavadoras=  $7875/240 = 32.81$  A

Bomba planta =  $2237.1/240 = 9.32$  A

Bomba piscina=  $2237.1/240 = 9.32$  A

3 reflectores=  $300/240 = 1.25$  A

Central A/A =  $7100/240 = 29.5$  A

Sumando todas las cargas= 145.2 A

- Usar disyuntor de 150 A-2P
- Tubería de 2 pulg.
- Usar 2 conductores #1 (fases) + 1 conductor #2 (Neutro) + 1 conductor # 4 (Tierra).

## PLANTA ALTA

### Alumbrado General

Carga total= 5680 VA

Por ser carga continua= $5680 \times 1.25 = 7100$  VA

Aplicando el factor de demanda de 40% de 7100 = 2840

Carga total alimentador (1)= $2840/120 = 23.67$  A

### Tomacorrientes

4500VA

Carga total alimentador (2) =  $4500/120 = 37.5$  A

### Todos los demás

Central A/A = 7100/240= 29.5 A

Sumando todas las cargas= 90.67 A

- Usar disyuntor de 95 A-2P
- Tubería de 2 pulg.
- Usar 2 conductores #4 (fases) + 1 conductor #6 (Neutro) + 1 conductor # 8 (Tierra).

## DISTRIBUCIÓN DE CIRCUITOS ELÉCTRICOS

ID	Descripción	Voltaje (V)	Cantidad	Poten. (VA)	Corriente (A)	Conductor	Tubería (pulg.)	Disyuntor
<b>Planta Baja</b>								
C11	Hidroterapia, Consola, Magnetoterapia, Electroterapia, Curación, Mecanoterapia, Camas de tránsito	120	49	2560	(21,33) 25A	2#14 AWG	3/8	1P-25A
C12	3 Consultorios, Rx, Lavandería, C. máquinas, Sala de espera, Circulación, Baños, Recolección de leche	120	43	2320	(19,33) 25A	2#14 AWG	3/8	1P-25A
C13	Circulación, Archivo y Control, Farmacia, Laboratorio Universitario, Tomas de muestra, Bodega, Escaleras	120	23	1240	(10,33) 25A	2#14 AWG	3/8	1P-25A
CT1	Tomacorrientes polarizado de 120 V, hidroterapia, consulta, Electroterapia, mecanoterapia, magnetoterapia	120	19	2850	30 A	2 #12 AWG +1 #14 AWG	1/2	2P-30A
CT2	Tomacorrientes polarizado de 120 V, odontología, pasillo, Rx, consultorios, archivo, camas tránsito, curación, s. espera	120	20	3000	30 A	2 #12 AWG +1 #14 AWG	1/2	2P-30A
CT3	Tomacorrientes polarizado de 120 V, Farmacia, laboratorio Universitario, toma de muestras, recolección de leche	120	10	1500	30 A	2 #12 AWG +1 #14 AWG	1/2	2P-30A
CE1	Tomacorriente especial lavadora 1	240	1	2625	(10,93) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE2	Tomacorriente especial lavadora 2	240	1	2625	(10,93) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE3	Tomacorriente especial lavadora 3	240	1	2625	(10,93) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE4	Tomacorriente especial bomba 7,5 HP	240	1	2237,1	(9,32) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE5	Tomacorriente especial bomba piscina	240	1	2237,1	(9,32) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE6	Tomacorriente especial central A/A	240	1	7100	(29,5) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE7	Tomacorriente especial reflector 1	240	1	100	40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE8	Tomacorriente especial reflector 2	240	1	100	40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A
CE9	Tomacorriente especial reflector 3	240	1	100	40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A

**Figura A-115 Circuitos eléctricos de planta baja**

ID	Descripción	Voltaje (V)	Cantidad	Poten. (VA)	Corriente (A)	Conductor	Tubería (pulg.)	Disyuntor
Planta Alta								
CI4	Consultorios 4,5,6,7,16,17,Pasillo,dirección de riesgos,usos múltiples,equidad genero,secretaría	120	33	1940	(16,17) 25A	2#14 AWG	3/8	1P-25A
CI5	Consultorios 8,9,10,11,12,13,14,15,Pasillo,ducto eléctrico,estación de	120	43	2280	(19) 25A	2#14 AWG	3/8	1P-25A
CI6	Coordinación de bienestar, escaleras pasillo,laboratoio,esterelización,oficina	120	27	1460	(12,17) 25A	2#14 AWG	3/8	1P-25A
CT4	Tomacorrientes polarizado de 120 V, consultorio 4,,5,6,7,16,17,pasillo,usos multiples,d. de	120	17	2550	30 A	2 #12 AWG +1 #14 AWG	1/2	2P-30A
CT5	Tomacorrientes polarizado de 120 V, consultorio 8,9,10,11,12,13,14,15,pasillo,observación	120	10	1500	30 A	2 #12 AWG +1 #14 AWG	1/2	2P-30A
CT6	Tomacorrientes polarizado de 120 V, coordinación bienestar, laboratorio universitario	120	11	1650	30 A	2 #12 AWG +1 #14 AWG	1/2	2P-30A
CE10	Tomacorriente especial cetral A/A	240	1	7100	(29,5) 40 A	2#10 AWG +1#12 AWG	1/2	2P-40A

**Figura A-116 Circuitos eléctricos de planta alta**

Tipo de ocupación	Parte de la carga de alumbrado a la que se aplica el factor de demanda (VA)	Factor de demanda %
Unidades de vivienda	Primeros 3 000 o menos	100
	De 3 001 a 120 000	35
	A partir de 120 000	25
Hospitales*	Primeros 50 000 o menos	40
	A partir de 50 000	20
Hoteles y moteles incluidos bloques de apartamentos sin cocina	Primeros 20 000 o menos	50
	De 20 001 a 100 000	40
	A partir de 100 000	30
Depósitos	Primeros 12 500 o menos	100
	A partir de 12 500	50
Todos los demás	VA totales	100

**Figura A-117 Factores de demanda para alimentadores de carga de alumbrado**

Número Máximo de conductores que caben en un tubo de PVC de diámetro:							
φ PVC pesada	Cables tipo TW						
	8	10	12	14	16	18	20
3/8"	1	1	2	3	4	5	6
1/2"	1	3	5	6	8	9	11
3/4"	4	8	11	14	18	22	26
1"	8	15	20	26	32	39	47
30mm	11	21	28	36	45	55	66
50mm	32	59	78	100	126	155	184

**Figura A-118 Máximo número de conductores en tubo PVC**

Conductor de cobre para 600 V. aislado con policloruro de vinilo (PVC) 90°C, y chaqueta de poliamida (nylon), resistente a la humedad, calor elevado, aceite y gasolina.

CONDUCTOR			Espesor de Aislamiento (mm)	Espesor de Chaqueta (mm)	Diámetro Externo Aprox. (mm)	Peso total Aprox. (kg/km)	*Capacidad de Corriente (A)
CALEBRE (AWG o kcmil)	Sección Transversal (mm <sup>2</sup> )	No. Hilos					
<b>FORMACIÓN SÓLIDO Y CABLEADO CONCÉNTRICO</b>							
14	2,08	1	0,28	0,10	2,55	22,55	25
12	2,21	1	0,28	0,10	2,61	24,32	30
10	2,281	1	0,31	0,10	2,81	24,74	40
8	6,267	1	0,38	0,12	3,04	65,55	55
8	6,267	7	0,38	0,12	3,48	54,52	55
6	13,3	7	0,38	0,12	3,44	144,57	75
4	21,15	7	1,02	0,15	6,22	231,58	95
<b>FORMACIÓN UNILAY</b>							
14	2,08	15	0,28	0,1	2,75	22,55	25
12	2,21	15	0,28	0,1	2,25	25,52	30
10	2,281	15	0,31	0,1	4,11	37,28	40
8	6,267	15	0,38	0,12	3,40	52,52	55
6	13,3	15	0,38	0,12	3,24	142,58	75
4	21,15	15	1,02	0,15	6,05	228,51	95
2	33,62	15	1,02	0,15	5,55	250,50	120
1	42,4	15	1,27	0,18	11,04	448,55	150
1/0	52,45	15	1,27	0,18	12,05	550,77	170
2/0	67,44	15	1,27	0,18	12,17	557,21	185
3/0	83,02	15	1,27	0,18	14,42	608,25	225
4/0	107,2	15	1,27	0,18	15,85	1082,04	280
<b>FORMACIÓN CABLEADO CONCÉNTRICO</b>							
250	128,7	37	1,52	0,2	18,05	1285,55	250
300	152	37	1,52	0,2	15,44	1522,75	300
350	177	37	1,52	0,2	20,74	1774,71	350
400	202	37	1,52	0,2	21,52	2022,85	380
500	252	37	1,52	0,2	24,10	2502,47	420
600	304	51	1,78	0,22	25,70	2615,85	475
750	380	51	1,78	0,22	25,27	2740,80	525
1000	507	51	1,78	0,22	22,28	4547,40	515

Figura A-119 Conductores de cobre THHN

# **ANEXO FOTOGRAFICO**





**Figura A-120 Ubicación del hito del IGM**



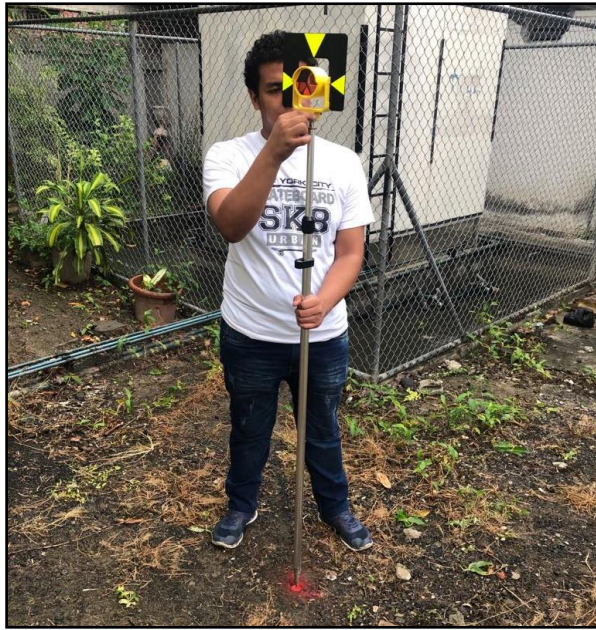
**Figura A-121 Calado de la estación total**



**Figura A-122 Reconocimiento del terreno**



**Figura A-123 Levantamiento Topográfico**



**Figura A-124 Levantamiento Topográfico**



**Figura A-125 Extracción de muestra de suelo a 6.55 metros**



**Figura A-126 Sondeo número 1**



**Figura A-127 Extracción de muestra de suelo a 7 metros**



**Figura A-128 Muestra de suelo extraída**

# **ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**GUÍA DE BUENAS  
PRÁCTICAS  
AMBIENTALES**

# **ESTUDIO GEOTÉCNICO**

# PLANOS