



# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

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

**“DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN SISMORESISTENTE CON AISLADORES  
SÍSMICOS DE BASE CON NÚCLEO DE PLOMO Y CON AISLADOR  
ELASTOMÉRICO DE ALTO RENDIMIENTO EN EL CANTÓN DURÁN DE  
USO RESIDENCIAL”**

### **PROYECTO DE GRADO**

Previa a la obtención del Título de:

### **INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

**DIEGO ALEXANDER PESANTEZ ROBLES**

**JORGE ADRIÁN ATIENCIA RAMÍREZ**

**GUAYAQUIL-ECUADOR**

**2017**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco ante todo a Dios por brindarme la sabiduría y ayudarme a elegir el mejor camino en mi vida, así mismo darne una familia quién siempre estuvo incondicionalmente a mi lado , mi padre Jorge Atiencia López fue mi gran apoyo y pilar para mi profesión, agradeciéndole por todo lo que hizo por mí, a mi madre Adriana Ramírez Alvarado quien siempre me brindo su ternura y amor en todo mi desarrollo y a mis hermanos Diego y Allison quienes fueron mi motivación por seguir adelante y culminar mis metas.

**Jorge Adrián Atiencia Ramírez.**

## **AGRADECIMIENTOS**

Primero a Dios por darme la vida y permitirme tener una familia. A mi madre por estar siempre en todo momento con su amor y ternura. A mi padre por ser mi apoyo y ejemplo. A mis hermanas por motivarme en los momentos complicados y alentarme a seguir adelante. Pero por sobre todas las cosas a mi Señor Padre que desde el Cielo estuvo dándome el aliento más importante cuando en ocasiones me sentía sin fuerzas.

**Diego Alexander Pesantez Robles.**

## DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis Padres quienes con todo su esfuerzo me brindaron su apoyo para poder culminar mis metas y seguir con mis estudios universitarios así mismo a mis hermanos que me dieron el aliento para seguir en mi carrera profesional, a mi familia quién siempre estuvo pendiente en mi desarrollo profesional.

**Jorge Adrián Atiencia Ramírez.**

## DEDICATORIA

Este proyecto es especialmente dedicado a mis padres por su esfuerzo por permitirme continuar con mis estudios universitarios, y seguir adelante en una carrera profesional. Y todas aquellas personas que de alguna manera me ayudaron a llegar hasta este punto de mi vida. También a mis compañeros de universidad en especial a una persona que marcó un pilar fundamental en mi carrera. A mis Maestros que guiaron mi camino.

**Diego Alexander Pesantez Robles**

## **TRIBUNAL DE GRADUACIÓN**

---

**PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo.**  
**DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

---

**MSc. Alby del Pilar Aguilar Pesantes**  
**MIEMBRO EVALUADOR**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Grado nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

---

**Jorge Adrián Atiencia Ramírez**

---

**Diego Alexander Pesantez Robles.**

## RESUMEN

El presente proyecto se lo consideró para tener un establecimiento habitacional para las personas que se quedan sin hogar de las cuales presentan incidentes como en ser reubicados, perder sus hogares por daños naturales, nuestro planteamiento como solución es realizar el diseño de una edificación sismo resistente con aisladores sísmicos de uso residencial. Para nuestro diseño de la edificación usaremos como material hormigón armado y se procederá a realizar un análisis con un aislador sísmico de base con núcleo de plomo y con base elastoméricos.

Como iniciativa al avance de nuestro proyecto fue la recopilación de información de las cuales se determinó la ubicación del edificio que será en el cantón de Durán, a la altura del Terminal Terrestre de Durán, tomando encuesta las medidas del terreno determinamos las medidas de nuestra edificación para la implantación que es de 20 m de frente y 15 m de fondo con una altura de 16 m conformado por 5 pisos teniendo como planta baja la altura de 4 m y los demás pisos con una altura de 3 m, el diseño de su interior estará empleado con sus respectivos departamentos distribuidos con su respectivos baños, cuartos, así mismo se tendrá áreas de reuniones y recreación, para la edificación se tendrá el respectivo análisis de suelo que



fue realizado en sitio determinando el tipo de material del suelo según sus estratos para el diseño sismo resistente del edificio y la cimentación.

Para el análisis estructural de la edificación se lo realizó por medio del programa SAP 2000, el cual nos sirvió para obtener las esfuerzos internos, reacciones y derivas, con la finalidad de realizar los cálculos respectivos para el diseño correcto de cada uno de los elementos estructurales, cumpliendo las disposiciones y requisitos establecidos en las Normas NEC 2011, ACI 318-08.

Posteriormente se realizó un presupuesto referencial en base al análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros, de tal manera que podamos determinar la diferencia del costo de un edificio sismo resistente o con aislador sísmico de base considerando el punto de vista de seguridad y económica.

Finalmente, con los datos obtenidos de diseño y presupuesto, se realizó un análisis de ventajas y desventajas tanto económica y de seguridad para los residentes en la edificación.

## ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS.....	ii
DEDICATORIA .....	iii
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN.....	v
DECLARACION EXPRESA .....	vi
RESUMEN.....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
ÍNDICE DE TABLAS .....	xviii
ABREVIATURAS .....	xxi
SIMBOLOGÍA .....	xxii
<b>CAPÍTULO I .....</b>	<b>23</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>23</b>
1.1    Antecedente .....	24
1.2    Alcance.....	25
1.3    Objetivos .....	27
1.3.1    Objetivos Generales.....	27
1.3.2    Objetivos Especificos .....	27
1.4    Importancia del diseño estructural antisismico .....	27
1.5    Enfoque y metodología.....	30
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>33</b>

<b>PREFACTIBILIDAD .....</b>	<b>33</b>
2.1    Estudios preliminares .....	34
2.2    Recopilación y análisis de información existente.....	34
2.2.1    Estudio del crecimiento poblacional en Guayaquil y Duran. ....	38
2.3    Estudio topográfico.....	36
2.4    Recopilación y análisis de información nueva. ....	38
2.4.1    Diseño arquitectónico. ....	38
2.4.2    Estudio geotécnico .....	40
2.4.3    Parámetros mecánicos del suelo .....	41
2.4.4    Capacidad de carga del suelo .....	42
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>43</b>
<b>ESTUDIOS DEFINITIVOS .....</b>	<b>43</b>
3.1    Diseño sísmico. ....	44
3.2    Factor Z .....	44
3.3    Tipo de suelo.....	45
3.4    Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	47
3.5    Espectro elástico de diseño.....	48
3.6    Coeficiente de importancia. ....	49
3.7    Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R	49
3.8    Carga sísmica.....	50
3.9    Periodo fundamental.....	50
3.10    Cortante basal sísmico .....	51
3.11    Derivas admisibles.....	52

3.12	Planteamiento de alternativas .....	88
<b>CAPÍTULO IV .....</b>		<b>110</b>
<b>ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....</b>		<b>111</b>
4.1	Zona sísmica del Ecuador.....	111
4.2	Parámetros mecánicos del suelo.....	111
4.3	Capacidad de carga del suelo.....	112
4.4	Carga muerta por metro cuadrado ( $W_D$ ).....	114
4.5	Carga muerta $W_{PP}$ por metro cuadrado.....	116
4.6	Carga muerta por metro cuadrado total en cada nivel....	117
4.7	Carga viva por metro cuadrado ( $W_L$ ) .....	118
4.8	Espectros de diseño .....	118
4.8.1	Espectros de diseño elástico.....	118
4.8.2	Espectros de diseño inelástico.....	120
4.9	Periodo fundamental de la estructura.....	122
4.10	Distribución vertical de fuerza sísmica. ....	125
<b>CAPÍTULO V .....</b>		<b>127</b>
<b>PREDISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....</b>		<b>127</b>
5.1	Análisis de fuerzas internas de la estructura .....	128
5.2	Pre dimensionamiento de elementos estructurales.....	169
5.3	Pre diseño de columnas interiores entrepiso 1.....	171
5.4	Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 1.....	173
5.5	Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 1 .....	174
5.6	Pre diseño de columnas interiores entrepiso 2.....	176

5.7	Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 2.....	178
5.8	Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 2.....	179
5.9	Pre diseño de columnas interiores entrepiso 3.....	181
5.10	Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 3.....	183
5.11	Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 3.....	184
5.12	Pre diseño de columnas interiores entrepiso 4.....	186
5.13	Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 4.....	186
5.14	Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 4.....	186
5.15	Pre diseño de columnas interiores entrepiso 5.....	191
5.16	Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 5.....	193
5.17	Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 5.....	194
5.18	Pre diseño de vigas principales en dirección Y .....	202
5.19	Pre diseño de vigas principales en dirección X .....	230
5.20	Pre diseño de losa nervada en dos direcciones .....	260
5.21	Pre diseño de cimentación superficial zapata aislada ....	261
5.22	Dimensionamiento de la altura $h_z$ de la zapata por punzonamiento.....	265
5.23	Modelado d la estructura en SAP 2000 .....	274
5.24	Calculo de las derivas de piso admisible de las alternativas propuesta .....	279
<b>CAPÍTULO VI .....</b>		<b>286</b>
<b>RESTRICCIONES .....</b>		<b>286</b>

6.1	Restricciones .....	287
6.2	Impacto Ambiental.....	289
6.3	Eficiencia .....	289
6.4	Social / Económico .....	290
6.5	Complejidad Constructiva.....	291
6.6	Mantenimiento .....	292
<b>CAPÍTULO VII .....</b>		<b>293</b>
<b>ESTUDIO Y MANEJO AMBIENTAL .....</b>		<b>293</b>
7.1	Antecedentes.....	294
7.2	Objetivos .....	294
7.2.1	Objetivo general .....	291
7.2.2	Objetivo específicos .....	295
7.2.3	Norma y Reglamento ambientales .....	295
7.2.4	Procedimientos según Manual de Gestión Ambiental (MGA) .....	296
7.3	Descripción del terreno en el aspecto ambiental .....	297
7.4	Actividades a Evaluar .....	297
7.5	Evaluación ambiental .....	298
7.6	Plan de Mitigación de Impacto Ambiental.....	304
<b>CAPÍTULO VIII .....</b>		<b>309</b>
<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL .....</b>		<b>309</b>
8.1	Presupuesto del edificio en hormigón armado.....	310
8.2	Edificio de Hormigón armado con aislador sísmico de base con núcleo de plomo. ....	311

8.3	Edificio H. armado aislador sísmico elastoméricos.....	312
8.4	Determinación de solución criterio técnico – económico.	314
8.4.1	Aislador sísmico de base con nucleo de plomo.....	316
8.4.2	Aislador sísmico de base elastoméricos.....	316
<b>CAPÍTULO IX .....</b>		<b>318</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>318</b>
	Conclusiones.....	319
	Recomendaciones.....	321
ANEXOS .....		
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS .....		

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1. 1</b> Propuesta de implantación del edificio en Durán. ....	26
<b>Figura 2. 1</b> Tabla de proyección poblacional ecuatoriana .....	35
<b>Figura 2. 2</b> Implantación Topográfica del edificio .....	36
<b>Figura 2. 3</b> Implantación Topográfica del edificio .....	37
<b>Figura 2. 4</b> Vista frontal del terreno .....	37
<b>Figura 2. 5</b> Vista lateral del terreno .....	37
<b>Figura 2. 6</b> Fachada frontal de la estructura .....	38
<b>Figura 2. 7</b> Diseño arquitectónico planta baja .....	39
<b>Figura 2. 8</b> Diseño arquitectónico Niveles .....	39
<b>Figura 2. 9</b> Estudio geotécnico del terreno para la edificación. ....	41
<b>Figura 3. 1</b> Bases de un diseño antisísmico.....	44
<b>Figura 3. 2</b> Mapa de zonas sísmicas del Ecuador.....	45
<b>Figura 3. 3</b> Diferencias entre mecanismos.....	55
<b>Figura 3. 4</b> Pisos blando o débiles .....	56
<b>Figura 3. 5</b> Distribución de presiones de contacto .....	57
<b>Figura 3. 6</b> Dimensiones de Zapata .....	61
<b>Figura 3. 7</b> Presiones de contacto supuestas bajo Zapatas.....	61
<b>Figura 3. 8</b> Distribución de presiones de contacto .....	62
<b>Figura 3. 9</b> Sección Crítica por punzonamiento .....	65
<b>Figura 3. 10</b> Dimensiones generales de una zapata .....	65



<b>Figura 3. 11</b> Esquema de presión producida por el suelo.....	66
<b>Figura 3. 12</b> Vigas de Amarre o Riostras .....	67
<b>Figura 3. 13</b> Esquema de Viga – Riostra .....	68
<b>Figura 3. 14</b> Losas en dos direcciones .....	69
<b>Figura 3. 15</b> Franja de Columna para $L2 \leq L1$ .....	69
<b>Figura 3. 16</b> Franja de Columna para $L2 > L1$ .....	69
<b>Figura 3. 17</b> Sección efectiva de una viga .....	70
<b>Figura 3. 18</b> Espesores mínimos .....	72
<b>Figura 3. 19</b> Longitudes mínimas de refuerzo en losas sin vigas .....	73
<b>Figura 3. 20</b> Refuerzo en losas sin vigas .....	74
<b>Figura 3. 21</b> Distancia entre las caras de las columnas.....	77
<b>Figura 3. 22</b> Edificio Convencional VS Aislamiento Sísmico.....	84
<b>Figura 3. 23</b> Reducción del cortante .....	85
<b>Figura 3. 24</b> Disminución de los desplazamientos .....	85
<b>Figura 3. 25</b> Técnica de Aislamiento Sísmico .....	87
<b>Figura 3. 26</b> Aislador sísmico de base elastoméricos HD.....	88
<b>Figura 3. 27</b> Aislador sísmico de base con núcleo de plomo LBR.....	89
<b>Figura 3. 28</b> Esquema del modelo bilineal.....	105
<b>Figura 4. 1</b> Espectro de Diseño .....	118
<b>Figura 4. 2</b> Espectro inelástico de diseño .....	120
<b>Figura 5. 1</b> Análisis de fuerzas internas dirección X .....	148
<b>Figura 5. 2</b> Análisis de fuerzas internas dirección Y .....	148

<b>Figura 5. 3</b> Vista en planta de Áreas tributarias .....	167
<b>Figura 5. 4</b> Área tributaria en columnas esquineras.....	168
<b>Figura 5. 5</b> Área tributaria en columnas de borde .....	168
<b>Figura 5. 6</b> Área tributaria en columnas interiores .....	168
<b>Figura 5. 7</b> Vista en planta de plintos.....	263
<b>Figura 5. 8</b> Dimensiones de Zapata Esquinera .....	267
<b>Figura 5. 9</b> Dimensiones de Zapata de Borde .....	269
<b>Figura 5. 10</b> Dimensiones de Zapata Central .....	271
<b>Figura 5. 11</b> Vista en Planta de Cimentación.....	272
<b>Figura 5. 12</b> Modelado de la estructura .....	273
<b>Figura 5. 13</b> Vista en planta x –y .....	273
<b>Figura 5. 14</b> Vista lateral dirección x.....	274
<b>Figura 5. 15</b> Dimensiones de secciones estructurales.....	274
<b>Figura 5. 16</b> Modelado 3D .....	275
<b>Figura 5. 17</b> Modelado de losa con sistema diafragma.....	275
<b>Figura 5. 18</b> Vista en planta de losa.....	276
<b>Figura 5. 19</b> Deformación de la estructura.....	276
<b>Figura 5. 20</b> Deformación de pórtico dirección Y .....	277
<b>Figura 5. 21</b> Deformación de pórtico dirección X.....	277
<b>Figura 5. 22</b> Procedimiento de verificación de derivas.....	278
<b>Figura 5. 23</b> Análisis comparativo Derivas dirección X .....	280
<b>Figura 5. 24</b> Análisis comparativo Derivas dirección Y .....	280

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla I</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	45
<b>Tabla II</b> Clasificación de perfiles de suelo .....	46
<b>Tabla III</b> Tipo de suelos y Factores de sitio $F_a$ .....	47
<b>Tabla IV</b> Tipo de suelos y Factores de sitio $F_d$ .....	47
<b>Tabla V</b> Tipo de suelos y Factores de sitio $F_s$ .....	47
<b>Tabla VI</b> Categoría de edificio y coeficiente de importancia .....	49
<b>Tabla VII</b> Coeficientes R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.	50
<b>Tabla VIII</b> Valore de $C_t$ y $\alpha$ para calcular el periodo fundamental.....	51
<b>Tabla IX</b> Valores de derivas máximas en función de la altura de piso.....	54
<b>Tabla X</b> Modulo de Balasto .....	66
<b>Tabla XI</b> Espesores mínimos de losa armadas en dos direcciones.....	71
<b>Tabla XII</b> Coeficientes para distribuir momentos positivos y negativos .....	79
<b>Tabla XIII</b> Relación entre las dimensiones de la losa y de la rigidez .....	80
<b>Tabla XIV</b> Fracción del momento negativo exterior .....	81
<b>Tabla XV</b> Fracción del momento positivo de la franja de columna .....	82
<b>Tabla XVI</b> Nivel de Daño en Elementos Estructurales.....	84
<b>Tabla XVII</b> Coeficientes de sitio $F_a$ .....	92
<b>Tabla XVIII</b> Coeficientes de sitio $F_R$ .....	92
<b>Tabla XIX</b> Coeficientes de amortiguamiento .....	93

<b>Tabla XX</b> Zonas Sísmico del Ecuador .....	111
<b>Tabla XXI</b> Perforación # 1 .....	113
<b>Tabla XXII</b> Perforación # 2 .....	113
<b>Tabla XXIII</b> Valores del Espectro de Diseño Elástico .....	120
<b>Tabla XXIV</b> Suelo Perfil .....	122
<b>Tabla XXV</b> Tabla Distribución vertical de fuerza sísmica en dirección x ....	126
<b>Tabla XXVI</b> Distribución vertical de fuerza sísmica en dirección y .....	126
<b>Tabla XXVII</b> Resumen de Fuerzas Internas en la Estructura dirección X...	150
<b>Tabla XXVIII</b> Resumen de Fuerzas Internas en la Estructura dirección Y..	169
<b>Tabla XXIX</b> Dirección Eje X – Quinto Nivel .....	202
<b>Tabla XXX</b> Dirección Eje X – Cuarto Nivel .....	208
<b>Tabla XXXI</b> Dirección Eje X – Tercer Nivel.....	214
<b>Tabla XXXII</b> Dirección Eje X – Segundo Nivel.....	221
<b>Tabla XXXIII</b> Dirección Eje X – Primer Nivel .....	227
<b>Tabla XXXIV</b> Dirección Eje Y – Quinto Nivel .....	233
<b>Tabla XXXV</b> Dirección Eje Y – Cuarto Nivel.....	239
<b>Tabla XXXVI</b> Momentos producidos en la viga .....	245
<b>Tabla XXXVII</b> Dirección Eje Y – Segundo Nivel .....	251
<b>Tabla XXXVIII</b> Momentos producidos en la viga.....	257
<b>Tabla XXXIX</b> Derivas admisibles por nivel estructura PCRM dirección X ..	282
<b>Tabla XL</b> Derivas admisibles por nivel estructura aislada HDR dirección X	283
<b>Tabla XLI</b> Derivas admisibles por nivel estructura aislada LBR dirección X	283

<b>Tabla XLII</b>	Derivas admisibles por nivel estructura PCRM dirección Y .....	284
<b>Tabla XLIII</b>	Derivas admisibles estructura aislada HDR dirección Y .....	284
<b>Tabla XLIV</b>	Derivas admisibles estructura aislada LBR dirección Y .....	284
<b>Tabla XLV</b>	Tabla de criterio respecto a las restricciones. Edf. H. Armado	287
<b>Tabla XLVI</b>	Tabla de criterio respecto a las restricciones. Edf. con HBR ...	288
<b>Tabla XLVII</b>	Tabla de criterio respecto a las restricciones. Edf. con LBR...	288
<b>Tabla XLVIII</b>	Matriz de Intensidad.....	299
<b>Tabla XLIX</b>	Matriz de Extensión .....	299
<b>Tabla L</b>	Matriz de Duración. ....	300
<b>Tabla LI</b>	Matriz de Bondad o Signo. ....	301
<b>Tabla LII</b>	Matriz de Magnitud de Impacto. ....	301
<b>Tabla LIII</b>	Matriz de Reversibilidad. ....	302
<b>Tabla LIV</b>	Matriz de Riesgo. ....	303
<b>Tabla LV</b>	Matriz de Impacto Ambiental.....	303
<b>Tabla LVI</b>	Matriz de Valoración de Impacto Ambiental - Cualitativo.....	304
<b>Tabla LVII</b>	Presupuesto edificio de hormigón armado,.....	310
<b>Tabla LVIII</b>	Presupuesto del aislador sísmico con núcleo de plomo.....	311
<b>Tabla LIX</b>	Presupuesto con el aislador sísmico de base elastoméricos. ....	312
<b>Tabla LX</b>	Tabla comparativa de costos. ....	313

## ABREVIATURAS

ASCE	American Society and Civil Engineers
ATMD	American Society for testing and material
CEMA	Centro de estudios del medio ambiente
EDCOM	Escuela de diseño y comunicación visual
FICT	Facultad en ciencias de la tierra
H.A.	Hormigón Armado
H.S.	Hormigón Simple
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
ISO	International Organization for Standardization
Msnm	Metros sobre el nivel del mar
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
NEC	Norma ecuatoriana de la construcción
NEVI Program	National Earthquake Hazards Reduction
OGC	Open Geospatial Consortium
SEAOC	Structural Engineers Association of California

## SIMBOLOGÍA

Ab	Área de la edificación en su base
Ax	Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural
Ct	Coefficiente que depende del tipo de edificio
Ta	Periodo fundamental de vibración
Ve	Cortante basal elástico
D	Carga muerta
DBF	Diseño basado en fuerzas
DBD	Diseño directo basado en desplazamientos
L	Sobre carga viva
W	Carga sísmica relativa
Ig	Inercia gruesa
Ksi	Kilogramo sobre pulgada cuadrada
X	Coefficiente de importancia
g	Aceleración o intensidad de gravedad
Fd	Coefficiente de amplificación de suelos en la zona de ordenadas del espectro de respuesta
H	Altura

H	Peralte de una viga
F <sub>s</sub>	Coeficiente de amplificación del suelo
min	Minuto
mm	Milímetro
E. sísmicas	Efectos de las fuerzas
S	Segundo
T	Período de retorno
F <sub>a</sub>	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó



# **CAPÍTULO I**

## **INTRODUCCIÓN**

## 1.1 Antecedente

En la ciudad de Guayaquil y Durán son lugares donde residen la gran demanda de habitantes por ser puertos lo que ha conllevado a tener una sobre explotación de los terrenos en dichas ciudades, de los cuales personas de poco recursos se alojan en tierras que se encuentran en punto de riesgo por laderas o efecto de inundaciones, personas se lucran vendiendo estas tierras de los cuales ha llevado al municipio legalizar dichos terrenos sin tener un control, por esta razón personas pierden sus hogares por los efectos de la naturaleza del cual se los reubican, otros de los aspectos más desfavorables son las malas concepciones eléctricas del cual provocan incendios perdiéndolo todo.

Este problema es mundial, pero se deben dar soluciones ya que el estado siempre realiza inversiones de ayuda en vez de usar grandes terrenos para poder realizar diseño urbanístico, por esta razón buscamos realizar construcciones verticales del cual tengan el mismo propósito del estado de ayudar y tener un buen vivir para estas personas.

Uno de los grandes problemas por invasión de tierra en la ciudad de Guayaquil fue el monte Sinaí donde ciento de personas fueron evacuados de esas tierras que se encuentra en punto de riesgos, por

esta razón se empleó el proyecto de socio vivienda para estas personas creando el diseño de una urbanización con alrededor de 400 casas para estas personas. Uno de los problemas para estos proyectos son los grandes terrenos que necesitan para su ejecución por el cual el diseño de un edificio del cual tendría residencias multifamiliares con todos los servicios básicos.

En la actualidad, la migración campo-ciudad y de ciudades intermedias es de un 3 %, la falta de obras e infraestructuras son los argumentos para salir de su terruño, viendo a Guayaquil como una oportunidad para progresar. Según el Municipio, en los últimos ocho años la migración anual es de 5.000 familias, ocupando un promedio de 140 hectáreas. Es una cifra importante, tomando en cuenta que a Quito llegan alrededor de 1.200 y a Cuenca 100.

Con estos antecedentes, en el sur y este de la ciudad no queda espacio para un asentamiento más. Y en el norte, apenas un mínimo porcentaje. La única opción es el oeste (vía a la costa), zona que en la última década ha experimentado un importante desarrollo urbanístico y comercial.

## **1.2 Alcance.**

Con los puntos mencionados en los antecedentes, y con el fin de realizar un proyecto de fin de carrera para la obtención del título de Ingeniería Civil, se dará como solución la creación de una edificación residencial, estudiando la viabilidad de dicho proyecto desde el punto de vista estructural y económico, con la finalidad de determinar la factibilidad y beneficios que otorgará dicha construcción.

La ubicación del edificio residencial será a un lado de la vía Durán – Milagro a unos metros del Terminal de Durán y al frente de la urbanización Martina.



**Figura 1. 1** Propuesta de implantación del edificio en Durán.

**Fuente:** Aplicación Google Maps.

**Coordenadas geográficas:**

Longitud= 79.497203, Latitud= 2.104883

**Coordenadas UTM:**

X=645.262, Y=9'758.730

En el presente proyecto de graduación se presentará dos alternativas como aisladores sísmicos, las cuales deben contar con un diseño seguro, funcional y económico, el edificio se lo diseñara en estructuras de Hormigón Armado.

Posterior al diseño se realizará un análisis de precio unitario en los costos de los aisladores en base a la cantidad de material, al finalizar se realizará un análisis más factible analizándolo desde el punto de vista económico, constructivo y seguro

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo General**

Diseñar soluciones estructurales eficientes bajo el punto de vista sísmico orientado a la gran demanda de habitantes en Guayaquil, aplicando normas actualizadas, criterios de selección y los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil.

#### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Realizar los estudios de anteproyecto mediante etapas que aporten información.
- Recopilar información para determinar la gran demanda de

personas que necesita ayuda provisional a los diferentes efectos de catástrofes ambientales o de riesgo.

- Determinar la ubicación del edificio residencial, a partir de información topográfica obtenida del terreno.
- Elaborar un plano arquitectónico que muestre la distribución de los pisos para el edificio a construir.
- Establecer 2 alternativas de aisladores sísmicos económicos y fiables para la edificación.
- Establecer un análisis de factibilidad desde el punto de vista ambiental aplicando una valoración de restricciones.
- Elaborar un presupuesto referencial basado en precios actualizados en el mercado.

#### **1.4 Importancia del diseño estructural antisísmico**

El efecto más temido de los terremotos lo constituyen los colapsos de las construcciones, ya que normalmente no sólo implican muertes, sino que representan enormes pérdidas tanto para los individuos como para la comunidad. Así pues, a pesar de que otras consecuencias de los sismos pueden incluir los corrimientos de tierras, la licuefacción del suelo y los "tsunamis".

De entre todos los fenómenos naturales que han preocupado a la humanidad, los sismos son sin duda los más angustiosos. El hecho de que hasta ahora la aparición de los episodios sísmicos haya sido impredecible hace que sean especialmente temidos por el ciudadano medio, ya que éste percibe que no hay manera alguna de asegurar una preparación efectiva.

Los objetivos fundamentales de cualquier proyecto estructural consisten en la seguridad, utilizabilidad y economía. La consecución de estos objetivos por parte de los proyectos destinados a regiones de actividad sísmica es especialmente importante y difícil. La incertidumbre e predictibilidad de cuándo, dónde y cómo va a afectar la ocurrencia de un sismo aumenta la dificultad global. Además, la falta de comprensión y capacidad para evaluar el comportamiento de las instalaciones construidas hace muy difícil que se alcancen los objetivos mencionados anteriormente.

La ocurrencia futura de terremotos puede considerarse como "riesgo sísmico", cuyas consecuencias representan lo que puede definirse como "peligro sísmico". Es importante que el estudio de estos dos conceptos se efectúe independientemente. El primero representa la acción de la naturaleza, y el segundo los efectos sobre las personas y las construcciones humanas.

## 1.5 Enfoque y metodología

En el estudio definitivo del proyecto se realizará considerando que el país se encuentra en una zona sísmicamente activa, el diseño estructural, el cual incluye conceptos de Ingeniería Sísmica se logrará haciendo uso de normas y reglamentos actualmente vigentes en el país, tales como:

- NEC-2011
- ACI 318-08
- ASCE 7 – 10
- UBC - 97

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio.

El diseño del edificio se realizará para satisfacer los requisitos más conservadores establecidos, con el fin de reducir la probabilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.



Los procedimientos que establecen las Normas y Reglamentos sobre Criterios y requisitos mínimos para el Diseño Estructural Antisísmico de las Edificaciones se basan en:

- Estipular los materiales a utilizar, así como también sus especificaciones técnicas.
- Ubicar La zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura.
- Conocer mediante ensayos: tipo, características y los parámetros mecánicos del suelo.
- Elegir el tipo de sistema o configuración estructural.
- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura.
- Definir el tipo y el nivel de cargas.
- Construir un espectro de diseño.
- Establecer los parámetros para definir las fuerzas sísmicas de diseñar.
- Pre dimensionar los principales elementos estructurales.

Con el diseño terminado se tendrá un análisis de precios unitarios actualizados con el que se elaborara un presupuesto referencial para cada una de las propuestas estructurales mencionadas, observando cual es la opción más factible desde el punto de vista económico.

Finalmente se seleccionará cual es la alternativa estructural más factible desde los puntos de vistas de costo. Cabe recalcar que el siguiente proyecto de graduación abarca el diseño estructural, diseño arquitectónico y el presupuesto de cada una de las alternativas de aisladores sísmicos. El diseño de los sistemas de agua potable, aguas servidas y sistema eléctrico no se incluyen en este proyecto.

# **CAPÍTULO II**

## **PREFACTIBILIDAD**

## **2.1 Estudios preliminares**

Para el diseño de la edificación debe contar con planos arquitectónicos, eléctricos y sanitarios, sino también con el respectivo estudio topográfico, geotécnico, hidráulico, ambiental y social; ya que de estos factores dependerá que se realice un correcto diseño.

Para llevar a cabo el diseño del edificio será necesario la recopilación de la siguiente información:

- Diseño arquitectónico.
- Diseño estructural.
- Estudios geotécnicos.
- Estudios topográficos.

Considerando las Normas y especificaciones vigentes para realizar los respectivos estudios preliminares.

## **2.2 Recopilación y análisis de información existente**

### **2.2.1 Estudio del crecimiento poblacional en Guayaquil y Durán**

A lo largo del tiempo los gobiernos autónomos descentralizados han llevado un control del crecimiento

poblacional y sus riesgos en la parte territorial, teniendo en cuenta según datos del INEC que la parte territorial de Guayaquil se extiende vía a la Costa entiendo muchas limitaciones, por esta razón se consideró que las personas que migren a la ciudad de Guayaquil no podrán poblar más la ciudad del cual tendrán que habitar a los cantones más cercano como son Daule y Durán, según una tabla del Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC) donde muestra una proyección según sus cantones:

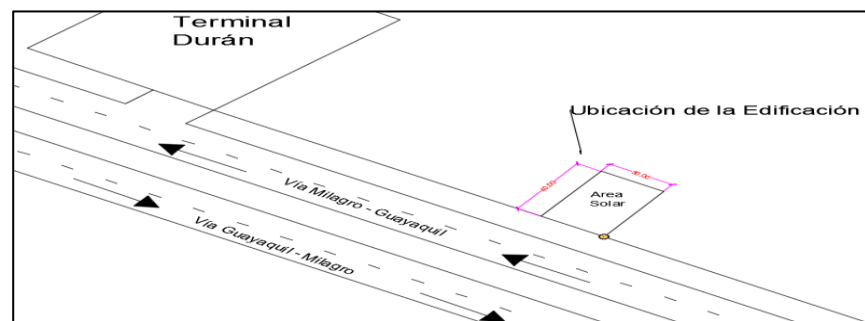
PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN ECUATORIANA, POR AÑOS CALENDARIO, SEGUN CANTONES 2010-2020												
Código	Nombre de canton	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
801	ESMERALDAS	196.095	198.774	201.372	203.881	206.298	208.615	210.833	212.952	214.975	216.901	218.727
802	ELOY ALFARO	41.130	41.670	42.191	42.694	43.176	43.637	44.077	44.497	44.895	45.272	45.629
803	MUISNE	29.534	29.767	29.983	30.183	30.366	30.532	30.680	30.811	30.926	31.025	31.106
804	QUININDE	126.665	128.807	130.910	132.965	134.973	136.925	138.826	140.670	142.462	144.198	145.879
805	SAN LORENZO	43.498	45.242	47.031	48.859	50.727	52.634	54.584	56.570	58.596	60.662	62.772
806	ATACAMES	42.700	43.949	45.211	46.479	47.754	49.033	50.319	51.607	52.899	54.195	55.495
807	RIOVERDE	27.786	28.209	28.622	29.023	29.413	29.789	30.152	30.503	30.840	31.164	31.475
808	LA CONCORDIA	44.304	45.187	46.062	46.926	47.776	48.612	49.435	50.241	51.033	51.810	52.571
901	GUAYAQUIL	2.440.553	2.471.180	2.501.423	2.531.223	2.560.505	2.589.229	2.617.349	2.644.891	2.671.801	2.698.077	2.723.665
902	ALFREDO BAQUERIZO MORENO	26.031	26.623	27.220	27.822	28.426	29.034	29.646	30.259	30.874	31.491	32.110
903	BALAO	21.212	21.709	22.212	22.718	23.228	23.741	24.258	24.777	25.299	25.822	26.348
904	BALZAR	56.081	56.571	57.046	57.507	57.953	58.382	58.792	59.186	59.563	59.921	60.260
905	COLIMES	24.354	24.567	24.773	24.973	25.167	25.353	25.531	25.702	25.866	26.022	26.169
906	DAULE	123.735	128.192	132.777	137.473	142.287	147.219	152.276	157.446	162.734	168.144	173.684
907	DURAN	243.235	250.033	256.954	263.970	271.085	278.296	285.609	293.005	300.488	308.059	315.724
908	EL EMPALME	77.297	78.250	79.190	80.115	81.024	81.915	82.787	83.639	84.472	85.284	86.073
909	EL TRIUNFO	46.207	47.471	48.757	50.060	51.380	52.717	54.071	55.439	56.823	58.221	59.636
910	MILAGRO	172.730	175.528	178.319	181.093	183.848	186.581	189.289	191.970	194.622	197.245	199.835
911	NARANJAL	71.111	73.313	75.564	77.856	80.189	82.564	84.983	87.439	89.936	92.472	95.052

**Figura 2. 1** Tabla de proyección poblacional ecuatoriana  
**Fuente:** Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC).

Partiendo de esta cantidad se consideró el porcentaje de crecimiento para tener como consideración los problemas que tiene la ciudad en territorio y lo demostrar lo necesario de nuestro proyecto.

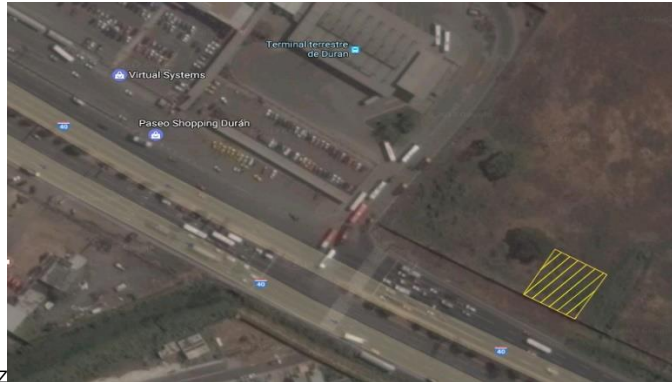
### 2.3 Estudio topográfico

Realizamos el levantamiento del terreno que se encuentra limpio y nivelado, debido que en el terreno se iba a realizar un proyecto de galpones como propósito de bodega pero no se pudo ejecutar la obra, por esta razón solo hicimos un levantamiento planimétricos con jalón y cinta para determinar sus dimensiones del cual tiene  $1200\text{m}^2$  con esta información se pudo establecer el área disponible para construcción del edificio  $15 \times 20\text{m}$  la cual es de  $300\text{m}^2$  y las profundidades de la cimentación establecidas para el diseño según los datos obtenidos en el estudio de suelo.



**Figura 2. 2** Implantación Topográfica del edificio  
**Fuente:** Levantamiento municipal del terreno

En esta imagen tenemos la implantación de nuestra edificación localizado en la ciudad de Durán vía a Milagro un terreno nivelado y compactado a nivel de carretera.



**Figura 2. 3** Implantación Topográfica del edificio  
**Fuente:** Imagen de Google Earth.



**Figura 2. 4** Vista frontal del terreno  
**Fuente:** Imagen de Google Earth.

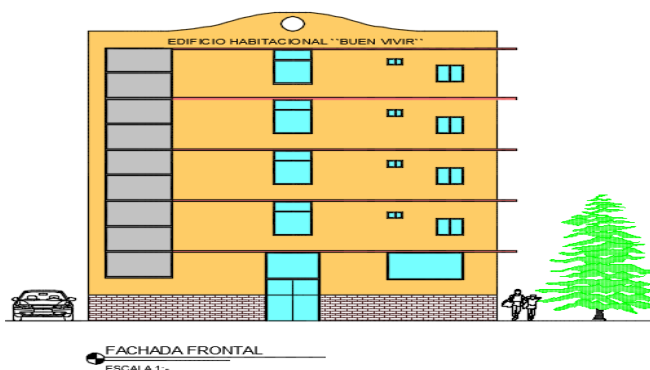


**Figura 2. 5** Vista lateral del terreno  
**Fuente:** Imagen de Google Earth.

## 2.4 Recopilación y análisis de información nueva.

### 2.4.1 Diseño arquitectónico.

Para el análisis del proyecto se debe tener un plano arquitectónico de los pisos para la edificación que va a estar ubicada en el cantón Durán vía a Milagro, esta edificación constara de 5 pisos con su propuesta arquitectónico, la altura de la edificación es de 16m, que estará compuesta por 23 departamentos, cada departamento tendrá 2 dormitorios y 1 dormitorio, un baño, una lavandería, cocina, sala y comedor, las áreas de estos departamentos varían así mismo tendrá un consultorio y una sala de reuniones o área de albergue en caso de emergencias en la planta baja, la edificación tendrá una escalera de emergencia y ascensores.

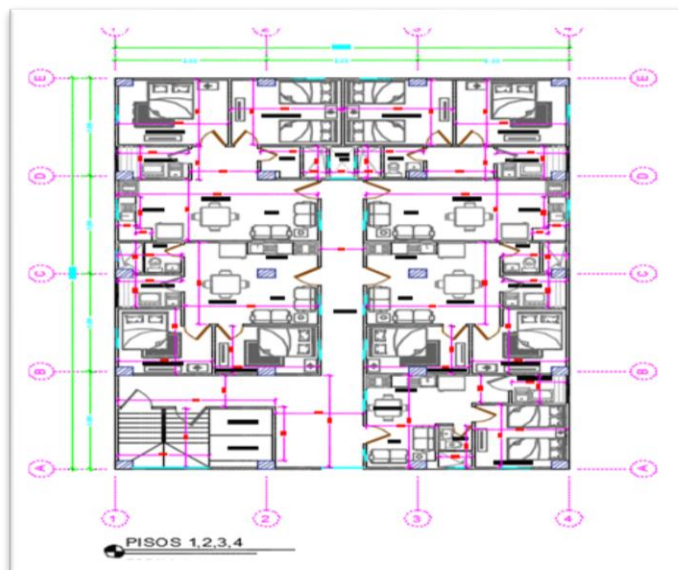


**Figura 2. 6** Fachada frontal de la estructura  
**Fuente:** Los autores (2017)





**Figura 2. 7** Diseño arquitectónico planta baja  
**Fuente:** Los autores (2017)



**Figura 2. 8** Diseño arquitectónico Niveles  
**Fuente:** Los autores (2017).

Planta baja: Lobby, consultorio, sala de reuniones, escalera principal, ascensores, 3 departamentos de 2 dormitorios con su respectivo baño, sala, cocina y cuarto de lavandería.

Planta típica 1ero – 4to Piso: escalera principal, ascensores, 4 departamentos con 2 dormitorios con su respectivo baño, sala, cocina y cuarto. Lavandería; así mismo 1 departamento con 1 dormitorios con su respectivo baño, sala, cocina y cuarto de lavandería.

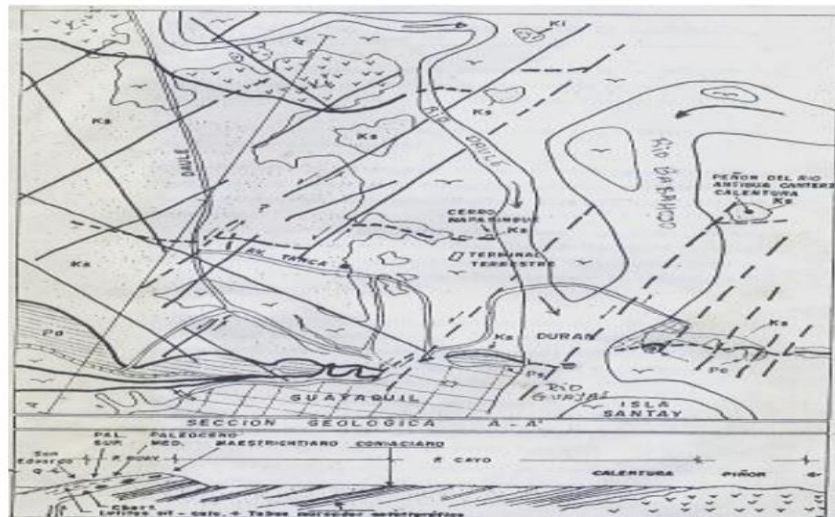
Dormitorios: 2 departamentos son grandes con cuartos para 2 literas en cada cuarto, otros 2 departamentos son de 2 cuartos solo para 2 camas y 1 departamento es de 1 cuarto para dos literas.

Todos los ambientes se busca el confort habitacional y contemplando las prioridades de un departamento para las personas.

#### **2.4.2 Estudio geotécnico**

Dentro del área de desarrollo de nuestro proyecto se encuentra la formación geológica Cayo – Calentura, esta formación presenta calizas grises oscuras a negras con margas en estratos delgados a medios y tobas de grano

grueso La parte superior de la Formación Calentura es conformada con las lutitas tobaceas y tobas de lapilli de la Formación Cayo.



**Figura 2. 9** Estudio geotécnico del terreno para la edificación.  
Fuente: Laboratorio de suelos Espol.

### 2.4.3 Parámetros mecánicos del suelo

La realización del estudio de suelos para la construcción de la estructura sismo resistente, fue ubicado en el sector del CANTÓN DURÁN, donde para el análisis de suelo de nuestro proyecto, nos facilitaron un estudio que se realizó en sitio de 19m de profundidad en cual nos especifica el tipo de material que se tiene en cada estrato como arenisca, grava, y aglomerado.

Mediante dos perforaciones donde los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Límites de Atterberg
- Granulometrías, Tamices #4, #10 #40 #200
- Contenido de Humedad

El Objetivo de estos ensayos fue el de determinar la capacidad portante de los diferentes estratos encontrados, en base a los análisis físicos y mecánicos y elaborar el perfil estratigráfico.

#### **2.4.4 Capacidad de carga del suelo**

Mediante el ensayo de penetración estándar SPT se pudo determinar la capacidad portante del suelo. Capacidad de carga limite Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que ésta penetre en el suelo. Capacidad de carga admisible, es la carga límite dividida entre un factor de seguridad. A este esfuerzo se le llama capacidad portante.

# **CAPÍTULO III**

## **ESTUDIOS DEFINITIVOS**

### 3.1 Diseño sísmico.

La respuesta de un edificio ante solicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos en el caso de edificios. Los requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras de edificación.

Las agitaciones sísmicas como terremotos no se pueden prevenir, pero se pueden reducir sus efectos absolutamente o substancialmente y así evitar la pérdida de vidas humana impidiendo el colapso de la estructura.

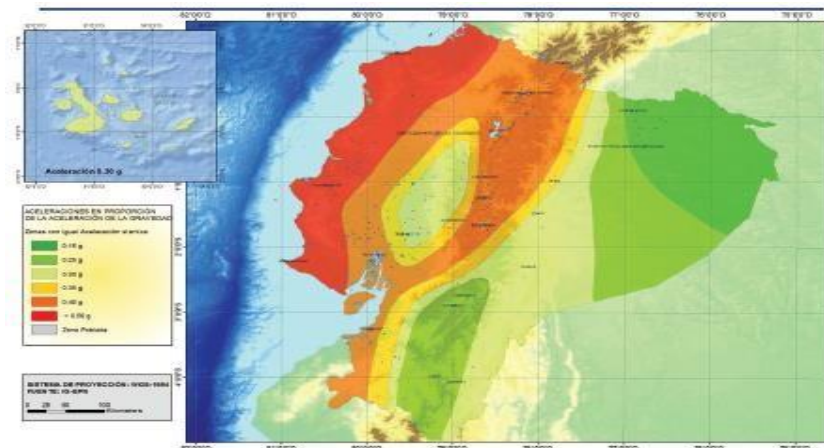


**Figura 3. 1** Bases de un diseño antisísmico  
**Fuente:** Los autores (2017)

### 3.2 Factor Z

Para las estructuras de uso normal se usa el factor Z, que

representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, estos valores varían dependiendo la ubicación del



proyecto sea Costa, Sierra u Oriente.

**Figura 3. 2** Mapa de zonas sísmicas del Ecuador  
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011

**Tabla I** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Caracterización del peligro sísmico	INTERMEDIA	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	MUY ALTA

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

### 3.3 Tipo de suelo

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben

subdividirse, asignándoles un subíndice  $i$  que va desde 1 en la superficie, hasta  $n$  en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

**Tabla II** Clasificación de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$  $S_u \geq 100$ kPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$  $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total $H$ mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$
		$w \geq 40\%$  $S_u < 50$ kPa
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad ( $H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$ )	
	<b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( $H > 30$ m)	
	<b>F5</b> —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.	
<b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).



### 3.4 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

**Tabla III** Tipo de suelos y Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
SUELO PERFIL A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SUELO PERFIL B	1	1	1	1	1	1
SUELO PERFIL C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
SUELO PERFIL D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
SUELO PERFIL E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

**Tabla IV** Tipo de suelos y Factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
SUELO PERFIL A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SUELO PERFIL B	1	1	1	1	1	1
SUELO PERFIL C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
SUELO PERFIL D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
SUELO PERFIL E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

**Tabla V** Tipo de suelos y Factores de sitio Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
SUELO PERFIL A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
SUELO PERFIL B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
SUELO PERFIL C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
SUELO PERFIL D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4

SUELO PERFIL E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
----------------	-----	-----	-----	-----	-----	---

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

### 3.5 Espectro elástico de diseño.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para realizar el análisis de diseño sísmico necesitamos datos de las siguientes variables:

- El factor de zona sísmica  $Z$ .
- El tipo de suelo del sitio de ubicación de la estructura.
- Los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

Los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente.

### 3.6 Coeficiente de importancia.

El objetivo del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, esto se lo categoriza por las edificaciones de primera necesidad del cual deben estar en función a pesar de cualquier sismo.

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

**Tabla VI** Categoría de edificio y coeficiente de importancia

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

### 3.7 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se

diseñan para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

**Tabla VII** Coeficientes R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

### 3.8 Carga sísmica

La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo.

#### Caso general

$W=D$ ; Dónde  $D$  Carga muerta total de la estructura

### 3.9 Periodo fundamental

Para estructuras de edificación, el valor de  $T$  puede determinarse de

manera aproximada mediante la expresión:

$$T_1 = C_t H_n^\alpha \rightarrow \text{Análisis no modal} \quad \text{Ec. 1}$$

$$T_2 = 0,1N \rightarrow \text{Análisis modal} \quad \text{Ec. 2}$$

**Tabla VIII** Valores de  $C_t$  y  $\alpha$  para calcular el periodo fundamental.

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben re-calcularse por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que, en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

### 3.10 Cortante basal sísmico

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$C_S = \frac{I_c S_a}{R \Phi_P \Phi_E} \quad \text{Ec. 3}$$

$$\Phi_P = 1 ; \Phi_E = 1 \quad \text{Ec. 4}$$

$$V_x = C_{sx} \cdot W \quad \text{Ec. 5}$$

$$K = 0,75 + 0,50T \quad \text{Ec. 6}$$

$$W_x = W_n \cdot A \quad \text{Ec. 7}$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \cdot h_x^k} \quad \text{Ec. 8}$$

$$F_x = C_{vx} \cdot V_x \quad \text{Ec. 9}$$

### 3.11 Derivas admisibles

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el

calculista utilizará secciones agrietadas. Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacional son y torsionales.
- Los efectos de segundo orden P- $\Delta$ .

La deriva máxima inelástica  $\Delta M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \quad \text{Ec. 10}$$

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5 I para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I para columnas

- 0.6 l para muros estructurales

La deriva máxima para determinado piso no sobrepasará los límites de deriva inelástica mostrados en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima obtiene como un porcentaje de la altura de piso:

**Tabla IX** Valores de derivas máximas en función de la altura de piso

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

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la Construcción (2011).

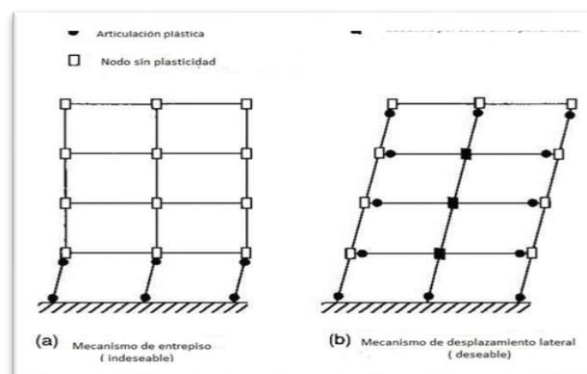
El criterio llamado columna fuerte – viga débil es un requisito a cumplir en cualquier proyecto sismo resistente de estructuras de concreto armado o reforzado con la finalidad de evitar fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de adherencia y corte son las responsables de la falla catastrófica o ruina de las estructuras.

Como se podrá entender la metodología trata de diseñar las columnas con mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas, debido que ante una acción sísmica los mecanismos cinemáticos que se formen sean los más deseables.

- Estos son los que en los cuales las rótulas plásticas se forman en las vigas y no en las columnas.



- Cuando las columnas no tienen mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas hay la probabilidad de que las rótulas plásticas se formen en las columnas formándose un mecanismo indeseable, es decir un mecanismo de entrepiso que puede conducir al colapso prematuro de la estructura.
- Ambos mecanismos teniendo en el nivel superior igual deformación, la rotación de las rótulas plásticas en el mecanismo deseable (en vigas) es muy pequeña con relación a la rotación de las rótulas plásticas en los mecanismos indeseables.



**Figura 3. 3** Diferencias entre mecanismos  
**Fuente:** Universidad Central del Ecuador (2014)

Este último mecanismo también referido como “piso blando”, las rotaciones plásticas son tan grandes que por lo general es muy difícil detallar la gran demanda de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal. Numerosos colapsos de estructuras de edificios de concreto reforzado porticados en los recientes terremotos se deben a que se forman mecanismos de entrepiso o lo

que es mismo pisos blandos.



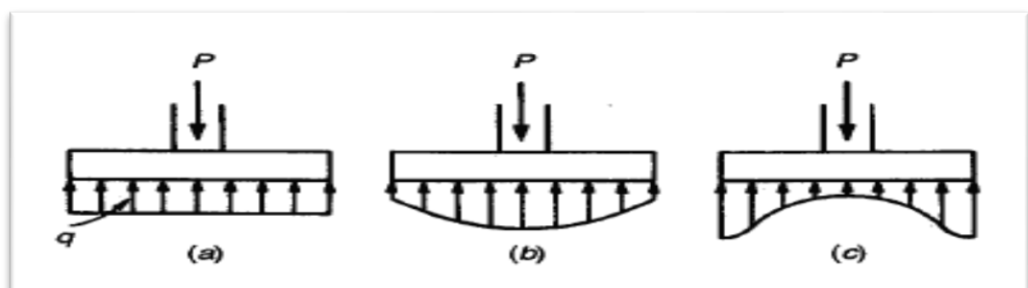
**Figura 3. 4** Pisos blandos o débiles  
**Fuente:** Universidad Central del Ecuador (2014)

El tipo de cimentación (plinto, viga o losa de cimentación) dependerá del tipo y calidad de suelo sobre el cual se proyecta construir las viviendas. De cualquier manera, tanto columnas de pórtico como de confinamiento deben conectarse a nivel de cimentación entre sí a través de cadenas de amarre formando una retícula. Ningún elemento de cimentación puede ser discontinuo. Las juntas de la cimentación deben realizarse a distancias no mayores de 30 m, a menos que un estudio geotécnico completo, resulte en distancias diferentes.

Las zapatas superficiales pueden clasificarse como zapatas para muros y zapatas para columnas. Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares, y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico. Su utilización para columnas exteriores tiene algunas dificultades si los derechos de propiedad impiden la utilización de

zapatas que se extiendan más allá de los muros exteriores. En este caso, se utilizarán zapatas combinadas o zapatas amarradas para permitir el diseño de una zapata que no se extienda más allá del muro o columna. Las zapatas combinadas para dos o más columnas se utilizan también para columnas interiores con cargas considerables y poco espaciadas entre sí, donde las zapatas individuales, si se hicieran, quedarían casi o totalmente traslapadas.

Para el diseño de una zapata suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo, pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que a cuantificación numérica de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas.



**Figura 3. 5** Distribución de presiones de contacto: a) supuesta; b) real para suelos  
**Fuente** Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Los requisitos mínimos para zapatas aisladas son los siguientes:

- Las zapatas aisladas deben ser cuadrangulares o rectangulares en planta.
- Siempre que sea posible, deben estar colocadas tal que su centroide coincida con el centroide de la columna o muro que recibe.
- La profundidad entre la superficie del contrapiso y el fondo de la zapata debe ser de 1.0 m. La menor dimensión de la zapata debe ser de 1.0m o lo que se sustente con un diseño de cimentación y el espesor mínimo de la zapata debe ser de 15cm.
- El refuerzo a flexión de las zapatas aisladas debe colocarse en la parte inferior de la misma y en ambas direcciones, de manera uniforme en todo el ancho de la zapata.
- La cuantía mínima en cualquier dirección debe ser de 0.0018.
- La distancia libre mínima entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la barra, pero no menor a 25mm.
- La distancia máxima entre barras paralelas debe ser menor o igual que 3 veces el espesor de la zapata, pero no mayor que 30 cm o lo que indique el diseño de la cimentación.

Para zapatas cargadas concéntricamente, el área requerida se determina a partir de:

$$A_{\text{zapata}} = \frac{P}{q_{\text{adm}}} \quad \text{Ec. 11}$$

Una de las condiciones para el diseño de zapatas que debemos de verificar es, los esfuerzos transmitidos al terreno no sobrepasen el esfuerzo admisible del suelo.

$$W_{\text{nU}} = \frac{P}{A_{\text{zapata}}} \rightarrow W_{\text{nU}} < q_{\text{adm}} \quad \text{Ec. 12}$$

Las presiones de contacto admisibles se determinarán a partir de los principios de la mecánica de suelos, con base en ensayos de carga y otras determinaciones experimentales. Las presiones de contacto admisibles  $q_{\text{adm}}$  para cargas de servicio se escogen de tal forma que se tenga un factor de seguridad entre 2.5 y 5.0 para que no se exceda la capacidad portante del suelo particular y que los asentamientos se mantengan dentro de unos límites tolerantes.

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_{\text{U}}}{\text{FS}} \quad \text{Ec. 13}$$

Siendo la capacidad última del suelo

$$q_{\text{U}} = (0,6 \gamma_{\text{m}} r N'_{\gamma}) F_r \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

$q_{\text{U}}$ =Presión última del suelo en Ton/m<sup>2</sup>

$\gamma_{\text{m}}$ =Peso volumetrico medio de los estratos afectados en la

cimentación en  $\text{Ton/m}^3$

$r$  =Radio del área circular del desplante en metros

$N'_\gamma$ =Factores de capacidad de carga por falla por corte local determinados a partir del ángulo de fricción interna  $\phi$  del material

$F_r$ =Factor de reducción

Una vez determinada el área de contacto se procede a encontrar las dimensiones de la fundación siendo nuestro diseño una zapata cuadrada.

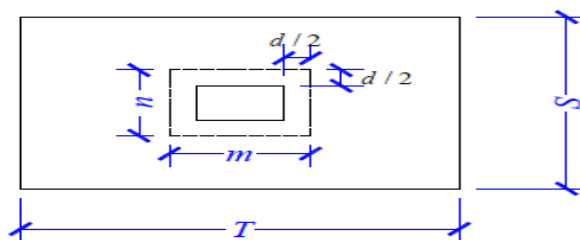
$$b^2 = A_{\text{zapata}} \quad \text{Ec. 15}$$

Para que la carga  $P$  actúe sin excentricidad es necesario que se cumpla  $l_{v1} = l_{v2}$

$$T = \sqrt{A_{\text{zapata}}} + \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad \text{Ec. 16}$$

$$S = \sqrt{A_{\text{zapata}}} - \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad \text{Ec.17}$$

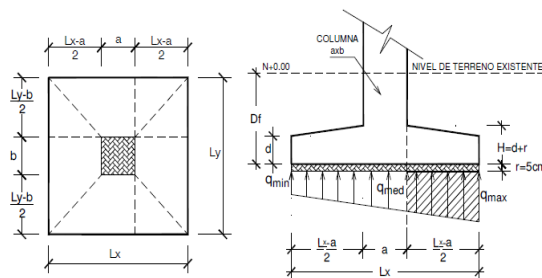
$t_1$  y  $t_2$  son las dimensiones de la columna



**Figura 3.6** Dimensiones de Zapata

**Fuente:** Universidad Nacional de Ingeniería Perú (2012)

En el caso de tener cargas acompañadas de momentos provenientes de la superestructura, la presión de contacto no se ejerce de una manera uniforme que sino presentará un valor máximo para el lado del momento y un valor mínimo para el otro lado.

**Figura 3.7** Presiones de contacto supuestas bajo Zapatas

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil. (2013)

Las presiones de contacto resultantes se suponen de nuevo distribuidas en forma lineal. Siempre y cuando la excentricidad resultante  $e = M/P$  no excedan un sexto del ancho de la zapata.

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{b}{6} \quad \text{Ec. 18}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} < \frac{b}{6} \quad \text{Ec. 19}$$

Para fundaciones en general el cálculo de las presiones de contacto resultantes se las obtiene mediante la siguiente ecuación:

Presión de Contacto esquina superior derecha de la zapata

$$q_1 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad \text{Ec. 20}$$

Presión de Contacto esquina superior izquierda de la zapata

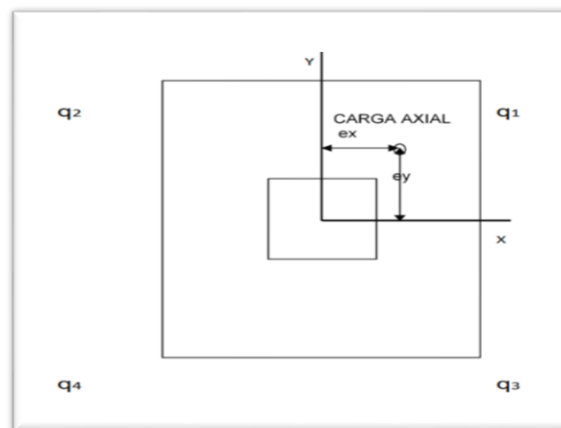
$$q_2 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad \text{Ec. 21}$$

Presión de Contacto esquina inferior derecha de la zapata

$$q_3 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right) \quad \text{Ec. 22}$$

Presión de Contacto esquina superior izquierda de la zapata

$$q_4 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right) \quad \text{Ec. 23}$$



**Figura 3. 8** Distribución de presiones de contacto  
Fuente: Universidad de San Carlos de Guatemala (2014)

Donde las excentricidades están en función de la carga y momento último que soporta la zapata, en este caso por ser una zapata cuadrada:



$$e_x = e_y = \frac{M_U}{P_U} \quad \text{Ec. 24}$$

Las presiones de contacto máxima y mínima que actúa en la interacción zapata – suelo en ambas direcciones están definidas por las siguientes ecuaciones:

### Dirección x

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_2}{2} \quad \text{Ec. 24}$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_2}{2} \quad \text{Ec. 26}$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (x_1 + h_{\text{col}} + d) \quad \text{Ec. 27}$$

### Dirección y

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_3}{2} \quad \text{Ec. 28}$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_3}{2} \quad \text{Ec. 29}$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (y_1 + h_{\text{col}} + d) \quad \text{Ec. 30}$$

En zapatas se distinguen dos tipos diferentes de resistencia a cortante: cortante en dos direcciones o por punzonamiento y cortante de acción como viga.

El cortante de acción como viga es semejante al de una viga de concreto, su falla produce grietas de tensión diagonal en las

proximidades de los apoyos. Para una zapata podríamos decir que ella misma es una viga ancha apoyada en la columna.

$$V_{dU} = (W_{nU} S)(l_{v1} - d) \quad \text{Ec. 31}$$

$$V_n = \frac{V_{dU}}{\phi} \quad \text{Ec. 32}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} S d \quad \text{Ec. 33} \quad V_c > V_n$$

El cortante por punzonamiento se produce con una grieta diagonal formando una superficie de cono alrededor de la columna. La inclinación de estas grietas varía de 20 a 45 grados. La sección crítica evaluar el cortante se toma a una distancia igual a  $d/2$  de la cara de la columna.

$$V_U \leq \phi V_c$$

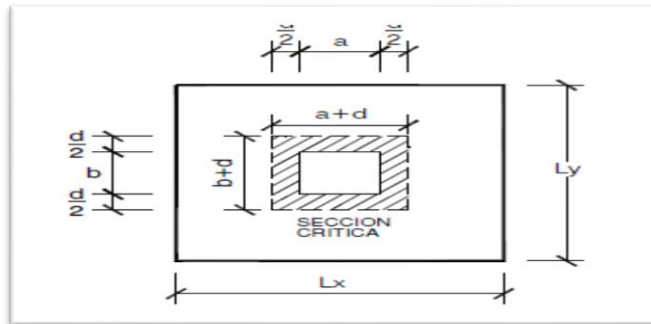
$$V_U = [P_U - W_{nU}(b + d)(h + d)] \quad \text{Ec. 34}$$

$$\beta_c = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} < 2 \quad \text{Ec. 35}$$

$$V_c = 0,27 \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Ec. 36}$$

$$V_c = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Ec. 37}$$

$$\text{Donde } b_o = 2(h + d) + 2(b + d) \quad \text{Ec. 38}$$

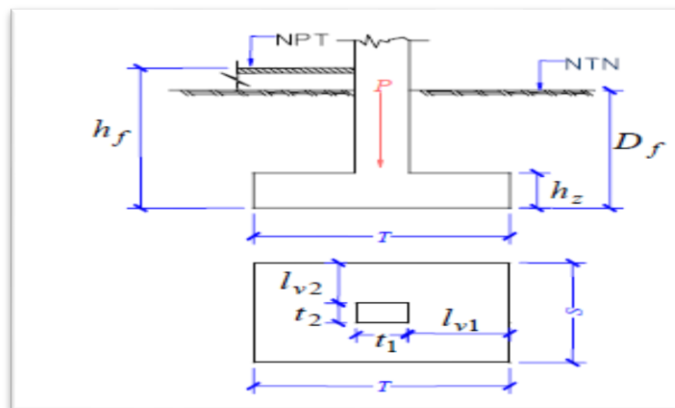


**Figura 3. 9** Sección Crítica por punzonamiento

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

En zapatas aisladas, la altura efectiva  $d$  es regulada principalmente por cortante. Puesto que estas zapatas se someten a una acción en dos direcciones, es decir, se flexionan en las dos direcciones principales, su comportamiento a cortante se parece al de las losas planas en inmediaciones de las columnas por lo cual se aplica la siguiente igualdad.

$$V_U = \phi V_C \quad \rightarrow \quad \phi = 0,75$$



**Figura 3. 10** Dimensiones generales de una zapata

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

Los desplazamientos en la zapata producto de las presiones de

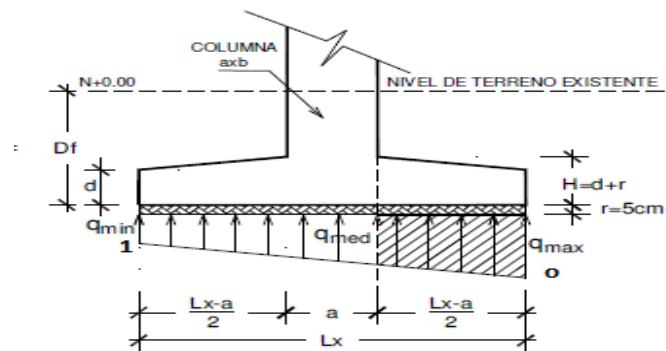
contacto están dadas por:

Desplazamiento en el punto O

$$\delta_o = \frac{q_{\max}}{K} \quad \text{Ec. 39}$$

$$\delta_1 = \frac{q_{\min}}{K} \quad \text{Ec. 40}$$

$$\alpha_s = \frac{q_{\max} + q_{\min}}{K B} \quad \text{Ec. 41}$$



**Figura 3.11** Esquema de presión producidas por el suelo  
**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

En estas expresiones,  $K$  representa el módulo de reacción del suelo, conocido también como módulo de balasto.

Tabla X **Módulo de Balasto**

Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: SAFE, C I

Todas las zapatas aisladas deben estar amarradas por un sistema de vigas a nivel de fundación para garantizar el comportamiento integral de la estructura. La viga deberá dimensionarse o calcularse para la combinación de la flexión propia más la tracción a la que se ve sometida con el momento de vuelco inducido por la zapata.

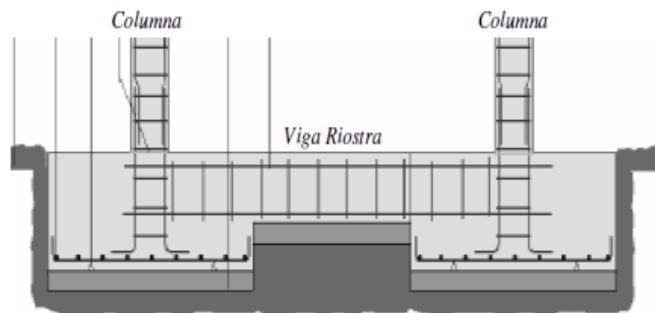
$$F = 0.25C_s P_U \quad \text{Ec. 42}$$

Donde:

$P_U$  = Carga máxima de las columnas que amarre

$C_s$  = Aceleración sísmica de diseño

Además de resistir las fuerzas mencionados, la viga de amarre también debe soportar los momentos producidos por asentamientos diferenciales.



**Figura 3. 12** Vigas de Amarre o Riostras

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

Para el diseño de la viga se utilizarán las Normas del ACI 318-05. También indica que la dimensión mínima para la viga de amarre debe ser igual a:

$$\mathbf{b = L/20} \quad \text{Para DES (especial de disipación de energía) Ec. 43}$$

Se tomará una altura  $h$  igual al 60% de la dimensión de la base

$$\mathbf{h = 1,6 b} \quad \text{Ec. 44}$$

El peralte está definido por:

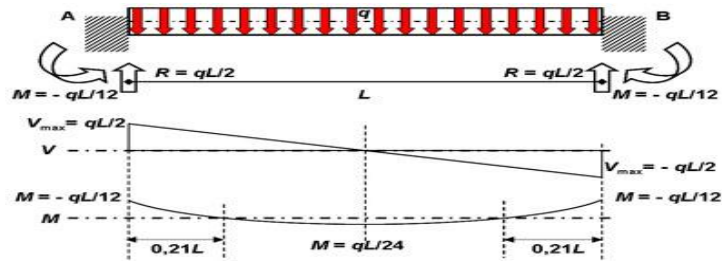
$$\mathbf{d = h - recubrimiento - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}} \quad \text{Ec. 45}$$

El cálculo de la cuantía balanceada, cuantía máxima y de la cuantía mínima de acero se lo determina con las ecuaciones:

$$\mathbf{\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f_c}{f_y} \right)} \quad \text{Ec. 46}$$

$$\mathbf{\rho_{\max} = 0,75 \rho_b} \quad \text{Ec. 47}$$

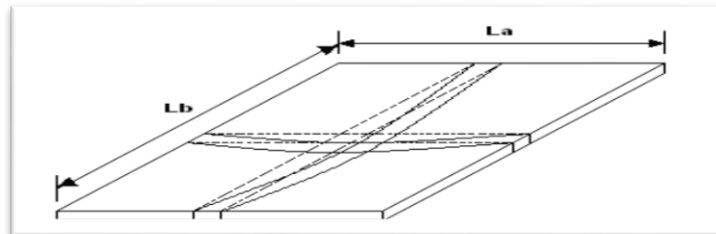
$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} \end{array} \right. \quad \text{Ec. 48 y 49}$$



**Figura 3. 13** Esquema de Viga – Riostra

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

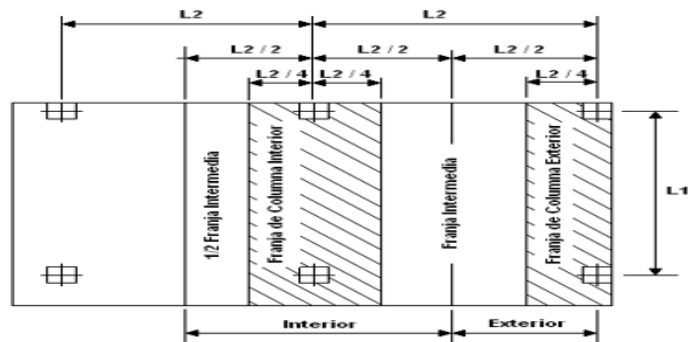
Las losas armadas en dos direcciones son losas que transmiten las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos. Este comportamiento se observa en losa en las cuales la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que dos.



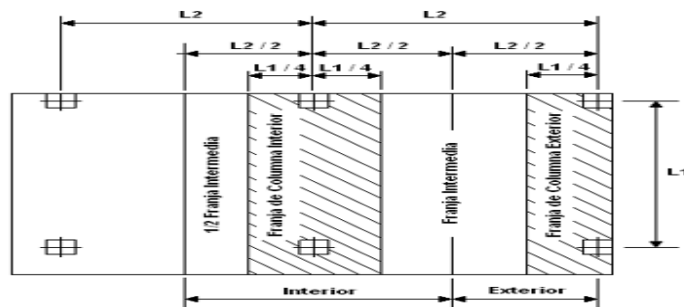
**Figura 3. 14** Losas en dos direcciones

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

Para analizar un sistema de losas en dos direcciones mediante el Método de Diseño Directo Equivalente, el sistema de losas se divide en franjas de diseño que consisten en una franja de columna y la mitad de una o dos franjas intermedias.



**Figura 3. 15** Franja de Columna para  $L2 \leq L1$   
Fuente: ACI 308 – 05



**Figura 3. 16** Franja de Columna para  $L2 > L1$   
Fuente: ACI 308 - 05

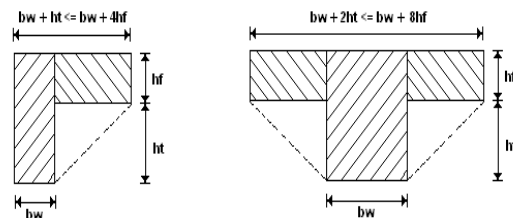
La franja de columna se define como una franja que tiene un ancho igual a la mitad de la luz transversal o longitudinal, cualquiera sea el valor que resulte menor. La franja intermedia es una franja limitada por dos franjas de columna. Sin embargo, para aplicar las definiciones dadas por el código del ACI para franjas de columna en las cuales la luz es variable a lo largo de la franja de diseño, el diseñador debe aplicar su juicio profesional.

Para los sistemas de losas con vigas entre sus apoyos, las vigas deben incluir partes de la losa a modo de alas, como se ilustra en la Figura 1.8.

Las constantes de diseño y los parámetros de rigidez utilizados con el



Método de Diseño Directo y el Método del Pórtico Equivalente se basan en las secciones de viga efectivas ilustradas.



**Figura 3. 17** Sección efectiva de una viga  
Fuente: ACI 308 - 05

El Código del ACI propone espesores mínimos de losa que garantizan que sus deflexiones no sean excesivas. Si los esfuerzos de corte son elevados, dicho espesor debe ser incrementado. Esta situación se suele presentar en los sistemas de losas sin vigas.

**Tabla XI** Espesores mínimos de losa armadas en dos direcciones

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y(\text{kg}/\text{cm}^2)$	Sin Ábacos			Con Ábacos		
	Paño exterior		Paño Interior	Paño exterior		Paño interior
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
2800	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
4200	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$
5250	$L_n/28$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/34$	$L_n/34$

Fuente ACI 318 – 05

El espesor mínimo de losas con vigas entre apoyos, se encuentra también en función de  $\alpha_f$  el cual es igual al promedio de los valores de  $\alpha_f$  correspondiente a las vigas que limitan el paño. El parámetro se determina a través de la siguiente expresión:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad \text{Ec. 50}$$

$$I_s = \frac{b h^3}{12} \quad \text{Ec. 51}$$

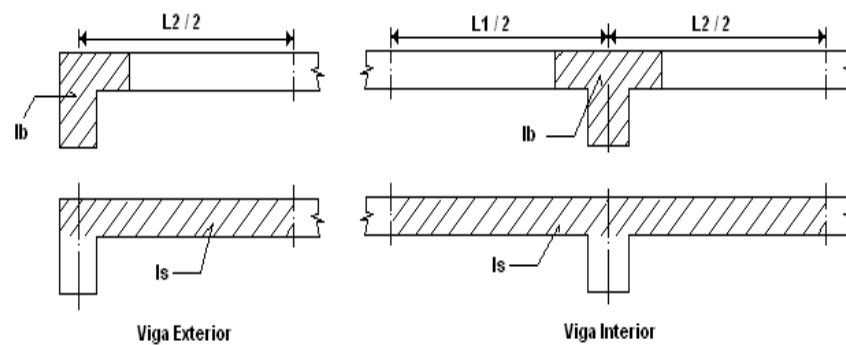
Donde:

$E_{cb}$  = Módulo de elasticidad del concreto de las vigas.

$E_{cs}$  = Módulo de Elasticidad del concreto de loa losa.

$I_b$  = Momento de Inercia de la sección bruta de la viga respecto a su eje centroidal

$I_s$  = Momento de Inercia de la sección bruta de la losa respecto a su eje centroidal.



**Figura 3. 18** Espesores mínimos  
Fuente: ACI 318 – 05

El área mínima de armadura en cada dirección para los sistemas de losas que trabajan en dos direcciones será igual a  $0,0018 b h$  ( $b$  = ancho de la losa,  $h$  = altura total) para barras de acero Grado 60, tanto

para la armadura superior como para la armadura inferior.

El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de dos veces el espesor de la losa, excepto en el caso de losas nervadas o aligeradas. Por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo perpendicular a un borde discontinuo, deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud de anclaje de por lo menos 150 mm en las vigas o muros perimetrales.

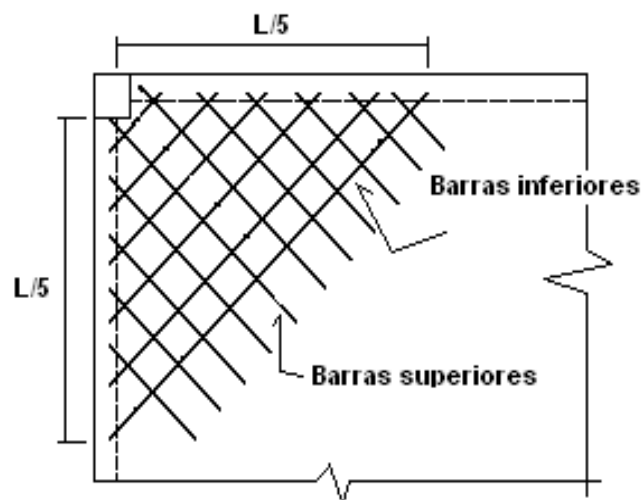
El refuerzo por momento negativo, perpendicular a un borde discontinuo, deberá anclarse en las vigas o muros perimetrales para que desarrolle su esfuerzo de tracción cuando la losa no esté apoyado en una viga o muro perimetral (tramo exterior) el anclaje del refuerzo se hará dentro de la propia losa.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MÍNIMO DE $A_s$ EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		
			$c_1$ luz libre $\ell_n$ $c_2$ luz libre $\ell_n$ $c_1$ luz centro a centro $\ell$ luz centro a centro $\ell$	
			Apoyo exterior sin continuidad de la losa    Apoyo interior con continuidad de la losa    Apoyo exterior sin continuidad de la losa	

**Figura 3. 19** Longitudes mínimas de refuerzo en losas sin vigas  
**Fuente:** Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

Los momentos torsionales que se generan tienen importancia únicamente en las esquinas exteriores de un sistema de losa en dos direcciones, donde tienden a agrietar la losa en la parte inferior a lo largo de la diagonal del panel, y en la parte superior en dirección perpendicular a la diagonal del panel. Debe proporcionarse refuerzo especial tanto en la parte superior como en la inferior de las esquinas exteriores de la losa, a lo largo de una distancia en cada dirección igual a un quinto de la luz larga del panel de esquina medida desde la esquina

#### Refuerzo en las Esquinas



**L = Luz libre mayor**

**Figura 3. 20** Refuerzo en losas sin vigas  
**Fuente:** Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto.

El refuerzo en la parte superior de la losa debe ser paralelo a la diagonal desde la esquina mientras que el de la parte inferior debe ubicarse en forma perpendicular a la diagonal. Como alternativa, las dos filas de acero pueden colocarse en dos bandas paralelas de la losa. En cualquier caso, de acuerdo con el Código ACI, los refuerzos positivo y negativo deben tener un tamaño y un espaciamiento equivalentes a los exigidos para el máximo momento positivo en el panel.

Es un procedimiento simplificado que permite determinar los momentos de diseño de losas armadas en dos direcciones. Los elementos diseñados haciendo uso de este procedimiento satisfacen los requerimientos de resistencia de la estructura y también la mayor parte de las condiciones necesarias para un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio. Este método compatibiliza la simplicidad de su procedimiento con los resultados obtenidos a través de procedimientos teóricos y las observaciones efectuadas a lo largo de los años en que se ha trabajado con este tipo de estructuras.

Este método se aplica en las dos direcciones de armado de la losa por separado. Para el análisis, esta se divide en secciones constituidas por una franja de columna y dos medias franjas centrales, una a cada lado. Estas porciones de losa son tratadas como vigas anchas y chatas y son analizadas independientemente una de la otra.

Este método consta básicamente de tres etapas:

- Determinación del momento estático total,  $M_o$ , igual a la suma del momento positivo al centro de la luz entre apoyos y la semisuma de los momentos negativos en ellos.
- Distribución del momento total estático entre los apoyos y el centro de la luz.
- Distribución de los momentos positivos en la franja de columna y las medias franjas centrales respectivamente.

Las limitaciones del método son las siguientes:

- A.** La losa debe contar como mínimo con tres paños en cada dirección.
- B.** Los paños deben ser rectangulares con una relación entre la mayor y menor dimensión centro a centro menor que 2.
- C.** Las luces centro a centro de paños adyacentes no deberán diferir en más de un tercio de la luz mayor de las dos.
- D.** Las columnas podrán desfasarse de su eje principal en no más de un 10% de la luz entre línea de centro de columnas sucesivas.
- E.** Todas las cargas aplicadas deberán ser de gravedad y uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva deberá ser menor que dos veces la carga muerta. La alternancia de carga viva es prevista por el método.

**F.** En los paños apoyados en vigas en los cuatro lados, la rigidez relativa de las vigas en direcciones perpendiculares no será mayor que 5 ni menor que 0.2, es decir:

$$0,2 \leq \frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} \leq 5 \quad \text{Ec. 52}$$

$L_1$ : Dimensión centro a centro del paño en la dirección de análisis.

$L_2$ : Dimensión centro a centro del paño en la dirección perpendicular al análisis

$\alpha_{f1}$ : Parámetro de relación de rigidez de viga a rigidez de losa, evaluado en la dirección  $L_1$ .

$\alpha_{f2}$ : Parámetro de relación de rigidez de viga a rigidez de losa, evaluado en la dirección  $L_2$ .

Al aplicar este método, no se permite redistribución de esfuerzos en los apoyos. El método directo puede aplicarse aún si las limitaciones presentadas no son cumplidas si se demuestra que ello no afecta la resistencia y el comportamiento de la estructura.

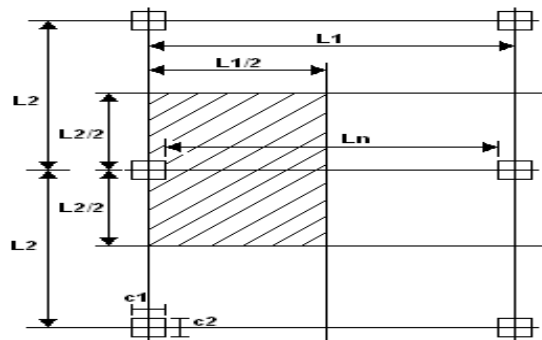
Para carga uniforme, el momento de diseño total para un tramo de la franja de diseño se calcula aplicando la expresión correspondiente a momento estático:

$$M_o = \frac{W_U L_{yn} L_{xn}^2}{8} \quad \text{Ec. 53}$$

$M_o$  = Momento total estático igual a la suma del momento positivo en el centro del tramo y al promedio de los momentos negativos en el apoyo.

$W_U$  = Carga última por unidad de área.

$L_{xn}^2$  = Distancia entre las caras de la columna, capiteles o muros, pero no será menor que  $0.65 L_1$ .



**Figura 3. 21** Distancia entre las caras de las columnas  
**Fuente:** Universidad de San Carlos de Guatemala (2014)

Los momentos negativos determinados con los criterios que se detallan a continuación corresponden a la cara de los apoyos rectangulares y a la cara del apoyo cuadrado equivalente cuando el soporte no es rectangular.

En los tramos interiores, se considerará:

- Momento negativo,  $0.65M_o$



- Momento positivo,  $0.35M_0$

En los tramos exteriores, el momento estático total se distribuye como se indica en la siguiente tabla:

**Tabla XII** Coeficientes para distribuir momentos positivos y negativos

	Borde exterior no restringido	Losa con vigas entre todos sus apoyos	Losas sin vigas entre apoyos exteriores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

**Fuente:** Universidad Nacional de Ingeniería Perú (2012)

Los apoyos internos deberán ser diseñados para resistir el mayor momento negativo que se le haya asignado proveniente de los tramos adyacentes a ellos. Las vigas de borde y los bordes de la losa deben diseñarse para resistir la torsión que desarrollan para transmitir los momentos negativos exteriores a la columna.

La Distribución de los Momentos en la Franja de Columna y en la Franja Central El código del ACI presenta una serie de tablas que permiten determinar directamente los porcentajes de momento positivo y negativo que son resistidos por la franja de columna. La fracción restante es dividida, proporcionalmente a sus dimensiones, entre las dos medias franjas centrales. Cada franja central debe ser diseñada para resistir la suma de los momentos que han sido asignados a sus

correspondientes medias franjas en sus análisis respectivos.

Si aquella es adyacente y paralela a un borde de la losa soportado por un muro, se deberá diseñar para resistir el borde del momento asignado a la media franja central de la primera fila de los apoyos interiores.

En los sistemas de vigas y losas, parte de los momentos asignados a la franja de columna deben ser resistidos por dichas vigas y el resto por la losa. Si el término  $\alpha_1 L_2 / L_1$  es mayor que la unidad, la viga se diseñará para resistir el 85% del momento asignado a la franja de columna. Si, por el contrario, es nulo, entonces significa que no existe viga y por lo tanto la losa resiste todo el momento asignado. Para valores intermedios se interpola linealmente.

La viga deberá resistir, además que las cargas provenientes de la losa, aquellas que le son aplicadas directamente. A continuación, se presentan las tablas con los porcentajes de momento positivo y negativo que corresponden a la franja de columna, la distribución es función de la relación entre las dimensiones de la losa y de la rigidez de sus apoyos.

**Tabla XIII** Relación entre las dimensiones de la losa y de la rigidez

	Borde exterior no restringido	Losa con vigas entre todos sus apoyos	Losas sin vigas entre apoyos exteriores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

La distribución no solo es función de la relación entre las dimensiones de la losa y la rigidez a la flexión de la viga entre columnas, también depende del parámetro  $\beta_t$ , el cual es igual a la relación entre la rigidez a la torsión de la viga de borde, si es que existe y la rigidez a la flexión de la losa. El valor de  $\beta$  se determina a través de las siguientes expresiones:

$$\beta_t = C/2I_s \quad \text{Ec. 54}$$

Cortante de Torsión C

$$C = \sum \left( 1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad \text{Ec. 55}$$

**Tabla XIV** Fracción del momento negativo exterior

$l_2/l_1$		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1} L_2/L_1) = 0$	$\beta_t=0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_{f1} L_2/L_1) \geq 1.0$	$\beta_t=0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

Si no existe viga de borde el parámetro  $\beta$  es nulo y por lo tanto todo el momento es resistido por la franja de columna. Si el parámetro  $\beta_t$  es mayor que 2.5, la distribución de momentos es igual que la

correspondiente a los momentos negativos interiores.

Cuando los apoyos consisten en columnas o muros cuya dimensión perpendicular a la dirección en estudio es mayor que  $0.75L_2$ , los momentos negativos pueden asumirse uniformemente distribuidos a lo largo de  $L_2$ .

**Tabla XV** Fracción del momento positivo que corresponde a la franja de columna

$L_2/L_1$	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_{f1} L_2/L_1) = 0$	60	60	60
$(\alpha_{f1} L_2/L_1) \geq 1.0$	90	75	45

**Fuente:** Escuela de ingeniería civil, Universidad de Guayaquil (2011)

Durante un terremoto, la energía que recibe una estructura puede ser soportada por resistencia, ductilidad y disipación.

Por resistencia, se dimensionan los elementos estructurales de tal forma que soportan las cargas sísmicas sin llegar a la rotura. Por ductilidad, se dimensionan los elementos para que la energía del sismo se disipe por deformaciones plásticas de los propios elementos estructurales, finalmente por disipación, se introducen en la estructura elementos con el fin de disipar la energía recibida durante un terremoto, existen tres tipos de sistemas de disipación:

- **Aislamiento sísmico:** es la técnica que consiste en desacoplar el edificio del suelo con el fin de evitar que la energía del terremoto

penetre en el edificio.

- **Elementos de disipación pasiva:** son amortiguadores que absorben la energía del terremoto proporcionando un amortiguamiento suplementario y de esta forma evitando daños en el edificio.
- **Elementos de disipación activa:** son amortiguadores que absorben la energía por desplazamiento de elementos preparados para ello.

Los sistemas de control pasivo, emplean dispositivos bastante simples que reducen la respuesta dinámica por medios mecánicos. Los sistemas pasivos más comunes son aisladores sísmicos, disipadores de energía y osciladores resonantes. Básicamente existen dos tipos de aisladores: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes.

Los tipos de apoyos elastoméricos ampliamente usados son: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB), y apoyos de caucho de alta disipación de energía (HDR). Los efectos destructivos que un evento sísmico causa, producen pérdidas sociales, físicas y económicas que dejan un impacto devastador a su paso, como ingenieros civiles es importante procurar que una estructura pueda seguir brindando servicio total o parcial posterior a la ocurrencia de un evento sísmico. Los daños que produce un sismo

en una estructura van desde daños en la mampostería y una ligera afectación a columnas, muros de corte hasta el colapso total de la estructura, como se describe en la siguiente Tabla:

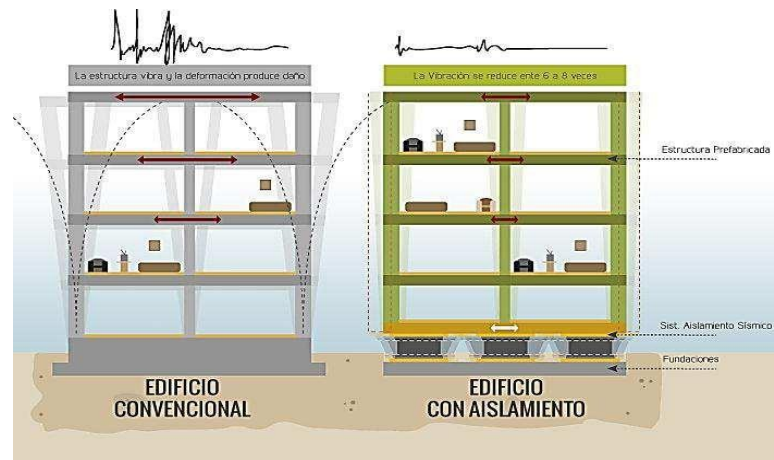
**Tabla XVI** Nivel de Daño en Elementos Estructurales

Nivel de daño	Daños en elementos
Daño Ligero	Las columnas, muros de corte o muros no estructurales están ligeramente dañados
Daño Moderado	Se encuentran agrietamientos típicos de corte y flexión en columnas, agrietamientos de corte en muros de corte o daño severo en muros no estructurales.
Daño Severo	Desprendimientos de concreto, pandeo del refuerzo y aplastamiento o falla por cortante en columnas, La resistencia lateral de los muros de corte es reducida debido al agrietamiento severo por corte
Daño Parcial	La edificación es parcialmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas
Daño Total	La edificación es totalmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas.

**Fuente:** Norma ecuatoriana de la construcción (2011)

El aislamiento sísmico es una técnica de diseño sismo resistente que consiste en introducir un elemento de apoyo de alta flexibilidad o baja resistencia, que independiza a la estructura del movimiento horizontal del suelo. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

A continuación, se expone una representación gráfica en la que podemos apreciar las diferencias entre los sistemas de resistencia sísmica.

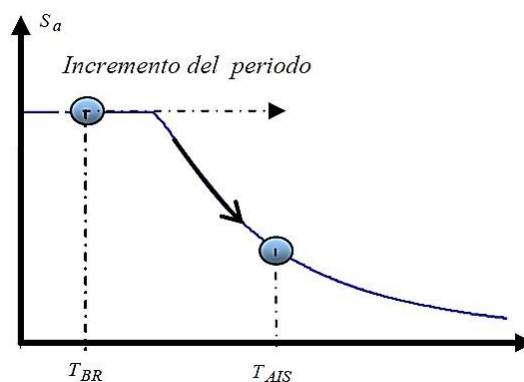


**Figura 3. 22** Edificio Convencional VS Aislamiento Sísmico  
**Fuente:** Universidad Central del Ecuador (2014)

Tradicionalmente, para el diseño sismo resistente se define el coeficiente basal según las especificaciones de la norma vigente NEC-11, este coeficiente se representa gráficamente en función del período fundamental del edificio. Una estructura debe resistir la diferencia entre el coeficiente sísmico requerido por un terremoto severo, y el correspondiente al nivel de las fuerzas de diseño proporcionadas por las normativas, a través de su ductilidad y redundancia. Por el contrario, las fuerzas requeridas en una estructura con aislamiento de base son menores que las fuerzas de diseño estipuladas en la normativa. Esta observación es particularmente importante considerando que un edificio aislado tendrá un comportamiento prácticamente lineal elástico, sin plastificación de los elementos no estructurales. En general, el aislamiento de base es conveniente para estructuras relativamente rígidas, mientras que los

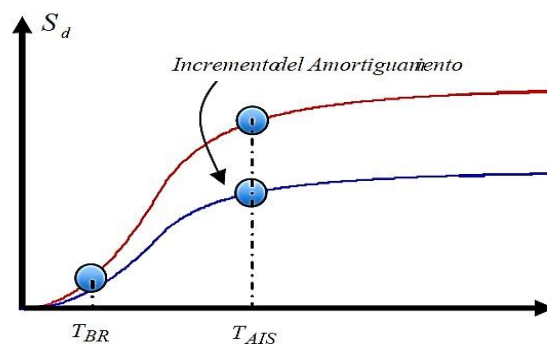
disipadores de energía son más eficientes en el caso de estructuras con períodos intermedios y largos.

El amortiguamiento en los sistemas aislados puede proveerse de diversas maneras. La figura representa que al aumentar las fuerzas laterales disminuye el cortante.



**Figura 3. 23** Reducción del cortante  
Fuente: Universidad de San Carlos de Guatemala (2014)

Esta disminución en las fuerzas laterales, también se ve beneficiada con una reducción de los desplazamientos necesarios para llegar a dichas fuerzas, sin incurrir en un incremento del periodo.



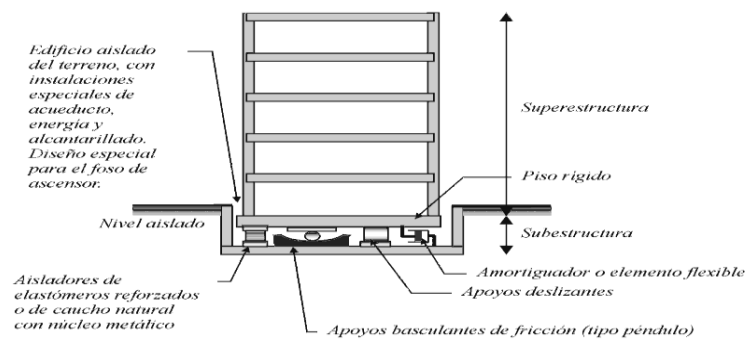
**Figura 3. 24** Disminución de los desplazamientos  
Fuente: Universidad de San Carlos de Guatemala (2014)



El aislamiento basal consiste en separar la estructura de la tierra para evitar los daños sísmicos, este es un principio simple, sin embargo, una edificación necesariamente debe estar asentada sobre la tierra para soportar la gravedad, el problema es cómo poder aislar el edificio y que al mismo tiempo pueda resistir la gravedad.

De este modo, se logrará alargar el período fundamental de vibración disminuyendo las cargas sísmicas, evitando la amplificación vertical o balanceo, soportando las deformaciones de corte, reduciendo las demandas de deformaciones en la estructura causante del daño principal, al igual que las vibraciones molestas en el caso de servicio; siendo efectivo durante el sismo máximo posible y después del mismo para soportar las posibles réplicas; siempre considerando la resistencia a las distintas condiciones ambientales y climáticas en un período de vida útil de por lo menos el mismo que el de la estructura.

Los aisladores de base son una excelente alternativa para tener estructuras sísmo resistente, de ahí el gran desarrollo que ha experimentado a nivel mundial dispositivos de control en edificios, en puentes, en la industria petrolera, en la preservación de monumentos históricos, entre otros.



**Figura 3. 25** Técnica de Aislamiento Sísmico  
**Fuente:** Universidad de San Carlos de Guatemala (2014)

Sin embargo, esta tecnología no ha podido despuntar en América Latina, lo cual se le puede atribuir a la falta de conocimiento en la materia, así como en la investigación para reducir los costos y la relación costo- beneficio que guardan, entre otros factores. Resumiendo, se podría decir que las cuatro funciones fundamentales de un sistema de aislamiento sísmico son:

La transmisión de cargas verticales, lo que implica que el sistema de aislación actúa como un cojinete convencional del sistema, para la transferencia de cargas verticales previstas de la superestructura a la subestructura

Estimación de los desplazamientos en el plano horizontal debido al desacoplamiento entre base y la superestructura, por lo que se reducen las fuerzas de transmisión o la cantidad de energía mecánica, que es esencialmente lo mismo. El desacoplamiento permite flexibilidad horizontal de la estructura. Disipación de cantidades

sustanciales de energía bajo límites de desplazamiento de la masa estructural aislada, y proporciona un mejor control estructural con mayor seguridad para la estructura.

### 3.12 Planteamiento de alternativas

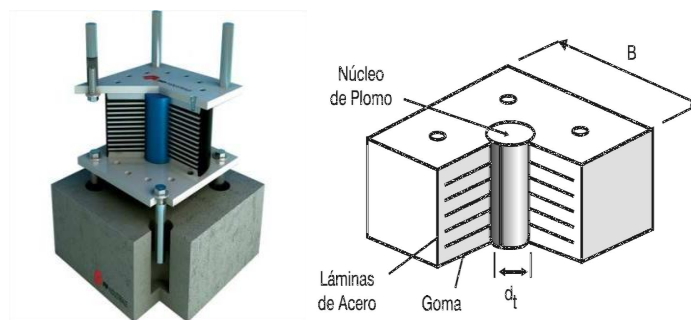


**Figura 3. 26** Aislador sísmico de base elastoméricos HDRB  
**Fuente:** Empresa Fip industriale.

Los HDRB, son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%. Este incremento en rigidez y amortiguamiento ha sido dirigido para producir un sistema que será, rígido para pequeñas sollicitaciones, casi lineal y flexible para un nivel de diseño y que puede limitar los desplazamientos para niveles de sollicitación mayor, para precisar lo citado anteriormente se exponen

los siguientes casos:

- Para deformaciones por corte menores que el 20%, el material tiene un comportamiento no lineal y se caracteriza por su alta rigidez y amortiguamiento, el cual tiende a minimizar la respuesta bajo cargas sísmicas pequeñas.
- Para deformaciones por corte de entre el 20% y el 120% el módulo de corte es bajo y constante.
- Para deformaciones por corte mayores, el módulo de corte se incrementa debido al proceso de cristalización por deformación del caucho, lo cual va acompañado con un incremento en la energía disipada.
- La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 300%



**Figura 3. 6** Aislador sísmico de base con núcleo de plomo LBR  
**Fuente:** Empresa Fip industrial

Este tipo de aisladores son similares a los anteriores, (compuestos por

láminas de caucho y acero de forma intercalada) pero contiene un núcleo de plomo que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%, estos núcleos de plomo generalmente van ubicados en el centro, de modo que, al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo se recristaliza, de esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico.

A continuación, se detallará paso a paso el procedimiento para el diseño de los dos tipos de aisladores para posteriormente establecer un análisis más profundo con la ayuda de un software.

#### 1) Cálculo de la Aceleración espectral.

De acuerdo al ASCE 7 – 10 los valores de los parámetros  $S_s$  y  $S_1$  considerando la aceleración de respuesta espectral máximo en el Ecuador es:  $S_s = 1,5$  y  $S_1 = 0,6$  g

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \text{Ec. 56}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ec. 57}$$

Con la tabla 11.4 – 1 y 11.4 – 2 del ASCE 7 – 10 se determina los

coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_R$  para un suelo tipo C respectivamente.

**Tabla XVII** Coeficientes de sitio  $F_a$

Table 11.4-1 Site Coefficient,  $F_a$

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

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

Fuente ASCE 7 – 10

**Tabla XVIII** Coeficientes de sitio  $F_R$

Table 11.4-2 Site Coefficient,  $F_R$

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

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

Fuente ASCE 7 – 10

## 2) Cálculo de la rigidez horizontal total del sistema de aislación

Para el cálculo de la Rigidez horizontal de cada aislador se elige el periodo  $T_D$  para la cual decrece exponencialmente nuestro espectro de diseño.

$$K_H = m \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad \text{Ec. 58}$$

- 3) Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento, asumiendo un amortiguamiento efectivo según ASCE 7 -10 Tabla 17.5-1

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad \text{Ec. 59}$$

**Tabla XIX** Coeficientes de amortiguamiento

Effective Damping, $\beta_D$ or $\beta_M$ (percentage of critical) <sup>a,b</sup>	$B_D$ or $B_M$ Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

<sup>a</sup>The damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.8.5.2.

<sup>b</sup>The damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

Fuente ASCE 7 – 10

- 4) Cálculo de suma de las alturas de las capas del caucho

Se determina considerando una deformación de corte directa máxima  $\gamma_S = 150\%$  y  $\gamma_{\max} = 250\%$

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_S} \quad \text{Ec. 60}$$

- 5) La máxima deformación lateral a cortante de diseño nos da alturas de toda la suma de capas del caucho más pequeñas.

$$n = \frac{t_r}{\text{espesor}} \quad \text{Ec. 61}$$

$$t_r = \text{espesor} \cdot n \quad \text{Ec. 62}$$

6) Área que necesitaría el aislador

$$A = \frac{K_H t_r}{G_A} \quad \text{Ec. 63}$$

7) Diámetro exterior del aislador asumiendo un valor para el diámetro inicial  $D_i$

$$D_e = \sqrt{\frac{4A}{\pi} + D_i^2} \quad \text{Ec. 64}$$

8) En base a lo calculado se asume  $D_e$  lo que nos daría un área corregida:

$$A = \pi \left( \frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right) \quad \text{Ec. 65}$$

Sabiendo que esta acción compromete a modificar el período objetivo; claro que lo primero que se comprueba a continuación es que los esfuerzos a compresión sean menores que los admisibles, tomándose la carga máxima en la vida útil del aislador que se calcula con el 50% de la carga viva considerando efectos del sismo de diseño elástico.

9) Cálculo de la rigidez horizontal de cada aislador

$$K_H = \frac{G_A A}{t_r} \quad \text{Ec. 66}$$

10) Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento



$$K_{H \text{ total}} = N K_H \quad \text{Ec. 67}$$

11) Cálculo del período real del sistema de aislamiento

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{H \text{ total}}}} \quad \text{Ec. 68}$$

El periodo real del sistema deberá ser aproximadamente igual al estipulado de la inicial en el diseño del espectro

12) Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad \text{Ec. 69}$$

13) Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma ASCE 7 -10 que nos indica:

$$D_{TD \text{ Norma}} = 1,1 D_D \quad \text{Ec. 70}$$

14) Verificación de la deformación a cortante máximo

$$\gamma_s > \gamma_{s \text{ min}} \quad \gamma_s = \frac{D_D \text{ Norma}}{t_{r \text{ min}}} \quad \text{Ec. 71}$$

15) Cálculo del cortante de diseño de los elementos por encima de la interfaz de aislamiento y el cortante de base elástico.

$$V_s = \frac{K_{H \text{ total}} D_D}{R} \quad \text{Ec. 72}$$

$$C_s = \frac{V_s}{W} \quad \text{Ec. 73}$$

16) Procedimiento para determinar los detalles de los aisladores

a) Cálculo del tamaño relativo de una lámina de goma, mediante el factor de forma S y considerando el espesor de la capa de goma que por lo general es  $t = 0,01\text{m}$ . Este factor de forma debe dar valores mayores a 10 para asegurar que la rigidez vertical será la adecuada.

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t} \quad \text{Ec. 74}$$

b) Cálculo del módulo de compresión del compuesto caucho y acero para un aislador, considerando el módulo de elasticidad volumétrico de:  $k = 20000 \text{ Ton/m}^2$

$$E_c = \left( \frac{1}{6 G_A S^2} + \frac{4}{3k} \right)^{-1} \quad \text{Ec. 75}$$

c) Cálculo de la rigidez vertical compuesta del sistema de aislamiento

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad \text{Ec. 76}$$

$$K_{v \text{ total}} = N k_v \quad \text{Ec. 77}$$

Donde N es el número total de aisladores

d) Verificación de la frecuencia natural vertical

El período vertical real es:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{V \text{ total}}}} \quad \text{Ec. 78}$$

La frecuencia natural vertical debe ser  $f_v > 6 \text{ Hz}$

$$f_v = \frac{1}{T} \quad \text{Ec. 79}$$

e) Altura total del aislador (H), que corresponde a la sumatoria de las capas de goma, las placas de acero tienen un espesor de  $t_s = 3 \text{ mm}$  y las placas de anclaje  $t_a = 2,5 \text{ mm}$  según los datos comerciales.

$$h = 2t_a + t_r + (n - 1)t_s \quad \text{Ec. 80}$$

Los discos de acero tendrán un recubrimiento de 5mm, de modo que el diámetro para cada aislador es:

$$\phi_s = D_e - 2\text{recubrimiento} \quad \text{Ec.81}$$

17) Procedimiento para determinar el coeficiente de seguridad a pandeo

a) Cálculo de la inercia del disco de acero, y no de la sección

transversal completa para estar al lado de la seguridad al momento de determinar la carga crítica.

$$gI = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{\phi_s}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad \text{Ec. 82}$$

18) Carga de pandeo de Euler de cada aislador es:

$$P_E = \frac{\pi^2 E_C I}{3 t_r^2} \quad \text{Ec. 83}$$

b) Cálculo de la rigidez efectiva a cortante

Área efectiva a cortante de un aislador

$$A_s = A \frac{(t_r + (n-1)t_s)}{t_r} \quad \text{Ec. 84}$$

Rigidez a cortante de cada aislador

$$P_s = G_A A_s \quad \text{Ec. 85}$$

c) Cálculo de la carga crítica para cada tipo de aislador

Cuando se tiene que la carga de pandeo de Euler es muy superior a la rigidez a cortante por unidad de longitud, como es el caso, se puede aplicar la siguiente fórmula:

$$P_{CRITICA} = \sqrt{P_E P_s} \quad \text{Ec. 86}$$

d) Cálculo del coeficiente de seguridad

$$FS = \frac{P_{CRITICA}}{P_{MAX}} > 2 \quad \text{Ec. 87}$$

19) Procedimiento para determinar el desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento en el caso del sismo máximo esperado.

La norma requiere recalcular el período y amortiguamiento en el máximo sismo, y con esto se sabe que llegaremos a desplazamientos mayores que el sismo de diseño.

a) Normalmente los compuestos de los aisladores experimentan un incremento del 20% de deformación a cortante y un decremento de amortiguamiento de un 1%

$$G'_A = 1,20 G_A \quad \text{Ec. 88}$$

b) Cálculo de la rigidez horizontal del sistema de aislamiento

$$K_H = \frac{G'_A A}{t_r} \quad \text{Ec. 89}$$

Rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$K_{H \text{ total}} = N K_H \quad \text{Ec. 90}$$

c) Período efectivo en el máximo desplazamiento del sistema aislado

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{H \text{ total}}}} \quad \text{Ec. 91}$$

d) Desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento.

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad \text{Ec. 92}$$

El valor de BM se obtuvo de la interpolación según ASCE 7 -10 Tabla 17.5-1

e) Desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma

$$D_{TD \text{ Norma}} = 1,1 D_D \quad \text{EC. 93}$$

20) Determinación del desplazamiento de rodamiento y verificación del volcamiento global. A pesar de que la conexión del sistema de aislamiento es empernada, se verifica el comportamiento de inestabilidad de rodamiento que está asociado con un desplazamiento máximo que si se sobrepasa el mismo de aislador rodaría

$$D_{MAX} = \frac{D_e}{1 + K_H \left( \frac{h}{P_{MAX}} \right)} \quad \text{Ec. 94}$$

El objetivo de este análisis es lograr que los desplazamientos iniciales sean mucho menores que los calculados al aumentar la

deformación a cortante y disminuir el amortiguamiento en un 1%.

Al incluir núcleos de plomo a cierto número de aisladores, se logra adicionar amortiguamiento al sistema y dar mayor rigidez torsional al edificio aislado, tratando de conseguir un balance torsional del sistema de aislamiento al margen de no alejarse mucho del período deseado, ya que si al diseño actual de los aisladores HDR se le adiciona amortiguamiento esto se traduciría en menor desplazamiento de diseño, mayor rigidez del sistema y finalmente una disminución del período objetivo.

- 1) Desplazamientos máximos y cortantes de diseño del sistema de aislamiento y de la superestructura.

Cálculo de la fuerza a deformación nula  $Q$  de los aisladores tipo.

Con un diámetro del núcleo de plomo asumido  $D_{pb}$  se calcula el área total de plomo:

$$A_{pb} = \frac{N D_{pb}^2 \pi}{4} \quad \text{Ec. 95}$$

Se considera una fuerza deformación nula considerando la fuerza de fluencia del plomo  $f = 90 \text{ MPa}$

$$Q = f A_{pb} \quad \text{Ec. 96}$$

- 2) Se calcula el área neta del aislador considerando un orificio de

diámetro exterior  $D_e$

$$A_{ANULAR} = \pi \left( \frac{D_e^2}{4} - \frac{D_{pb}^2}{4} \right) \quad \text{Ec. 97}$$

3) Rigidez elástica  $k_r$  del aislador

$$K_r = \frac{G_A A_{ANULAR}}{t_r} \quad \text{Ec. 98}$$

4) Rigidez efectiva del conjunto de aisladores

$$K_{eff} = N K_r + \frac{Q}{D_D} \quad \text{Ec. 99}$$

La rigidez efectiva para un solo aislador será

$$K_{HP} = \frac{K_{eff}}{N} \quad \text{Ec. 100}$$

Se asume que la rigidez vertical es 1000 veces el horizontal

5) Deformación de fluencia del conjunto de aisladores

$$D_y = \frac{Q}{9 N K_r} \quad \text{Ec. 101}$$

6) La energía disipada se obtiene con la siguiente expresión simplificada

$$W_D = N Q (D_D - D_y) \quad \text{Ec. 102}$$

7) Cálculo del amortiguamiento efectivo del conjunto de aisladores



$$\beta_p = \frac{W_D}{2 \pi K_{eff} D_D^2} \quad \text{Ec. 103}$$

- 8) Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$K_{HC} = N K_{HP} + N K_H \quad \text{Ec. 104}$$

- 9) Cálculo del amortiguamiento compuesto del sistema de aislamiento

$$\beta = \frac{N \beta_p K_{HP} + N \beta_{HDR} K_H}{K_{HC}} \quad \text{Ec. 105}$$

Con los datos de la tabla propuesta por la ASCE 7 -10 Tabla 17.5-1 y por interpolación se obtiene  $B_D$  con esto podemos calcular el desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento.

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad \text{Ec. 106}$$

- 10) Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma.

$$D_{TD \text{ Norma}} = 1,1 D_D \quad \text{Ec. 107}$$

- 11) Verificación de la deformación a cortante máximo

$$\gamma_S = \frac{D_{TD \text{ Norma}}}{t_{r \text{ min}}} \quad \text{Ec. 108}$$

- 12) Cálculo del período real del sistema de aislamiento

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{HC}}} \quad \text{Ec. 109}$$

- 13) Cálculo del cortante de diseño de los elementos por encima de la interfaz de aislamiento y el cortante de base elástico del código.

$$V_s = \frac{K_{HC} D_D}{R} \quad \text{Ec. 110}$$

$$C_s = \frac{V_s}{W} \quad \text{Ec. 111}$$

- 14) Procedimiento para determinar al coeficiente de seguridad a pandeo y rigidez vertical del sistema de aislamiento.

Estimación del factor de forma S del aislador de sección anular, que deberá ser mayor a 10 para asegurar la rigidez vertical adecuada, espesor comercial del caucho  $t_{CAUCHO} = 1 \text{ cm}$

$$S = \frac{D_e - D_{pb}}{4 t_{CAUCHO}} \quad \text{Ec. 112}$$

- a) Cálculo del módulo de compresión del compuesto caucho y acero, sabiendo que la elasticidad volumétrica de:  $k = 20000 \text{ Ton/m}^2$

$$E_{C \text{ ANULAR}} = \left( \frac{1}{6 G_A S^2} + \frac{4}{3k} \right)^{-1} \quad \text{Ec. 113}$$

- b) Inercia del disco de acero de sección anular

$$I_{ANULAR} = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{D_e}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_{PB}}{2} \right)^4 \right] \quad \text{Ec. 114}$$

c) Cálculo de la carga de pandeo de Euler  $P_E$

$$P_E = \frac{\pi^2 E_{C ANULAR} I_{ANULAR}}{3 t_r^2} \quad \text{Ec. 115}$$

d) Cálculo de la rigidez efectiva a cortante

Área efectiva a cortante de un aislador

$$A_{S ANULAR} = A_{ANULAR} \frac{(t_r + (n-1)(t_s))}{t_r} \quad \text{Ec. 116}$$

Rigidez a cortante de cada aislador

$$P_S = G_A A_{S ANULAR} \quad \text{Ec. 117}$$

e) Cálculo de la carga crítica del aislador de sección anular

$$P_{CRITICA} = \sqrt{P_E P_S} \quad \text{Ec. 118}$$

f) Cálculo del coeficiente de seguridad

$$FS = \frac{P_{CRITICA}}{P_{MAX}} > 2 \quad \text{Ec. 119}$$

**15)** Cálculo de la rigidez vertical compuesta del sistema de aislamiento

$$A_{NUCLEO} = \frac{\pi}{4} D_{bp}^2 \quad \text{Ec. 120}$$

La rigidez vertical del aislador con núcleo de plomo, es la suma de

la rigidez vertical del caucho combinado con los discos de acero más la rigidez vertical del núcleo de plomo, como se expresa en la siguiente expresión

$$K_{VP} = \frac{E_C A_{ANULAR}}{t_r} + \frac{E_C A_{NUCLEO}}{t_p} \quad \text{Ec. 121}$$

$$\text{Donde } t_p = h - 2e_p \quad \text{Ec. 122}$$

$$K_{VC} = N K_{VP} + N K_V \quad \text{Ec. 123}$$

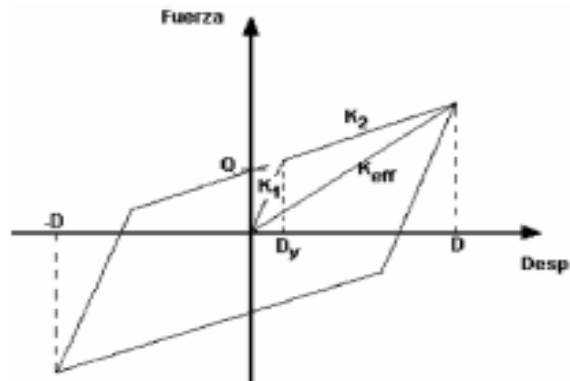
**16) Verificación de la frecuencia natural vertical**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{VC}}} \quad \text{Ec. 124}$$

**17) La frecuencia natural vertical debe ser  $f_v > 6 \text{ Hz}$**

$$f_v = \frac{1}{T} \quad \text{Ec. 125}$$

Los aisladores HDR y LRB se pueden representar mediante modelos bilineales que se asemejan a curvas de histéresis, siendo los parámetros principales de los modelos la rigidez inicial  $K_1$ , la rigidez post-fluencia  $K_2$ , la rigidez efectiva lineal  $E_{\text{eff}}$ , la fuerza de deformación nula  $Q$ , desplazamiento de fluencia  $D_y$ , máximos desplazamientos positivos y negativos respectivamente  $D_y - D$



**Figura 3. 7** Esquema del modelo bilineal.  
Fuente: Autores (2017)

Los parámetros para la modelación bilineal de los aisladores hdr son los siguientes:

- 1) Desplazamiento de fluencia del aislador

$$D_y = 0,1 t_r \quad \text{Ec. 126}$$

- 2) Las energías disipadas por el aislador

$$W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D_D^2 \beta \quad \text{Ec. 127}$$

- 3) Las fuerzas a deformación nula de los aisladores.

$$Q = \frac{W_D}{N(D_D - D_y)} \quad \text{Ec. 128}$$

- 4) Rigidez post-fluencia de los aisladores

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D} \quad \text{Ec. 129}$$

5) Rigidez inicial de los aisladores

$$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_2 \quad \text{Ec. 130}$$

6) Fuerzas de fluencia de los aisladores

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad \text{Ec. 131}$$

7) Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{\text{real}}} \quad \text{Ec. 132}$$

8) Amortiguamiento efectivo de los aisladores

$$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega} \quad \text{Ec. 133}$$

Para el caso de aisladores LRB, el período real y desplazamiento de diseño, cambian como consecuencia de la adición de amortiguamiento por la incorporación de los núcleos de plomo en los aisladores periféricos laterales e intermedios.

1) Desplazamiento de fluencia de los aisladores LBR y HDR

$$D_y = 0,1 t_r \quad \text{Ec. 134}$$

2) Energías disipadas por los aisladores LBR y HDR

$$\text{Aisladores LBR} \quad W_D = \frac{W_{\text{conjunto}}}{N} \quad \text{Ec. 135}$$

$$\text{Aisladores HDR} \quad W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D_D^2 \beta \quad \text{Ec. 136}$$

**3) Fuerza a deformación nula de los aisladores LBR y HDR**

$$\text{Aisladores LBR} \quad Q = \frac{Q_{\text{conjunto}}}{N} \quad \text{Ec. 137}$$

$$\text{Aisladores HDR} \quad Q = \frac{W_D}{N(D_D - D_y)} \quad \text{Ec. 138}$$

**4) Rigidez de post-fluencia**

En el caso de los aisladores LRB se adoptará los valores de rigidez del caucho post-fluencia y rigidez por el núcleo de plomo, los valores de 112,13Ton/m y 1243,63Ton/m respectivamente, correspondientes a las tablas del fabricante. Con esta aclaración, las rigideces post-fluencia de los aisladores LBR y HDR

$$\text{Aisladores LBR} \quad K_2 = 112,13 \text{ Ton / m}$$

$$\text{Aisladores HDR} \quad K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D} \quad \text{Ec. 139}$$

**5) Rigideces iniciales de los aisladores LBR y HDR**

$$\text{Aisladores LBR} \quad K_1 = 1243,63 \text{ Ton / m}$$

$$\text{Aisladores HDR} \quad K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_2 \quad \text{Ec. 140}$$

**6) Fuerzas de fluencia de los aisladores LBR y HDR**

$$\text{Aisladores LBR} \quad F_y = Q + K_2 D_y \quad \text{Ec. 141}$$

$$\text{Aisladores HDR} \quad F_y = Q + K_2 D_y \quad \text{Ec. 142}$$

7) Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{\text{real}}} \quad \text{Ec. 143}$$

8) Amortiguamiento efectivo de los aisladores LBR y HDR

$$\text{Aisladores LBR} \quad C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega} \quad \text{Ec. 144}$$

$$\text{Aisladores HDR} \quad C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega} \quad \text{Ec. 145}$$

## CAPÍTULO IV



## ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

### 4.1 Zona sísmica del Ecuador.

**Tabla XX** Zonas Sísmico del Ecuador

PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	POBLACIÓN	FACTOR Z	ZONA SISMICA	CARACTERIZACION DEL PELIGRO SISMICO
GUAYAS	LA PUNTILLA	SAMBORONDON	SAMBORONDON	0,4	V	ALTA

**Fuente:** Norma ecuatoriana de la construcción (2011)

### 4.2 Parámetros mecánicos del suelo.

La realización del estudio de suelos para la construcción de la estructura sismo resistente, fue ubicado en el sector del **CANTÓN DURÁN**, mediante dos perforaciones donde los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Límites de Atterberg
- Granulometrías, Tamices #4, #10 #40 #200
- Contenido de Humedad

El Objetivo de estos ensayos fue el de determinar la capacidad portante de los diferentes estratos encontrados, en base a los análisis físicos y mecánicos y elaborar el perfil estratigráfico.

#### **4.3 Capacidad de carga del suelo.**

Mediante el ensayo de penetración estándar SPT se pudo determinar la capacidad portante del suelo.

$q_u = 13,29 \text{ Ton/m}^2$  Equivalente a:

$q_u = 130,242 \text{ Kpa}$

Según la tabla XIII obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 2011), clasifica al suelo como **TIPO C**.

**Tabla XXI** Perforación # 1

PROF	COTA	PROF	COTA	CLASIFICACION SUCS		
0,00	57,70	a	-0,60	57,10	Arena Fina Arcillosa Color Café Oscuro Con Grava, Cond. Suelta	SC
-0,60	57,10	a	-2,00	55,70	Grava limosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Medianam Suelta	GM
-2,00	55,70	a	-3,00	54,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Medianam Suelta	GC
-3,00	54,70	a	-4,00	53,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Densa	GC
-4,00	53,70	a	-5,00	52,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Densa	GC
-5,00	52,70	a	-6,30	51,40	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Densa	GC
-6,30	51,40	a	-7,00	50,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Densa	GC
-7,00	50,70	a	-8,20	49,50	Roca Dura Color Café Claro	
-8,20	49,50	a	-9,00	48,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-9,00	48,70	a	-10,00	47,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-10,00	47,70	a	-11,00	46,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-11,00	46,70	a	-12,00	45,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-12,00	45,70	a	-13,00	44,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-13,00	44,70	a	-14,00	43,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-14,00	43,70	a	-15,00	42,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-15,00	42,70	a	-16,00	41,70	Roca Dura Color Café Claro	
-16,00	41,70	a	-16,80	40,90	Roca Dura Color Café Claro	
-17,00	40,90	a	-18,00	39,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-18,00	39,70	a	-19,00	38,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC
-19,00	38,70	a	-20,00	37,70	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Cond. Muy Densa	GC

Fuente: Laboratorio de mecánica de suelos (2013)

**Tabla XXII** Perforación # 2

PROF	COTA	PROF	COTA	CLASIFICACION SUCS		
0,00	49,27	a	-0,90	48,37	Grava Arcillosa Color Café Oscuro Con Arena Media, Cond. Densa	GC
-0,90	48,37	a	-2,00	47,27	Grava Arcillosa Color Café Claro Con Poca Arena Gruesa, Con Vetas De Material Rojizo, Cond. Medianam Suelta	GC
-2,00	47,27	a	-3,00	46,27	Grava Arcillo Limosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Con Vetas de Material Rojizo, Cond. Muy Densa	GC – GM
-3,00	46,27	a	-4,20	45,07	Grava Arcillo Limosa Color Café Claro Con Arena Gruesa, Con Vetas de Material Rojizo, Cond. Muy Densa	GC – GM
-4,20	45,07	a	-5,00	44,27	Arena Media Arcilla Limosa Color Café Claro Con Poca Grava Con Lentes De Material Rojizo, Cond. Muy Densa	SC – SM
-5,00	44,27	a	6,00	55,27	Arena Media Arcilla Limosa Color Café Claro Con Poca Grava Con Lentes De Material Rojizo, Cond. Muy Densa	SC – SM
6,00	55,27	a	-7,30	41,97	Arcilla Inorgánica De Alta Plasticidad Color Café Claro, Con Poca Grava, Consist. Muy Dura	CH
-7,30	41,97	a	-8,00	41,27	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Poca Arena Media, Cond. Muy Densa	GC
8,00	41,27	a	-9,00	40,27	Arena Gruesa Arcillosa Color Rojizo, Cond. Muy Densa	SC

-9,00	40,27	a	- 10,00	39,27	Arena Gruesa Arcillosa Color Café Rojizo, Con Poca Grava, Condición. Muy Densa	<b>SC</b>
-10,00	39,27	a	- 11,00	38,27	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Grava, Condición. Muy Densa	<b>SC</b>
-11,00	38,27	a	- 12,00	37,27	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Poca Grava, Condición. Muy Densa	<b>SC</b>
-12,00	37,27	a	- 13,00	36,27	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Poca Grava, Condición. Muy Densa	<b>SC</b>
-13,00	36,27	a	- 14,00	35,27	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Poca Grava, Condición. Muy Densa	<b>SC</b>
-14,00	35,27	a	- 15,20	34,07	Arena Media Arcillosa Color Rojizo Con Poca Grava, Condición. Muy Densa	<b>SC</b>
-15,20	34,07	a	- 16,60	32,67	Roca Dura Color Café Claro	
-16,60	32,67	a	- 17,00	32,27	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Gruesa, Condición. Muy Densa	<b>GC</b>
-17,00	32,27	a	- 18,00	31,27	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Gruesa, Condición. Muy Densa	<b>GC</b>
-18,00	31,27	a	- 19,00	30,27	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Gruesa, Condición. Muy Densa	<b>GC</b>
-19,00	30,27	a	- 20,00	29,27	Grava Arcillosa Color Rojizo Con Arena Gruesa, Condición. Muy Densa	<b>GC</b>

Fuente: Laboratorio de mecánica de suelos (2013)

#### 4.4 Carga muerta por metro cuadrado ( $W_D$ ).

En la carga muerta para una edificación de uso residencial se incluye el peso propio de la losa, se distribuye por nivel mediante el siguiente esquema.

NIVEL 1		
<b>DUCTOS Y VARIOS =</b>	0,019	Ton / m <sup>2</sup>
<b>LOSA =</b>	0,400	Ton / m <sup>2</sup>
<b>BALDOSAS =</b>	0,107	Ton / m <sup>2</sup>
<b>ENLUCIDOS =</b>	0,024	Ton / m <sup>2</sup>
<b>PAREDES =</b>	0,23	Ton / m <sup>2</sup>
<b>WD1 =</b>	<b>0,780</b>	<b>Ton / m<sup>2</sup></b>

NIVEL 2		
<b>DUCTOS Y VARIOS =</b>	0,019	Ton / m <sup>2</sup>
<b>LOSA =</b>	0,400	Ton / m <sup>2</sup>
<b>BALDOSAS =</b>	0,107	Ton / m <sup>2</sup>
<b>ENLUCIDOS =</b>	0,024	Ton / m <sup>2</sup>
<b>PAREDES =</b>	0,23	Ton / m <sup>2</sup>
<b>WD2 =</b>	<b>0,780</b>	<b>Ton / m<sup>2</sup></b>

NIVEL 3		
<b>DUCTOS Y VARIOS =</b>	0,019	Ton / m <sup>2</sup>

<b>LOSA =</b>	0,400	Ton / m <sup>2</sup>
<b>BALDOSAS =</b>	0,107	Ton / m <sup>2</sup>
<b>ENLUCIDOS =</b>	0,024	Ton / m <sup>2</sup>
<b>PAREDES =</b>	0,23	Ton / m <sup>2</sup>
<b>WD3 =</b>	<b>0,780</b>	<b>Ton / m<sup>2</sup></b>

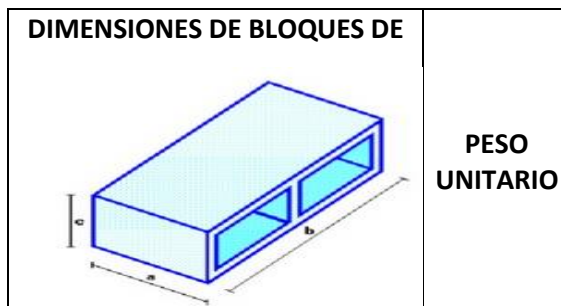
<b>NIVEL 4</b>		
<b>DUCTOS Y VARIOS =</b>	0,019	Ton / m <sup>2</sup>
<b>LOSA =</b>	0,400	Ton / m <sup>2</sup>
<b>BALDOSAS =</b>	0,107	Ton / m <sup>2</sup>
<b>ENLUCIDOS =</b>	0,024	Ton / m <sup>2</sup>
<b>PAREDES =</b>	0,23	Ton / m <sup>2</sup>
<b>WD4 =</b>	<b>0,780</b>	<b>Ton / m<sup>2</sup></b>

<b>NIVEL 5</b>		
<b>DUCTOS Y VARIOS =</b>	0,019	Ton / m <sup>2</sup>
<b>LOSA =</b>	0,400	Ton / m <sup>2</sup>
<b>ENLUCIDOS =</b>	0,024	Ton / m <sup>2</sup>
<b>WD5 =</b>	<b>0,443</b>	<b>Ton / m<sup>2</sup></b>

Para determinar la carga de la losa actuando sobre la estructura se consideró lo siguiente:

$$\gamma = \text{Peso Especifico del Hormigon} = 2,4 \text{ Ton/m}^3$$

Se selecciona un espesor tentativo de losa de 20 cm, para los cinco niveles con una loseta de compresión de 5 cm, nervios de 10 cm de espesor y bloques de aliviamiento de 20 cm x 40 cm x 20 cm de altura, (2 bloques de 20 cm x 40 cm x 20 cm por cada aliviamiento), lo que es tradicional en nuestro medio



ALIVIANAMIENTO			
a	b	c	
20 cm	40 cm	10 cm	10 kg
20 cm	40 cm	15 cm	12 kg
20 cm	40 cm	20 cm	14 kg
20 cm	40 cm	25 cm	16 kg

El peso unitario de los bloques de alivianamiento de dimensiones 20 cm x 40 cm x 20 cm es 12 kg

$$\text{Peso de Loseta de compresión} = (0,05 \text{ m})(1 \text{ m})(2,4 \text{ Ton /m}^3)$$

$$\text{Peso de Loseta de compresión} = 0,12 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Peso de Nervios} = \frac{4 \text{ Nervios } (0,10 \text{ m})(0,15 \text{ m})}{1 \text{ m}} (2,4 \text{ Ton /m}^3)$$

$$\text{Peso de Nervios} = 0,144 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Peso de Alivianamientos} = \frac{8 \text{ bloques}}{1 \text{ m}^2} (0,014 \text{ Ton})$$

$$\text{Peso de Alivianamientos} = 0,12 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Peso propio de la Losa} = 0,40 \text{ Ton /m}^2$$

#### 4.5 Carga muerta $W_{PP}$ por metro cuadrado (peso propio de elementos).

Para el cálculo de la carga WPP se consideró un valor que es equivalente al 25% de la carga muerta WD por nivel, es decir:

$$\mathbf{WPP_n = \frac{25}{100} * (WD_n)} \quad \text{Ec. 146}$$

<b>NIVEL 5</b>		
<b>WPP5 =</b>	0,110	Ton / m2
<b>NIVEL 4</b>		
<b>WPP4 =</b>	0,195	Ton / m2
<b>NIVEL 3</b>		
<b>WPP3 =</b>	0,195	Ton / m2
<b>NIVEL 2</b>		
<b>WPP2 =</b>	0,195	Ton / m2
<b>NIVEL 1</b>		
<b>WPP1 =</b>	0,195	Ton / m2

#### 4.6 Carga muerta por metro cuadrado total en cada nivel.

La carga muerta total de la estructura por nivel se la determina mediante la siguiente formula:

$$\mathbf{W_n = WD_n + WPP_n} \quad \text{Ec. 147}$$

<b>NIVEL 5</b>		
<b>W5 =</b>	0,553	Ton / m2
<b>NIVEL 4</b>		
<b>W4 =</b>	0,975	Ton / m2

<b>NIVEL 3</b>		
<b>W3 =</b>	0,975	Ton / m2
<b>NIVEL 2</b>		
<b>W2 =</b>	0,975	Ton / m2
<b>NIVEL 1</b>		
<b>W1 =</b>	0,975	Ton / m2

De donde obtenemos la Carga Muerta total de la Estructura por metro cuadrado:  $W_D = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5$       Ec. 148

$$W_D = (0,553 + 0,975 + 0,975 + 0,975 + 0,975 + 0,975) \text{Ton/m}^2$$

$$W_D = 4,50 \text{ Ton/m}^2$$

#### 4.7 Carga viva por metro cuadrado ( $W_L$ )

<b>NIVEL 5</b>		
<b>WL5 =</b>	0,100	Ton / m2
<b>NIVEL 4</b>		
<b>WL4 =</b>	0,200	Ton / m2
<b>NIVEL 3</b>		
<b>WL3 =</b>	0,200	Ton / m2
<b>NIVEL 2</b>		
<b>WL2 =</b>	0,200	Ton / m2
<b>NIVEL 1</b>		
<b>WL1 =</b>	0,200	Ton / m2

#### 4.8 Espectros de diseño



#### 4.8.1 Espectros de diseño elástico

Suelo tipo C

$\eta = 1,80 \rightarrow$  Provincias de la Region Costa

$r = 1 \rightarrow$  Suelo tipo A hasta Suelo tipo D

$Z = 0,4$

Zona sismica = V

**Factores de Forma:**

$F_a = 1,2 ; F_d = 1,11 ; F_s = 1,11$

**Periodos límites de vibración**

$$T_0 = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 149}$$

$$T_0 = (0,1)(1,11) \frac{(1,11)}{(1,2)} ; T_0 = 0,103 \text{ Seg}$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 150}$$

$$T_c = (0,55)(1,11) \frac{(1,11)}{(1,2)} ; T_c = 0,565 \text{ Seg}$$

**Región 1**  $\rightarrow T < T_0$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$$S_a = ZF_a G \quad \text{Ec. 151}$$

$$S_a = (0,4)(1,2)$$

$$S_a = 0,480$$

**Región 2** →  $T < T_0$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Ec. 152}$$

$$S_a = (1,8)(0,4)(1,2)$$

$$S_a = 0,864$$

**Región 3** →  $T < T_0$

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Ec. 153}$$

$$S_a = 0,864 \left(\frac{0,565}{T}\right)$$

**Tabla XXIII** Valores del Espectro de Diseño Elástico

	SUELO PERFIL C		SUELO PERFIL C		SUELO PERFIL C		SUELO PERFIL C	
	T(s)	S <sub>a</sub>	T(s)	S <sub>a</sub>	T(s)	S <sub>a</sub>	T(s)	S <sub>a</sub>
<b>T<sub>0</sub> =</b>	0,000	0,480	1,350	0,361	2,250	0,217	3,150	0,155
	0,103	0,864	1,400	0,349	2,300	0,212	3,200	0,152

$T_c =$

0,565	0,864	1,450	0,336	2,350	0,208	3,250	0,150
0,600	0,813	1,500	0,325	2,400	0,203	3,300	0,148
0,650	0,751	1,550	0,315	2,450	0,199	3,350	0,146
0,700	0,697	1,600	0,305	2,500	0,195	3,400	0,144
0,750	0,651	1,650	0,296	2,550	0,191	3,450	0,141
0,800	0,610	1,700	0,287	2,600	0,188	3,500	0,139
0,850	0,574	1,750	0,279	2,650	0,184	3,550	0,137
0,900	0,542	1,800	0,271	2,700	0,181	3,600	0,136
0,950	0,514	1,850	0,264	2,750	0,177	3,650	0,134
1,000	0,488	1,900	0,257	2,800	0,174	3,700	0,132
1,050	0,465	1,950	0,250	2,850	0,171	3,750	0,130
1,100	0,444	2,000	0,244	2,900	0,168	3,800	0,128
1,150	0,424	2,050	0,238	2,950	0,165	3,850	0,127
1,200	0,407	2,100	0,232	3,000	0,163	3,900	0,125
1,250	0,390	2,150	0,227	3,050	0,160	3,950	0,124
1,300	0,375	2,200	0,222	3,100	0,157	4,000	0,122

Fuente: Autores (2017)

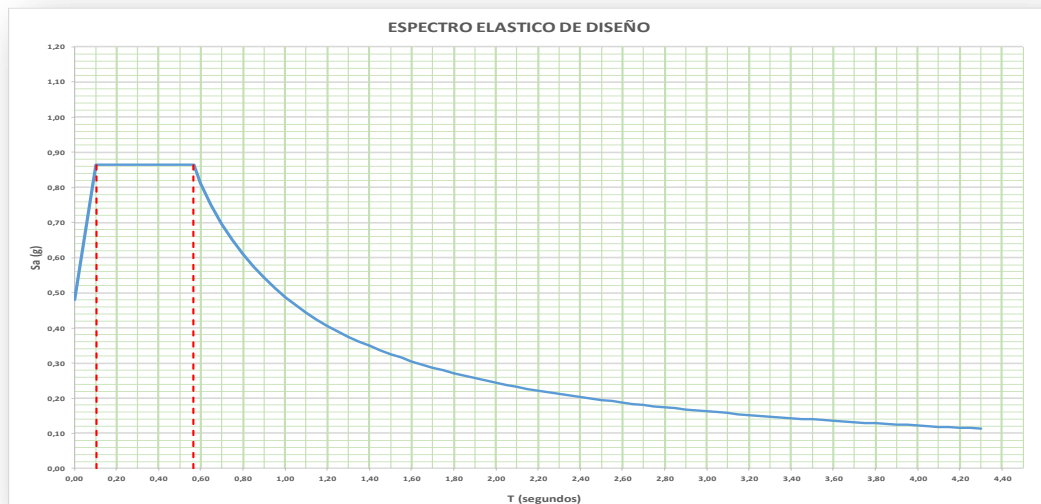


Figura 4.1 Espectro de Diseño  
Fuente: Autores (2017)

#### 4.8.2 Espectros de diseño inelástico

$I_c = 1 \rightarrow$  Apartamentos       $R = 8 \rightarrow$  PCRM

### Coeficiente Sísmico

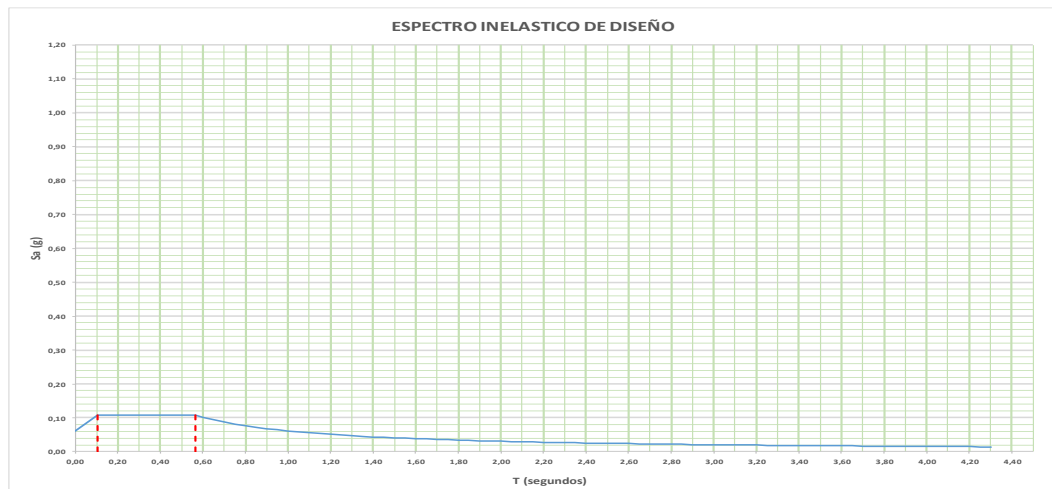
$$C_s = S_a \frac{I_c}{R} \quad \text{Ec. 154}$$

$$C_s = S_a \frac{(1)}{(8)} ; C_s = \frac{S_a}{8}$$

Tabla XXIV Suelo Perfil

SUELO PERFIL C		SUELO PERFIL C		SUELO PERFIL C		SUELO PERFIL C	
T(s)	C <sub>s</sub>	T(s)	C <sub>s</sub>	T(s)	C <sub>s</sub>	T(s)	C <sub>s</sub>
0,000	0,060	1,350	0,045	2,250	0,027	3,150	0,019
0,103	0,108	1,400	0,044	2,300	0,027	3,200	0,019
0,565	0,108	1,450	0,042	2,350	0,026	3,250	0,019
0,600	0,102	1,500	0,041	2,400	0,025	3,300	0,018
0,650	0,094	1,550	0,039	2,450	0,025	3,350	0,018
0,700	0,087	1,600	0,038	2,500	0,024	3,400	0,018
0,750	0,081	1,650	0,037	2,550	0,024	3,450	0,018
0,800	0,076	1,700	0,036	2,600	0,023	3,500	0,017
0,850	0,072	1,750	0,035	2,650	0,023	3,550	0,017
0,900	0,068	1,800	0,034	2,700	0,023	3,600	0,017
0,950	0,064	1,850	0,033	2,750	0,022	3,650	0,017
1,000	0,061	1,900	0,032	2,800	0,022	3,700	0,016
1,050	0,058	1,950	0,031	2,850	0,021	3,750	0,016
1,100	0,055	2,000	0,030	2,900	0,021	3,800	0,016
1,150	0,053	2,050	0,030	2,950	0,021	3,850	0,016
1,200	0,051	2,100	0,029	3,000	0,020	3,900	0,016
1,250	0,049	2,150	0,028	3,050	0,020	3,950	0,015
1,300	0,047	2,200	0,028	3,100	0,020	4,000	0,015

Fuente: Autores (2017)



**Figura 4.2** Espectro inelástico de diseño  
Fuente: Autores (2017)

### **Análisis Modal**

$$C_t = 0,047 \quad H_n = 16 \quad \alpha = 0,9$$

$$T_1 = C_t H_n^\alpha \quad T_1 = 0,047(16)^{0,9} \quad T_1 = 0,570 \text{ Seg}$$

### **Análisis no Modal**

$$N = 5 \text{ niveles}$$

$$T_2 = 0,1N \quad T_2 = (0,1)(5) \quad T_2 = 0,500 \text{ Seg}$$

### **Periodo Fundamental Promedio**

$$T = \frac{T_1 + T_2}{2} \quad \text{Ec. 155}$$

$$T = \frac{0,570 \text{ Seg} + 0,500 \text{ Seg}}{2} \quad ; \quad T = 0,535 \text{ Seg}$$

**Coefficiente Sísmico de Diseño**

$$\Phi_P = 1 ; \Phi_E = 1$$

$$\text{Cuando } T = 0,535 \text{ Seg} \rightarrow S_a = 0,864$$

$$C_s = \frac{I_c S_a}{R \Phi_P \Phi_E} \quad C_s = \frac{(1)(0,864)}{(8)(1)(1)}$$

T(s)	S <sub>a</sub>
0,000	0,480
0,103	0,864
0,565	0,864

$$C_{sx} = 0,108 \rightarrow \text{Direccion x} \rightarrow 10,8\%$$

$$C_{sy} = 0,108 \rightarrow \text{Direccion y} \rightarrow 10,8\%$$

**4.9 Fuerzas sísmicas****Carga Muerta total de la Estructura por metro cuadrado**

$$W_D = 4,504 \text{ Ton/m}^2$$

**Área total de la Estructura**

$$A = b \cdot h \quad A = (20 \text{ m})(15 \text{ m}) \quad A = 300 \text{ m}^2$$

**Carga Muerta total de la Estructura**

$$W = W_D \cdot A$$

$$W = (4,504 \text{ Ton/m}^2)(300 \text{ m}^2) \rightarrow W = 1351,2 \text{ Ton}$$

Dirección x	Dirección y	Cortante Basal Sísmico
$V_x = C_{sx} \cdot W$	$V_y = C_{sy} \cdot W$	
$V_x = (0,108)(1351,2 \text{ Ton})$	$V_y = (0,108)(1351,2 \text{ Ton})$	
$V_x = 145,92 \text{ Ton}$	$V_y = 145,92 \text{ Ton}$	

#### 4.10 Distribución vertical de fuerza sísmica.

**Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura**

Según NEC – 2011  $\rightarrow 0,5 < T \leq 2,5$

$$K = 0,75 + 0,50T$$

$$K = 0,75 + 0,50(0,535) \quad K = 1,017$$

**Carga Muerta por nivel**

$$W_x = W_n \cdot A$$

**Porcentaje de Cortante Basal Sísmico por nivel**

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \cdot h_x^k} \quad y \quad C_{vy} = \frac{W_y \cdot h_y^k}{\sum_{i=1}^n W_y \cdot h_y^k}$$

### Fuerza Sísmica por nivel

$$F_x = C_{vx} \cdot V_x \quad F_y = C_{vy} \cdot V_y$$

**Tabla XXV** Tabla Distribución vertical de fuerza sísmica en dirección x

DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZA SISMICA EN DIRECCION X (Ton)							
Nivel	h (m)	h <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub>	W <sub>x</sub> · h <sub>x</sub> <sup>k</sup>	C <sub>vy</sub>	F <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>x</sub> (Ton)
5	3	16	169,13	2860,29	0,214	31,231	31,23
4	3	13	295,50	4043,71	0,303	44,153	75,38
3	3	10	295,50	3094,26	0,232	33,786	109,17
2	3	7	295,50	2150,59	0,161	23,482	132,65
1	4	4	295,50	1215,23	0,091	13,269	145,92
<b>TOTAL</b>			<b>1351,13</b>	13364,08	<b>1</b>	<b>145,92</b>	

Fuente: Autores (2017)

**Tabla XXVI** Distribución vertical de fuerza sísmica en dirección y

DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZA SISMICA EN DIRECCION Y (Ton)							
Nivel	h (m)	h <sub>y</sub> (m)	W <sub>y</sub>	W <sub>y</sub> · h <sub>y</sub> <sup>k</sup>	C <sub>vy</sub>	F <sub>y</sub> (Ton)	V <sub>x</sub> (Ton)
5	3	16	169,13	2860,29	0,214	31,231	31,23
4	3	13	295,50	4043,71	0,303	44,153	75,38
3	3	10	295,50	3094,26	0,232	33,786	109,17
2	3	7	295,50	2150,59	0,161	23,482	132,65
1	4	4	295,50	1215,23	0,091	13,269	145,92
<b>TOTAL</b>			<b>1351,13</b>	13364,08	<b>1</b>	<b>145,92</b>	

Fuente: Autores (2017)

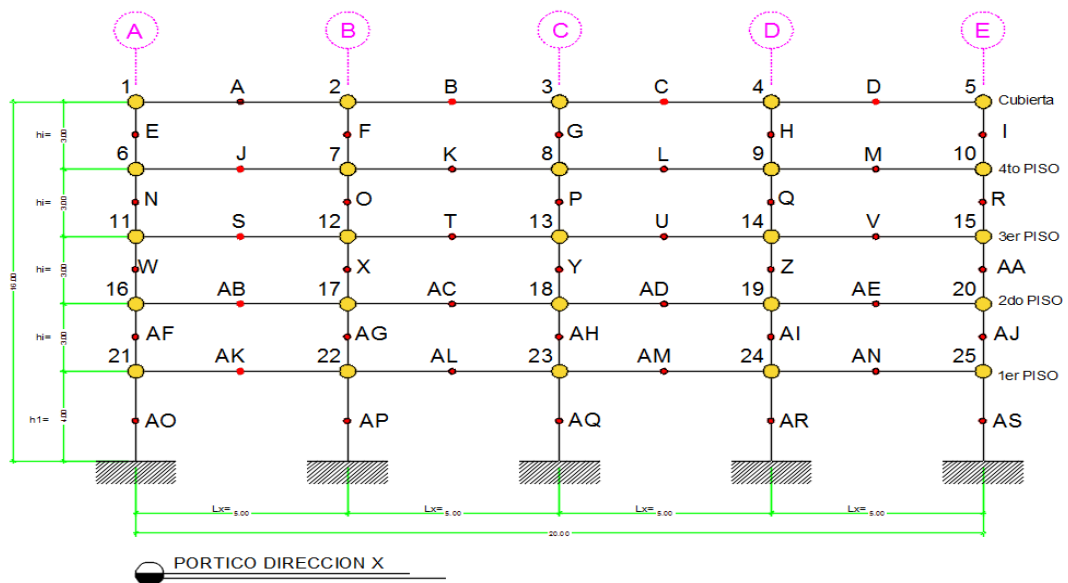


# **CAPÍTULO V**

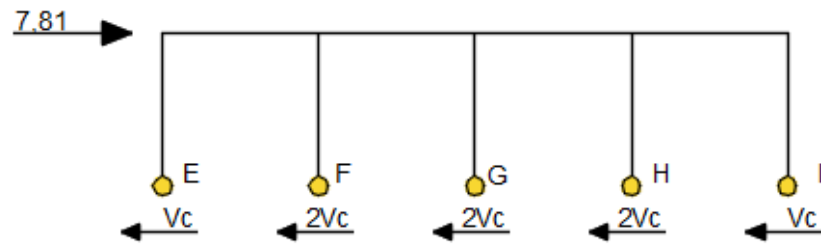
## **PREDISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

## 5.1 Análisis de fuerzas internas de la estructura

Para el cálculo de las fuerzas internas actuando en la estructura por efecto de la distribución del cortante utilizaremos el METODO DEL PORTAL.



**Figura 5.1** Análisis de Fuerzas Internas Dirección X  
Fuente: Autores (2017)

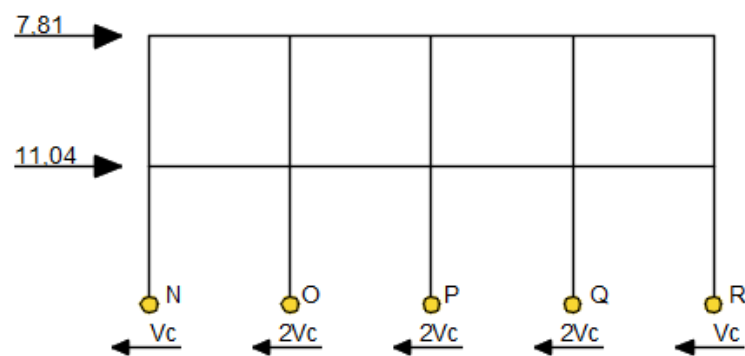


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$7,81 - 8V_c = 0$$

$$8V_c = 7,85$$

$$V_c = 0,98 \text{ Ton}$$

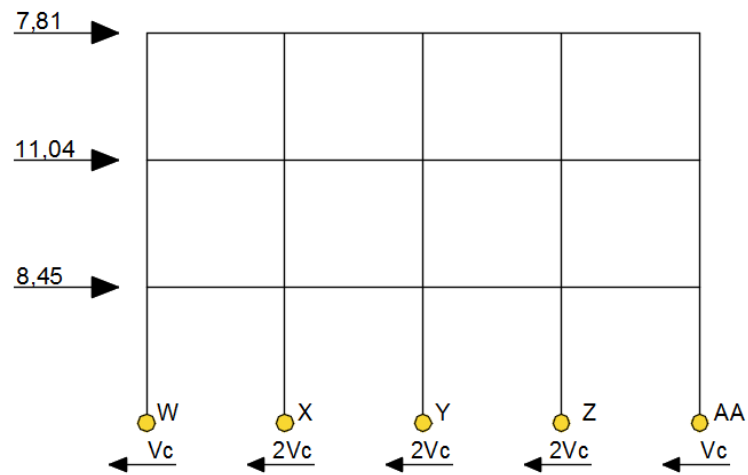


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$7,81 + 11,04 - 8V_c = 0$$

$$8V_c = 18,9$$

$$V_c = 2,36 \text{ Ton}$$

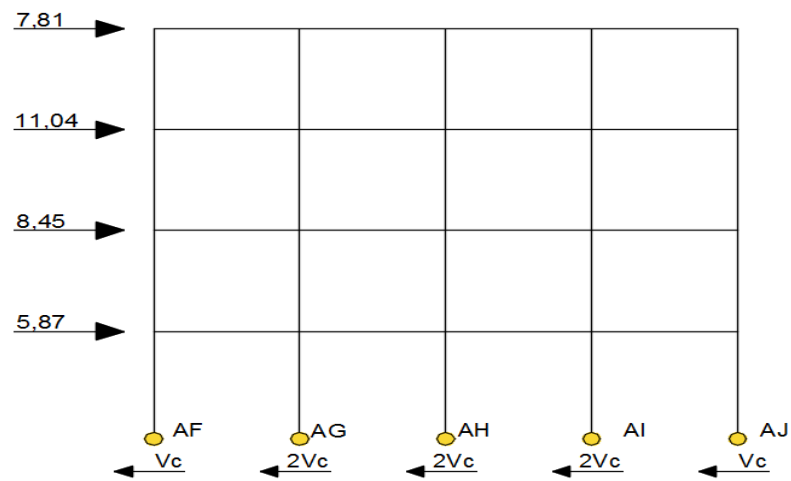


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$7,81 + 11,04 + 8,45 - 8V_c = 0$$

$$8V_c = 27,30$$

$$V_c = 3,41 \text{ Ton}$$

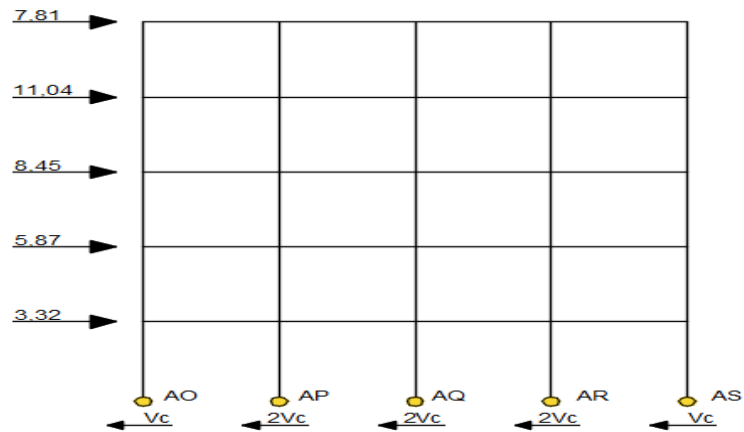


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$7,81 + 11,04 + 8,45 + 5,87 - 8V_c = 0$$

$$8V_c = 33,17$$

$$V_c = 4,15 \text{ Ton}$$



$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$7,81 + 11,04 + 8,45 + 5,87 + 3,32 - 8V_c = 0$$

$$8V_c = 36,49$$

$$V_c = 4,56 \text{ Ton}$$

### Análisis de Nodos

#### NODO 1

$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$7,81 - A_x - E_x = 0$$

$$A_x = 7,81 - E_x$$

$$A_x = 7,81 - 0,98$$

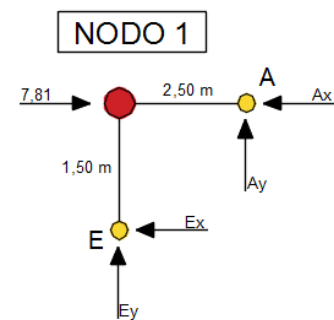
$$A_x = 6,83 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_y = 0$$

$$A_y - E_y = 0$$

$$E_y = A_y$$

$$E_y = 0,68 \text{ Ton}$$



$$\curvearrow + \sum M_E = 0$$

$$7,81(1,5) - A_x(1,5) - A_y(2,5) = 0$$

$$2,5A_y = 7,81(1,5) - A_x(1,5)$$

$$2,5A_y = 7,81(1,5) - 6,83(1,5)$$

$$A_y = 0,59 \text{ Ton}$$

**NODO 2**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$A_X - B_X - F_X = 0$$

$$B_X = A_X - F_X$$

$$B_X = 6,83 - 1,96$$

$$B_X = 4,87 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$B_Y - A_Y - F_Y = 0$$

$$F_Y = B_Y - A_Y$$

$$F_Y = 0,59 - 0,59$$

$$F_Y = 0 \text{ Ton}$$

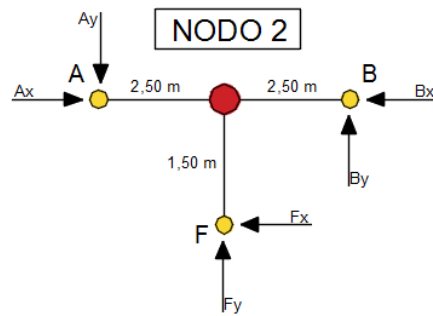
$$\curvearrowright + \sum M_F = 0$$

$$A_X(1,5) - B_Y(2,5) - A_Y(2,5) - B_X(1,5) = 0$$

$$2,5B_Y = A_X(1,5) - A_Y(2,5) - B_X(1,5)$$

$$2,5B_Y = 6,83(1,5) - 0,59(2,5) - 4,87(1,5)$$

$$B_Y = 0,59 \text{ Ton}$$

**NODO 3**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$B_X - C_X - G_X = 0$$

$$C_X = B_X - G_X$$

$$C_X = 4,87 - 1,96$$

$$C_X = 2,91 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$C_Y + G_Y - B_Y = 0$$

$$G_Y = B_Y - C_Y$$

$$G_Y = 0,59 - 0,59$$

$$G_Y = 0 \text{ Ton}$$

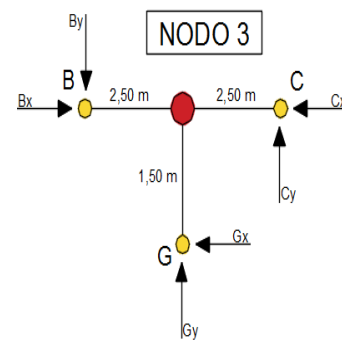
$$\curvearrow + \sum M_G = 0$$

$$B_X(1,5) - B_Y(2,5) - C_Y(2,5) - C_X(1,5) = 0$$

$$2,5C_Y = B_X(1,5) - B_Y(2,5) - C_X(1,5)$$

$$2,5C_Y = 5,63(1,5) - 0,68(2,5) - 3,38(1,5)$$

$$C_Y = 0,59 \text{ Ton}$$



$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$C_X - D_X - H_X = 0$$

$$D_X = C_X - H_X$$

$$D_X = 2,91 - 1,96$$

$$D_X = 0,95 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$D_Y + C_Y - H_Y = 0$$

$$H_Y = C_Y - D_Y$$

$$H_Y = 0,59 - 0,59$$

$$H_Y = 0 \text{ Ton}$$

**NODO 4**

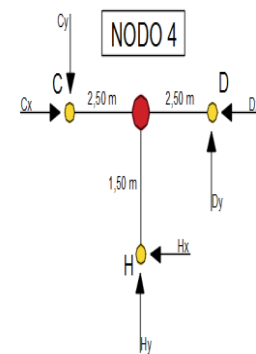
$$\curvearrowleft + \sum \mathbf{M}_F = 0$$

$$C_X(1,5) - C_Y(2,5) - D_Y(2,5) - D_X(1,5) = 0$$

$$2,5D_Y = C_X(1,5) - C_Y(2,5) - D_X(1,5)$$

$$2,5D_Y = 2,91(1,5) - 0,59(2,5) - 0,95(1,5)$$

$$D_Y = 0,59 \text{ Ton}$$

**NODO 5**

$$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$$

$$D_X - I_X = 0$$

$$I_X = D_X$$

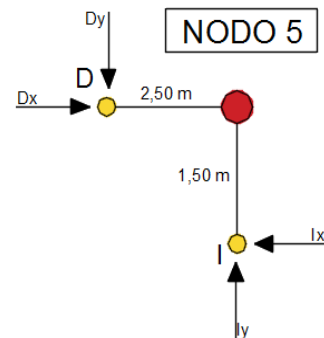
$$I_X = 0,98 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$$

$$I_Y - D_Y = 0$$

$$I_Y = D_Y$$

$$I_Y = 0,59 \text{ Ton}$$

**NODO 6**

$$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$$

$$11,04 + E_X - J_X - N_X = 0$$

$$J_X = 11,04 + E_X - N_X$$

$$J_X = 11,04 + 0,98 - 2,36$$

$$J_X = 9,66 \text{ Ton}$$

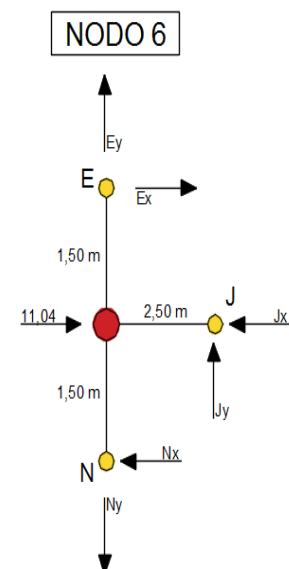
$$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$$

$$E_Y + J_Y - N_Y = 0$$

$$N_Y = E_Y + J_Y$$

$$N_Y = 0,59 + 2$$

$$N_Y = 2,59 \text{ Ton}$$

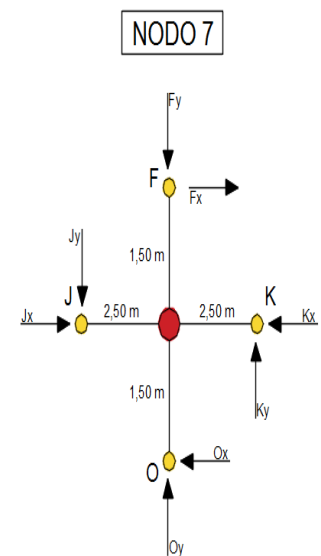




$$\begin{aligned} \curvearrowright + \sum \mathbf{M}_N &= \mathbf{0} \\ 11,04(1,5) + E_X(3) - J_Y(2,5) - J_X(1,5) &= 0 \\ 2,5J_Y &= 11,04(1,5) + E_X(3) - J_X(1,5) \\ 2,5J_Y &= 11,04(1,5) + 0,98(3) - 9,66(1,5) \\ J_Y &= 2 \text{ Ton} \end{aligned}$$

**NODO 7**

$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = \mathbf{0}$ $F_X + J_X - K_X - O_X = 0$ $K_X = F_X + J_X - O_X$ $K_X = 1,95 + 9,66 - 4,71$ $K_X = 6,90 \text{ Ton}$	$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = \mathbf{0}$ $K_Y - F_Y - J_Y + O_Y = 0$ $O_Y = F_Y + J_Y - K_Y$ $O_Y = 0 + 2 - 2$ $O_Y = 0 \text{ Ton}$
--	---



$$\begin{aligned} \curvearrowright + \sum \mathbf{M}_O &= \mathbf{0} \\ J_X(1,5) + F_X(3) - J_Y(2,5) - K_X(1,5) - K_Y(2,5) &= 0 \\ 2,5K_Y &= J_X(1,5) + F_X(3) - J_Y(2,5) - K_X(1,5) \\ 2,5K_Y &= 9,66(1,5) + 1,95(3) - 2,25(2,5) - 7,48(1,5) \\ K_Y &= 2 \text{ Ton} \end{aligned}$$

**NODO 8**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$G_X + K_X - L_X - P_X = 0$$

$$L_X = G_X + K_X - P_X$$

$$L_X = 1,95 + 6,90$$

$$- 4,71$$

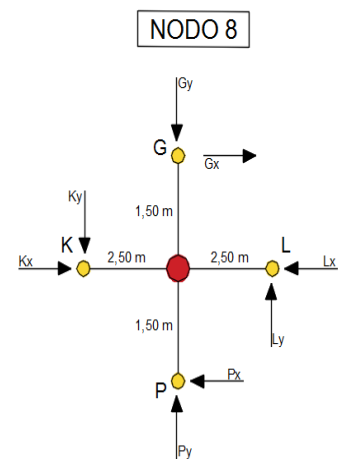
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$L_Y - G_Y - K_Y + P_Y = 0$$

$$P_Y = G_Y + K_Y - L_Y$$

$$P_Y = 0 + 2 - 2$$

$$P_Y = 0 \text{ Ton}$$



$$\curvearrowright + \sum M_P = 0$$

$$K_X(1,5) + G_X(3) - K_Y(2,5) - L_X(1,5) - L_Y(2,5)$$

$$= 0$$

$$2,5L_Y = K_X(1,5) + G_X(3) - K_Y(2,5) - L_X(1,5)$$

$$2,5L_Y = 6,90(1,5) + 1,95(3) - 2(2,5)$$

$$- 4,14(1,5)$$

**NODO 9**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$L_X + H_X - M_X - Q_X = 0$$

$$M_X = L_X + H_X - Q_X$$

$$M_X = 4,14 + 1,95 - 4,71$$

$$M_X = 1,38 \text{ Ton}$$

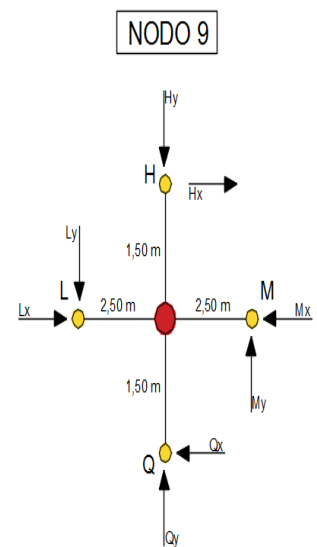
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$Q_Y - L_Y - H_Y + M_Y = 0$$

$$Q_Y = L_Y + H_Y - M_Y$$

$$Q_Y = 2 + 0 - 2$$

$$Q_Y = 0 \text{ Ton}$$



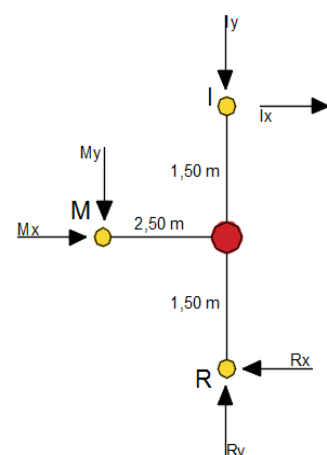
$$\curvearrow + \sum M_Q = 0$$

$$L_X(1,5) + H_X(3) - L_Y(2,5) - M_X(1,5) - M_Y(2,5) = 0$$

$$2,5M_Y = L_X(1,5) + H_X(3) - L_Y(2,5) - M_X(1,5)$$

$$2,5M_Y = 4,14(1,5) + 1,95(3) - 2(2,5) - 1,38(1,5)$$

$$M_Y = 2 \text{ Ton}$$

**NODO 10**

**NODO 10**

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$R_Y - M_Y - I_Y = 0$$

$$R_Y = M_Y + I_Y$$

$$R_Y = 2 + 0,59$$

$$R_Y = 2,59 \text{ Ton}$$

**NODO 11**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$8,45 + N_X - S_X - W_X = 0$$

$$S_X = 8,45 + N_X - W_X$$

$$S_X = 8,45 + 2,36 - 3,41$$

$$S_X = 7,39 \text{ Ton}$$

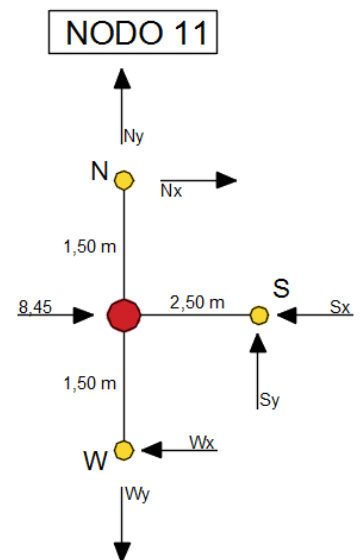
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$N_Y + S_Y - W_Y = 0$$

$$W_Y = S_Y + N_Y$$

$$W_Y = 3,46 + 2,58$$

$$W_Y = 6,05 \text{ Ton}$$



$$\curvearrow + \sum M_W = 0$$

$$8,45(1,5) + N_X(3) - S_Y(2,5) - S_X(1,5) = 0$$

$$2,5S_Y = 8,45(1,5) + N_X(3) - S_X(1,5)$$

$$2,5S_Y = 8,45(1,5) + 2,36(3) - 7,39(1,5)$$

$$S_Y = 3,46 \text{ Ton}$$

**NODO 12**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$S_X + O_X - T_X - X_X = 0$$

$$T_X = S_X + O_X - X_X$$

$$T_X = 8,02 + 5,25 - 7,54$$

$$T_X = 5,73 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$T_Y + X_Y - S_Y - O_Y = 0$$

$$X_Y = S_Y + O_Y - T_Y$$

$$X_Y = 3,46 + 0 - 3,46$$

$$X_Y = 0 \text{ Ton}$$

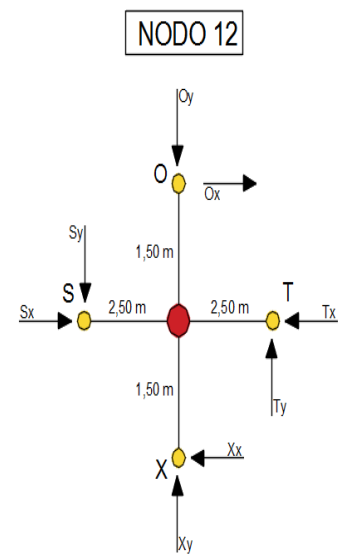
$$\curvearrowright + \sum M_X = 0$$

$$S_X(1,5) + O_X(3) - S_Y(2,5) - T_X(1,5) - T_Y(2,5) = 0$$

$$2,5T_Y = S_X(1,5) + O_X(3) - S_Y(2,5) - T_X(1,5)$$

$$2,5T_Y = 7,39(1,5) + 4,71(3) - 3,46(2,5) - 5,28(1,5)$$

$$T_Y = 3,46 \text{ Ton}$$



**NODO 13**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$P_X + T_X - U_X - Y_X = 0$$

$$U_X = P_X + T_X - Y_X$$

$$U_X = 4,71 + 5,28 - 6,82$$

$$U_X = 3,17 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$Y_Y + U_Y - T_Y - P_Y = 0$$

$$Y_Y = T_Y + P_Y - U_Y$$

$$Y_Y = 3,46 + 0 - 3,46$$

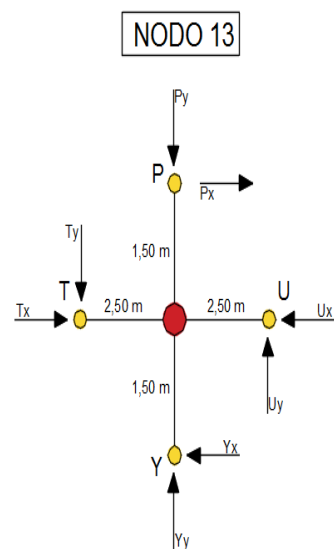
$$Y_Y = 0 \text{ Ton}$$

$$\curvearrow + \sum M_Y = 0$$

$$T_X(1,5) + P_X(3) - T_Y(2,5) - U_X(1,5) - U_Y(2,5) = 0$$

$$2,5U_Y = T_X(1,5) + P_X(3) - T_Y(2,5) - U_X(1,5)$$

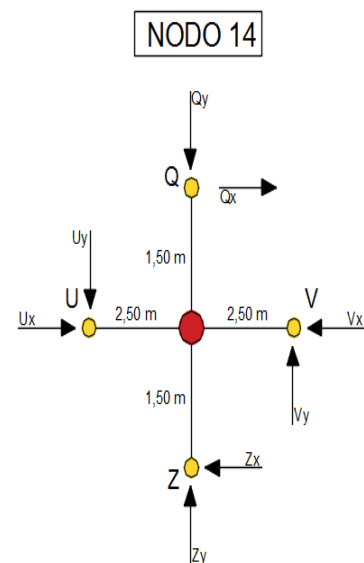
$$2,5U_Y = 5,28(1,5) + 4,71(3) - 3,46(2,5) - 3,17(1,5)$$



**NODO 14**

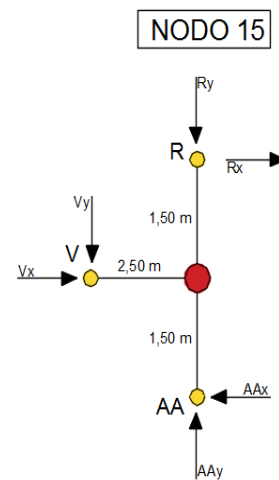
$\rightarrow + \sum F_X = 0$ $U_X + Q_X - V_X - Z_X = 0$ $V_X = U_X + Q_X - Z_X$ $V_X = 3,17 + 4,71 - 6,82$ $V_X = 1,06 \text{ Ton}$	$\uparrow + \sum F_Y = 0$ $Z_Y + V_Y - U_Y - Q_Y = 0$ $Z_Y = U_Y + Q_Y - V_Y$ $Z_Y = 3,46 + 0 - 3,46$ $Z_Y = 0 \text{ Ton}$
--	---

$\curvearrow + \sum M_Z = 0$ $U_X(1,5) + Q_X(3) - U_Y(2,5) - V_X(1,5) - V_Y(2,5) = 0$ $2,5V_Y = U_X(1,5) + Q_X(3) - U_Y(2,5) - V_X(1,5)$ $2,5V_Y = 3,17(1,5) + 4,71(3) - 3,46(2,5) - 1,06(1,5)$ $V_Y = 3,46 \text{ Ton}$
--



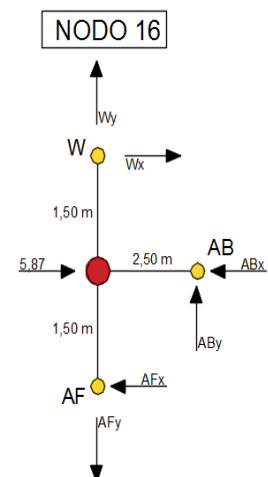
**NODO 15**

$$\begin{aligned} \uparrow + \sum F_Y &= 0 \\ AA_Y - V_Y - R_Y &= 0 \\ AA_Y &= V_Y + R_Y \\ AA_Y &= 3,46 + 2,58 \\ AA_Y &= 6,04 \text{ Ton} \end{aligned}$$

**NODO 16**

$$\begin{aligned} \rightarrow + \sum F_X &= 0 \\ 5,87 + W_X - AB_X - AF_X &= 0 \\ AB_X &= 5,87 + W_X - AF_X \\ AB_X &= 5,87 + 3,41 - 4,15 \\ AB_X &= 5,13 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \uparrow + \sum F_Y &= 0 \\ W_Y + AB_Y - AF_Y &= 0 \\ AF_Y &= W_Y + AB_Y \\ AF_Y &= 6,05 + 4,53 \\ AF_Y &= 10,58 \text{ Ton} \end{aligned}$$





$$\curvearrowright + \sum \mathbf{M}_{AF} = 0$$

$$5,87(1,5) + W_X(3) - AB_Y(2,5) - AB_X(1,5) = 0$$

$$2,5AB_Y = 5,87(1,5) + W_X(3) - AB_X(1,5) = 0$$

$$2,5AB_Y = 5,87(1,5) + 3,41(3) - 5,14(1,5)$$

$$AB_Y = 4,53 \text{ Ton}$$

**NODO 17**

$$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$$

$$AB_X + X_X - AC_X - AG_X = 0$$

$$AC_X = AB_X + X_X - AG_X$$

$$AC_X = 5,14 + 6,82 - 8,29$$

$$AC_X = 3,67 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$$

$$AG_Y + AC_Y - AB_Y - X_Y = 0$$

$$AG_Y = AB_Y + X_Y - AC_Y$$

$$AG_Y = 4,53 + 0 - 4,53$$

$$AG_Y = 0 \text{ Ton}$$

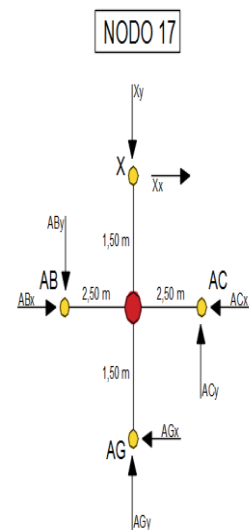
$$\curvearrowright + \sum \mathbf{M}_{AG} = 0$$

$$AB_X(1,5) + X_X(3) - AB_Y(2,5) - AC_X(1,5) - AC_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AC_Y = AB_X(1,5) + X_X(3) - AB_Y(2,5) - AC_X(1,5)$$

$$2,5AC_Y = 5,14(1,5) + 6,82(3) - 4,53(2,5) - 3,67(1,5)$$

$$AC_Y = 4,53 \text{ Ton}$$



**NODO 18**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$AC_X + Y_X - AD_X - AH_X = 0$$

$$AD_X = AC_X + Y_X - AH_X$$

$$AD_X = 3,67 + 6,82 - 8,29$$

$$AD_X = 2,20 \text{ Ton}$$

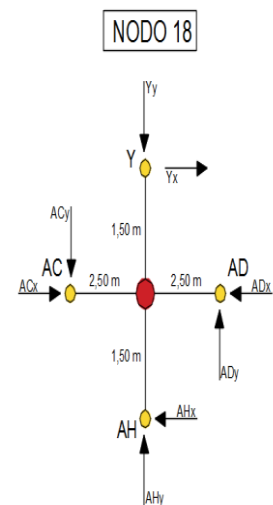
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AH_Y + AD_Y - AC_Y - Y_Y = 0$$

$$AH_Y = AC_Y + Y_Y - AD_Y$$

$$AH_Y = 4,53 + 0 - 4,53$$

$$AH_Y = 0 \text{ Ton}$$



$$\curvearrowright + \sum M_{AH} = 0$$

$$AC_X(1,5) + Y_X(3) - AC_Y(2,5) - AD_X(1,5) - AD_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AD_Y = AC_X(1,5) + Y_X(3) - AC_Y(2,5) - AD_X(1,5)$$

$$2,5AD_Y = 3,67(1,5) + 6,82(3) - 4,53(2,5) - 2,20(1,5)$$

$$AD_Y = 4,53 \text{ Ton}$$

**NODO 19**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$AD_X + Z_X - AE_X - AI_X = 0$$

$$AE_X = AD_X + Z_X - AI_X$$

$$AE_X = 2,20 + 6,82 - 8,29$$

$$AE_X = 0,73 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AI_Y + AE_Y - AD_Y - Z_Y = 0$$

$$AI_Y = AD_Y + Z_Y - AE_Y$$

$$AI_Y = 4,53 + 0 - 4,53$$

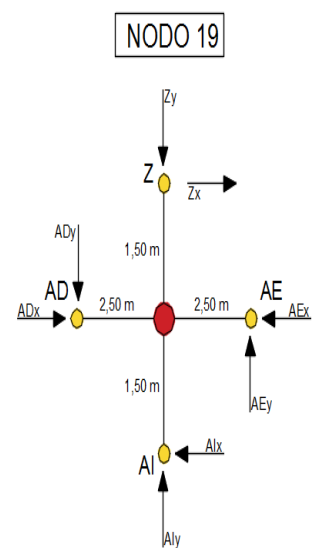
$$AI_Y = 0 \text{ Ton}$$

$$\curvearrowright + \sum M_{AI} = 0$$

$$AD_X(1,5) + Z_X(3) - AD_Y(2,5) - AE_X(1,5) - AE_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AE_Y = AD_X(1,5) + Z_X(3) - AD_Y(2,5) - AE_X(1,5)$$

$$2,5AE_Y = 2,20(1,5) + 6,82(3) - 4,53(2,5) - 0,73(1,5)$$



**NODO 20**

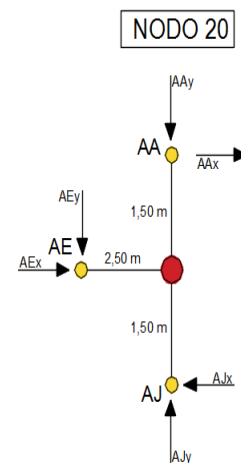
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AJ_Y - AE_Y - AA_Y = 0$$

$$AJ_Y = AE_Y + AA_Y$$

$$AJ_Y = 4,53 + 6,05$$

$$AJ_Y = 10,58 \text{ Ton}$$

**NODO 21**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$3,32 + AF_X - AK_X - AO_X = 0$$

$$AK_X = 3,32 + AF_X - AO_X$$

$$AK_X = 3,32 + 4,15 - 4,56$$

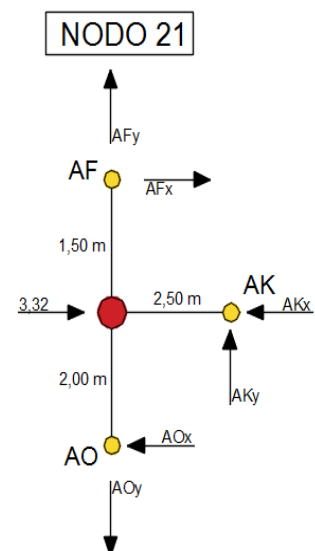
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AF_Y + AK_Y - AO_Y = 0$$

$$AO_Y = AF_Y + AK_Y$$

$$AO_Y = 10,58 + 6,14$$

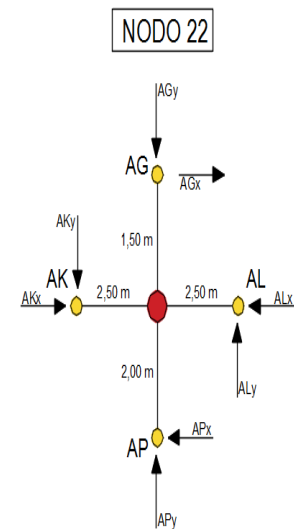
$$AO_Y = 17,72 \text{ Ton}$$



$$\begin{aligned} \curvearrowright + \sum \mathbf{M}_{AO} &= 0 \\ 3,32(2) + AF_X(3,5) - AK_Y(2,5) - AK_X(2) &= 0 \\ 2,5AK_Y &= 3,32(2) + AF_X(3,5) - AK_X(2) \\ 2,5AK_Y &= 3,32(2) + 4,15(3,5) - 2,91(2) \\ AK_Y &= 6,14 \text{ Ton} \end{aligned}$$

**NODO 22**

$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$ $AK_X + AG_X - AL_X - AP_X = 0$ $AL_X = AK_X + AG_X - AP_X$ $AL_X = 2,91 + 8,29 - 9,12$	$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$ $AP_Y + AL_Y - AK_Y - AG_Y = 0$ $AP_Y = AK_Y + AG_Y - AL_Y$ $AP_Y = 6,14 + 0 - 6,14$ $AP_Y = 0 \text{ Ton}$
---	--



$$\begin{aligned} \curvearrowright + \sum \mathbf{M}_{AP} &= 0 \\ AK_X(2) + AG_X(3,5) - AK_Y(2,5) - AL_X(2) - AL_Y(2,5) &= 0 \\ 2,5AL_Y &= AK_X(2) + AG_X(3,5) - AK_Y(2,5) - AL_X(2) \\ 2,5AL_Y &= 2,90(2) + 8,29(3,5) - 6,14(2,5) - 2,07(2) \\ AL_Y &= 6,14 \text{ Ton} \end{aligned}$$

**NODO 23**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$AL_X + AH_X - AM_X - AQ_X = 0$$

$$AM_X = AL_X + AH_X - AQ_X$$

$$AM_X = 2,07 + 8,29 - 9,12$$

$$AM_X = 1,24 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AQ_Y + AM_Y - AL_Y - AH_Y = 0$$

$$AQ_Y = AL_Y + AH_Y - AM_Y$$

$$AQ_Y = 6,14 + 0 - 6,14$$

$$AQ_Y = 0 \text{ Ton}$$

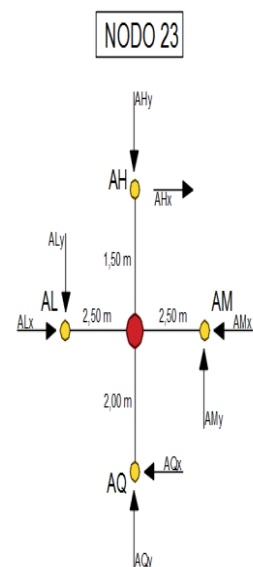
$$\curvearrow + \sum M_{AQ} = 0$$

$$AL_X(2) + AH_X(3,5) - AL_Y(2,5) - AM_X(2) - AM_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AM_Y = AL_X(2) + AH_X(3,5) - AL_Y(2,5) - AM_X(2)$$

$$2,5AM_Y = 2,07(2) + 8,29(3,5) - 6,14(2,5) - 1,24(2)$$

$$AM_Y = 6,14 \text{ Ton}$$



**NODO 24**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$AM_X + AI_X - AN_X - AR_X = 0$$

$$AN_X = AM_X + AI_X - AR_X$$

$$AN_X = 1,24 + 8,29$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AR_Y + AN_Y - AI_Y - AM_Y = 0$$

$$AR_Y = AM_Y + AI_Y - AN_Y$$

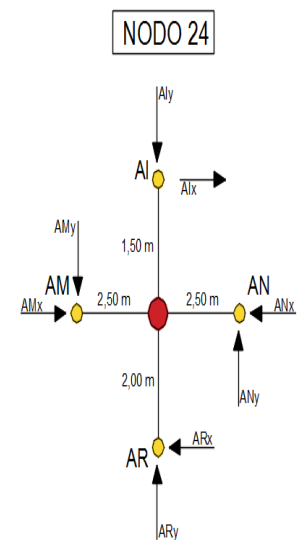
$$\curvearrow + \sum M_{AR} = 0$$

$$AM_X(2) + AI_X(3,5) - AM_Y(2,5) - AN_X(2) - AN_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AN_Y = AM_X(2) + AI_X(3,5) - AM_Y(2,5) - AN_X(2)$$

$$2,5AN_Y = 1,24(2) + 8,29(3,5) - 6,14(2,5) - 0,41(2)$$

$$AN_Y = 4,4 \text{ m}$$



NODO 25

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AS_Y - AN_Y - AJ_Y = 0$$

$$AS_Y = AJ_Y + AN_Y$$

$$AS_Y = 10,58 + 6,14$$

$$AS_Y = 16,72 \text{ Ton}$$

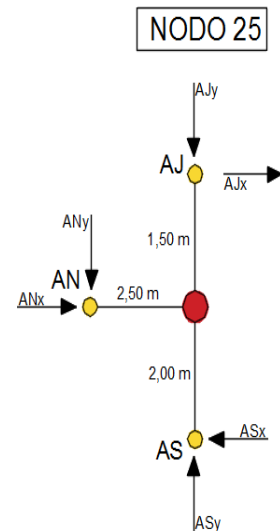
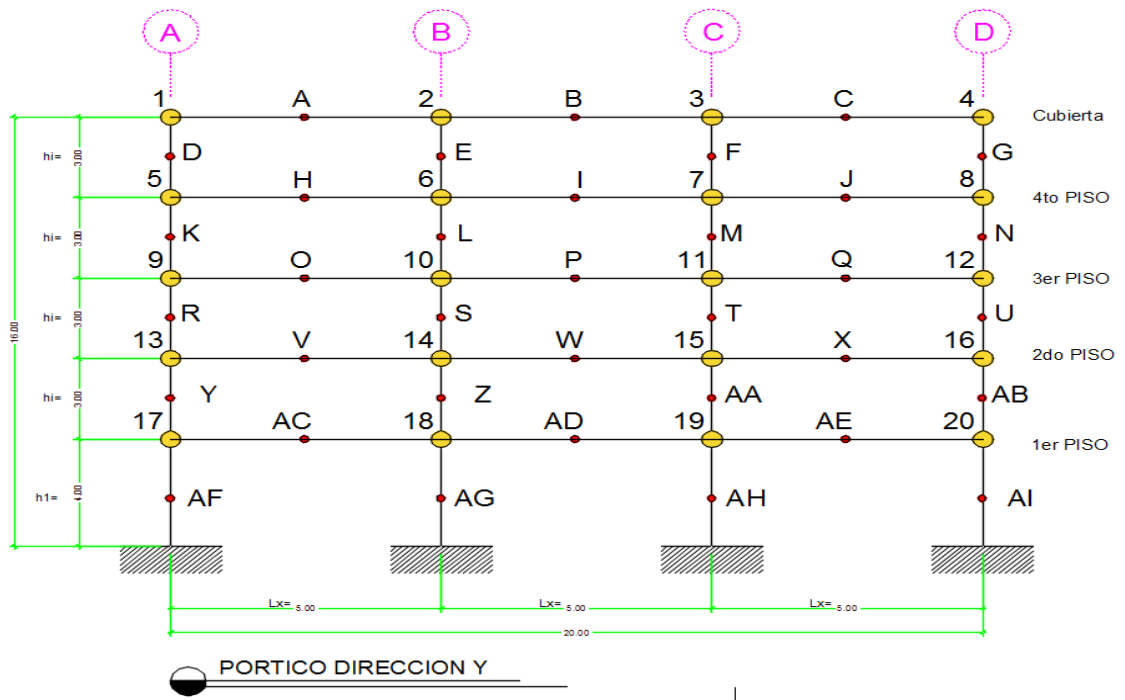


Tabla XXVII Resumen de Fuerzas Internas en la Estructura dirección X

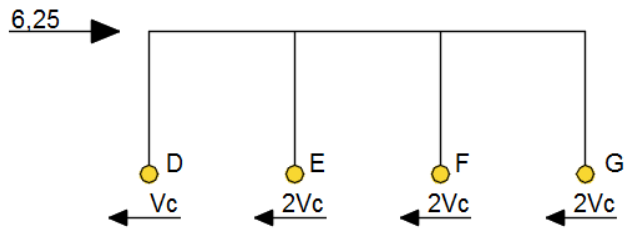
REACCIONES INTERNAS DIRECCION X (TONELADAS)									
<b>Ax =</b>	6,83	<b>Jx =</b>	9,66	<b>Sx =</b>	7,39	<b>ABx =</b>	5,14	<b>AKx =</b>	2,90
<b>Ay =</b>	0,59	<b>Jy =</b>	2,00	<b>Sy =</b>	3,46	<b>ABy =</b>	4,53	<b>AKy =</b>	6,14
<b>Bx =</b>	4,88	<b>Kx =</b>	6,90	<b>Tx =</b>	5,28	<b>ACx =</b>	3,67	<b>ALx =</b>	2,07
<b>By =</b>	0,59	<b>Ky =</b>	2,00	<b>Ty =</b>	3,46	<b>ACy =</b>	4,53	<b>ALy =</b>	6,14
<b>Cx =</b>	2,93	<b>Lx =</b>	4,14	<b>Ux =</b>	3,17	<b>ADx =</b>	2,20	<b>AMx =</b>	1,24
<b>Cy =</b>	0,59	<b>Ly =</b>	2,00	<b>Uy =</b>	3,46	<b>ADy =</b>	4,53	<b>AMy =</b>	6,14
<b>Dx =</b>	0,98	<b>Mx =</b>	1,38	<b>Vx =</b>	1,06	<b>AEx =</b>	0,73	<b>ANx =</b>	0,41
<b>Dy =</b>	0,59	<b>My =</b>	2,00	<b>Vy =</b>	3,46	<b>AEy =</b>	4,53	<b>ANy =</b>	6,14
<b>Ex =</b>	0,98	<b>Nx =</b>	2,36	<b>Wx =</b>	3,41	<b>AFx =</b>	4,15	<b>AOx =</b>	4,56
<b>Ey =</b>	0,59	<b>Ny =</b>	2,58	<b>Wy =</b>	6,05	<b>AFy =</b>	10,58	<b>AOy =</b>	16,71
<b>Fx =</b>	1,95	<b>Ox =</b>	4,71	<b>Xx =</b>	6,82	<b>AGx =</b>	8,29	<b>APx =</b>	9,12
<b>Fy =</b>	0,00	<b>Oy =</b>	0,00	<b>Xy =</b>	0,00	<b>AGy =</b>	0,00	<b>APy =</b>	0,00
<b>Gx =</b>	1,95	<b>Px =</b>	4,71	<b>Yx =</b>	6,82	<b>AHx =</b>	8,29	<b>AQx =</b>	9,12
<b>Gy =</b>	0,00	<b>Py =</b>	0,00	<b>Yy =</b>	0,00	<b>AHy =</b>	0,00	<b>AQy =</b>	0,00
<b>Hx =</b>	1,95	<b>Qx =</b>	4,71	<b>Zx =</b>	6,82	<b>AIx =</b>	8,29	<b>ARx =</b>	9,12
<b>Hy =</b>	0,00	<b>Qy =</b>	0,00	<b>Zy =</b>	0,00	<b>AIy =</b>	0,00	<b>ARy =</b>	0,00
<b>Ix =</b>	0,98	<b>Rx =</b>	2,36	<b>AAx =</b>	3,41	<b>AJx =</b>	4,15	<b>ASx =</b>	4,56
<b>Iy =</b>	0,59	<b>Ry =</b>	2,58	<b>AAy =</b>	6,05	<b>AJy =</b>	10,58	<b>ASy =</b>	16,71

Fuente: Autores (2017)





**Figura 5.2** Análisis de Fuerzas Internas Dirección Y  
**Fuente:** Los Autores (2017)

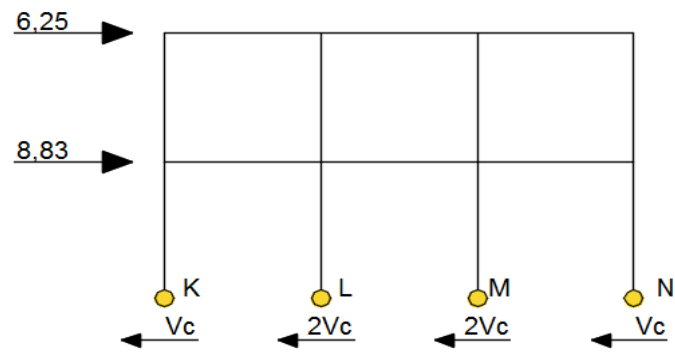


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$6,25 - 6V_c = 0$$

$$6V_c = 6,25$$

$$V_c = 1,04 \text{ Ton}$$

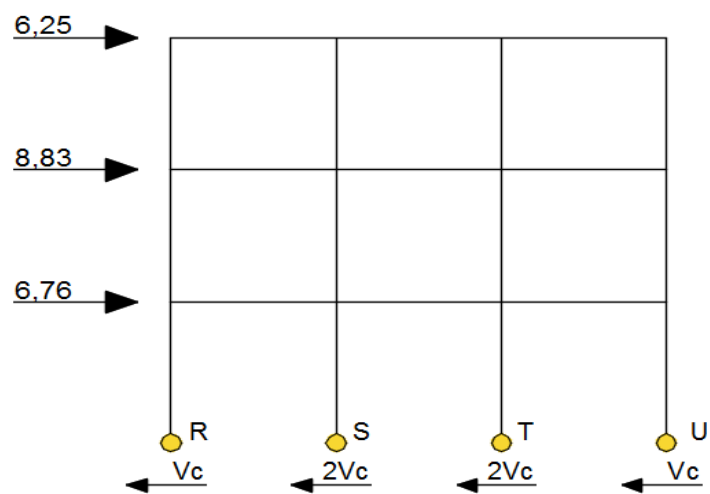


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$6,25 + 8,83 - 6V_c = 0$$

$$6V_c = 15,08$$

$$V_c = 2,51 \text{ Ton}$$

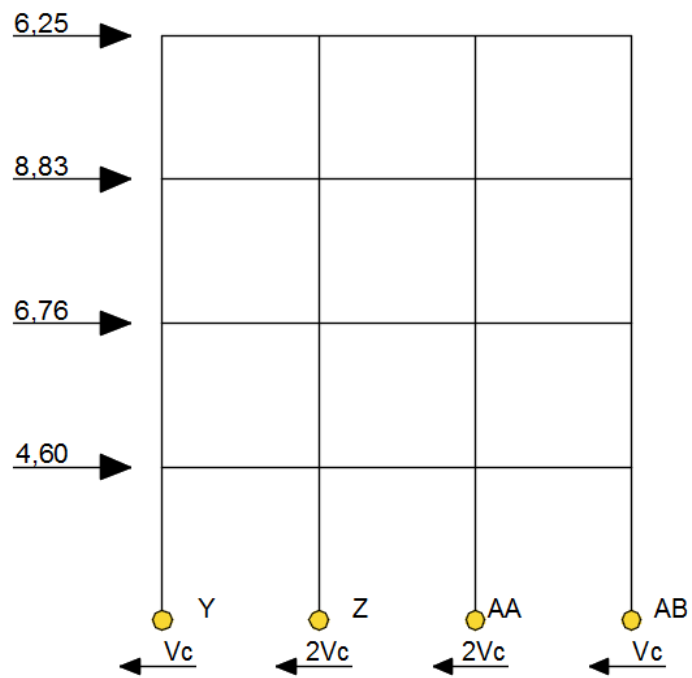


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$6,25 + 8,83 + 6,76 - 6V_c = 0$$

$$6V_c = 21,84$$

$$V_c = 3,64 \text{ Ton}$$

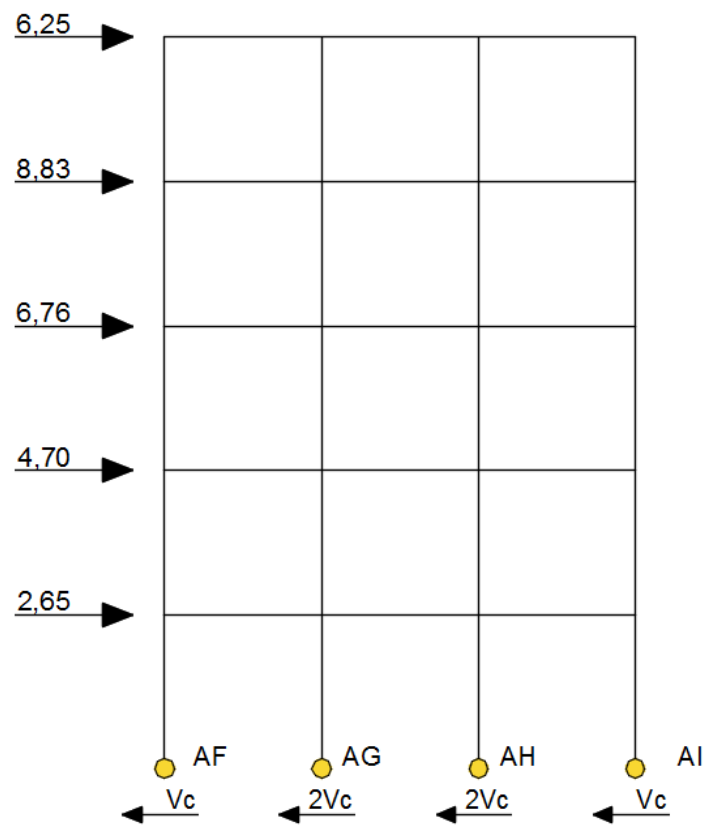


$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$6,25 + 8,83 + 6,76 + 4,70 - 6V_C = 0$$

$$6V_C = 29,21$$

$$V_C = 4,42 \text{ Ton}$$



$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$6,25 + 8,83 + 6,76 + 4,70 + 2,65 - 6V_c = 0$$

$$6V_c = 32,09$$

$$V_c = 4,87 \text{ Ton}$$

## Análisis de Nodos

NODO 1

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$6,25 - A_X - D_X = 0$$

$$A_X = 6,25 - D_X$$

$$A_X = 6,25 - 1,04$$

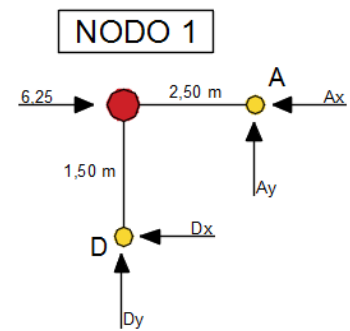
$$A_X = 5,21 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$A_Y - D_Y = 0$$

$$D_Y = A_Y$$

$$D_Y = 0,62 \text{ Ton}$$



$$\curvearrow + \sum M_D = 0$$

$$6,25(1,5) - A_X(1,5) - A_Y(2,5) = 0$$

$$2,5A_Y = 6,25(1,5) - A_X(1,5)$$

$$2,5A_Y = 6,25(1,5) - 5,21(1,5)$$

$$A_Y = 0,62 \text{ Ton}$$

## NODO 2

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$A_X - B_X - E_X = 0$$

$$B_X = A_X - E_X$$

$$B_X = 5,21 - 2,08$$

$$B_X = 3,13 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$B_Y - A_Y - E_Y = 0$$

$$E_Y = B_Y - A_Y$$

$$E_Y = 0,62 - 0,62$$

$$E_Y = 0 \text{ Ton}$$

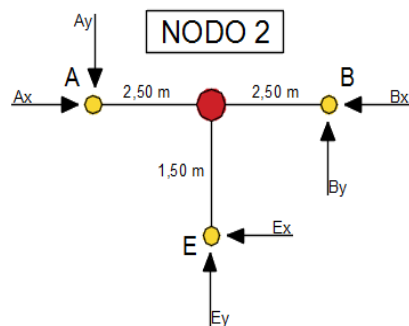
$$\curvearrowright + \sum \mathbf{M}_E = 0$$

$$A_X(1,5) - B_Y(2,5) - A_Y(2,5) - B_X(1,5) = 0$$

$$2,5B_Y = A_X(1,5) - A_Y(2,5) - B_X(1,5)$$

$$2,5B_Y = 5,21(1,5) - 0,62(2,5) - 3,12(1,5)$$

$$B_Y = 0,62 \text{ Ton}$$

**NODO 3**

$$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$$

$$B_X - C_X - F_X = 0$$

$$C_X = B_X - F_X$$

$$C_X = 3,12 - 2,08$$

$$C_X = 1,04 \text{ Ton}$$

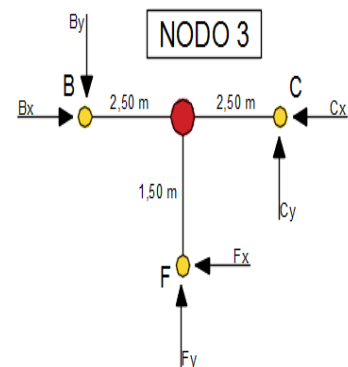
$$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$$

$$C_Y + F_Y - B_Y = 0$$

$$F_Y = B_Y - C_Y$$

$$F_Y = 0,62 - 0,62$$

$$F_Y = 0 \text{ Ton}$$



$$\curvearrowright + \sum \mathbf{M}_G = 0$$

$$B_X(1,5) - B_Y(2,5) - C_Y(2,5) - C_X(1,5) = 0$$

$$2,5C_Y = B_X(1,5) - B_Y(2,5) - C_X(1,5)$$

$$2,5C_Y = 3,12(1,5) - 0,62(2,5) - 1,04(1,5)$$

$$C_Y = 0,62 \text{ Ton}$$

**NODO 4**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$C_X - G_X = 0$$

$$G_X = C_X$$

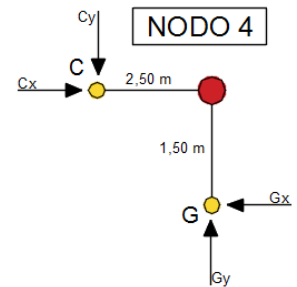
$$G_X = 1,04 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$C_Y - G_Y = 0$$

$$G_Y = C_Y$$

$$G_Y = 0,62 \text{ Ton}$$

**NODO 5**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$8,83 + D_X - H_X - K_X = 0$$

$$H_X = 8,83 + D_X - K_X$$

$$H_X = 8,83 + 1,04 - 2,51$$

$$H_X = 7,36 \text{ Ton}$$

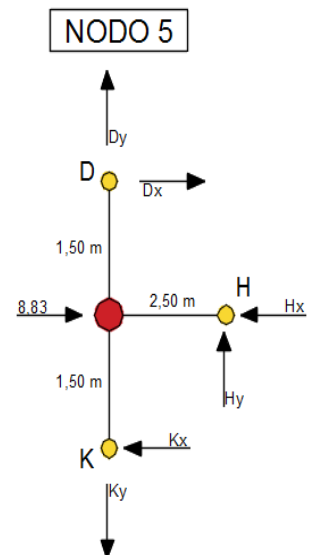
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$E_Y + J_Y - N_Y = 0$$

$$K_Y = D_Y + H_Y$$

$$K_Y = 0,62 + 2,13$$

$$K_Y = 2,75 \text{ Ton}$$



$$\curvearrow + \sum M_K = 0$$

$$8,83(1,5) + D_X(3) - H_Y(2,5) - H_X(1,5) = 0$$

$$2,5H_Y = 8,83(1,5) + D_X(3) - H_X(1,5)$$

$$2,5H_Y = 8,83(1,5) + 1,04(3) - 7,36(1,5)$$

$$H_Y = 2,13 \text{ Ton}$$

**NODO 6**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$H_X + E_X - I_X - L_X = 0$$

$$L_X = H_X + E_X - I_X$$

$$L_X = 7,36 + 2,08 - 4,42$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$L_Y - H_Y - E_Y + I_Y = 0$$

$$L_Y = E_Y + H_Y - I_Y$$

$$L_Y = 0 + 2,13 - 2,13$$

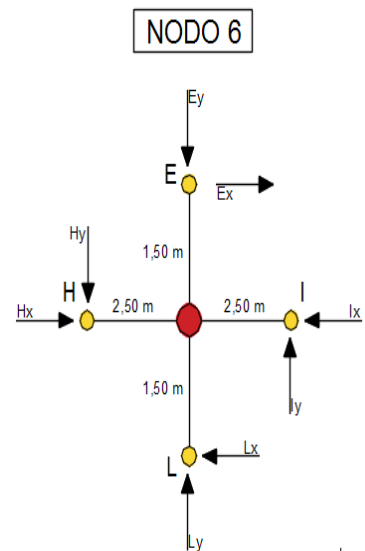
$$L_Y = 0 \text{ Ton}$$

$$\curvearrow + \sum M_L = 0$$

$$H_X(1,5) + E_X(3) - H_Y(2,5) - I_X(1,5) - I_Y(2,5) = 0$$

$$2,5I_Y = H_X(1,5) + E_X(3) - H_Y(2,5) - I_X(1,5)$$

$$2,5I_Y = 7,36(1,5) + 2,08(3) - 2,13(2,5) - 4,42(1,5)$$

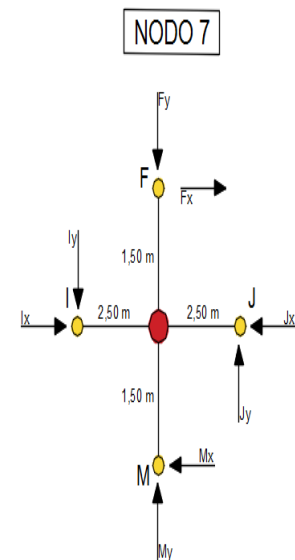




**NODO 7**

$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$ $F_X + I_X - J_X - M_X = 0$ $J_X = F_X + I_X - M_X$ $J_X = 2,08 + 4,42$ $- 5,03$	$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$ $M_Y = F_Y + I_Y - J_Y$ $M_Y = 0 + 2,13 - 2,13$ $M_Y = 0 \text{ Ton}$
--	--

$\curvearrowright + \sum \mathbf{M}_M = 0$ $I_X(1,5) + F_X(3) - I_Y(2,5) - J_X(1,5) - J_Y(2,5) = 0$ $2,5J_Y = I_X(1,5) + F_X(3) - I_Y(2,5) - J_X(1,5)$ $2,5J_Y = 4,42(1,5) + 2,08(3) - 2,13(2,5) - 1,47(1,5)$ $J_Y = 2,13 \text{ Ton}$
--



**NODO 8**

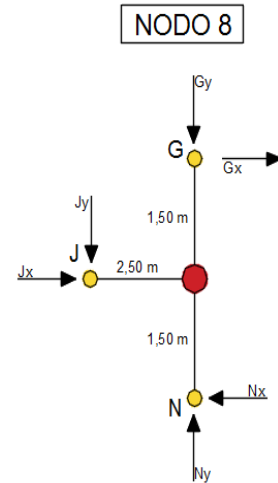
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$N_Y - J_Y - G_Y = 0$$

$$N_Y = J_Y + G_Y$$

$$N_Y = 2,13 + 0,62$$

$$N_Y = 2,75 \text{ Ton}$$

**NODO 9**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$6,76 + K_X - O_X - R_X = 0$$

$$O_X = 6,76 + K_X - R_X$$

$$O_X = 6,76 + 2,51 - 3,64$$

$$O_X = 5,63 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$K_Y + O_Y - R_Y = 0$$

$$R_Y = O_Y + K_Y$$

$$R_Y = 3,69 + 2,76$$

$$R_Y = 6,45 \text{ Ton}$$

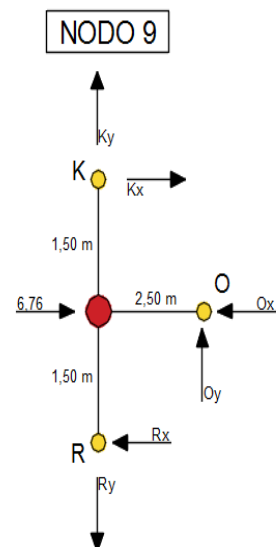
$$\curvearrow + \sum M_R = 0$$

$$6,76(1,5) + K_X(3) - O_Y(2,5) - O_X(1,5) = 0$$

$$2,5O_Y = 6,76(1,5) + K_X(3) - O_X(1,5)$$

$$2,5O_Y = 6,76(1,5) + 2,51(3) - 5,63(1,5)$$

$$O_Y = 3,69 \text{ Ton}$$



**NODO 10**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$L_X + O_X - P_X - S_X = 0$$

$$P_X = L_X + O_X - S_X$$

$$P_X = 5,03 + 5,63 - 7,28$$

$$P_X = 3,38 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$P_Y + S_Y - L_Y - O_Y = 0$$

$$S_Y = O_Y + L_Y - P_Y$$

$$S_Y = 3,69 + 0 - 3,69$$

$$S_Y = 0 \text{ Ton}$$

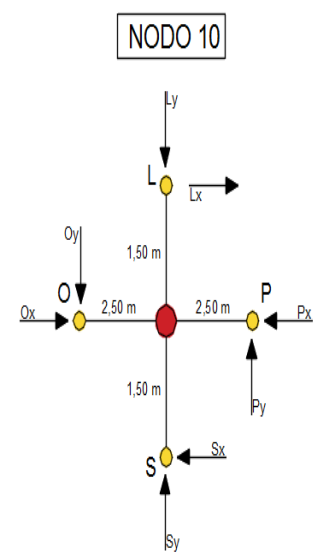
$$\curvearrow + \sum M_S = 0$$

$$O_X(1,5) + L_X(3) - O_Y(2,5) - P_X(1,5) - P_Y(2,5) = 0$$

$$2,5P_Y = O_X(1,5) + L_X(3) - O_Y(2,5) - P_X(1,5)$$

$$2,5P_Y = 5,63(1,5) + 5,03(3) - 3,69(2,5) - 3,38(1,5)$$

$$P_Y = 3,69 \text{ Ton}$$



**NODO 11**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$M_X + P_X - Q_X - T_X = 0$$

$$Q_X = P_X + M_X - T_X$$

$$Q_X = 3,38 + 5,03 - 7,28$$

$$Q_X = 1,13 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$T_Y + Q_Y - P_Y - M_Y = 0$$

$$T_Y = P_Y + M_Y - Q_Y$$

$$T_Y = 3,69 + 0 - 3,69$$

$$T_Y = 0 \text{ Ton}$$

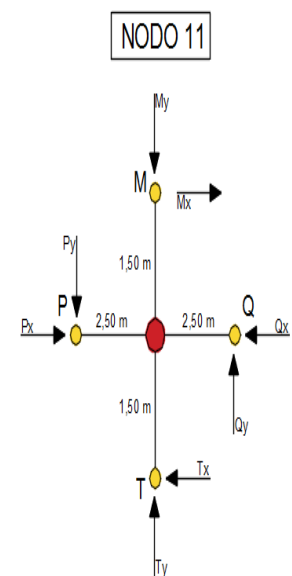
$$\curvearrow + \sum M_T = 0$$

$$P_X(1,5) + M_X(3) - P_Y(2,5) - Q_X(1,5) - Q_Y(2,5) = 0$$

$$2,5Q_Y = P_X(1,5) + M_X(3) - P_Y(2,5) - Q_X(1,5)$$

$$2,5Q_Y = 3,38(1,5) + 5,03(3) - 3,69(2,5) - 1,13(1,5)$$

$$Q_Y = 3,69 \text{ Ton}$$



**NODO 12**

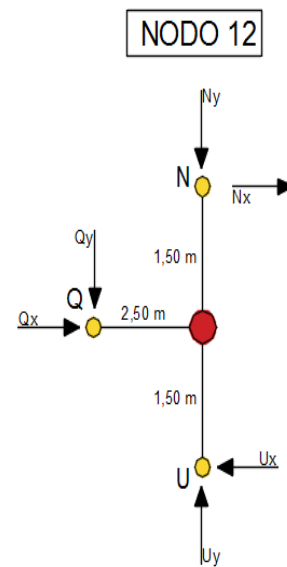
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$U_Y - N_Y - Q_Y = 0$$

$$U_Y = N_Y + Q_Y$$

$$U_Y = 2,76 + 3,69$$

$$U_Y = 6,45 \text{ Ton}$$

**NODO 13**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$4,70 + R_X - V_X - Y_X = 0$$

$$V_X = 4,70 + R_X - Y_X$$

$$V_X = 4,70 + 3,64 - 4,42$$

$$V_X = 3,92 \text{ Ton}$$

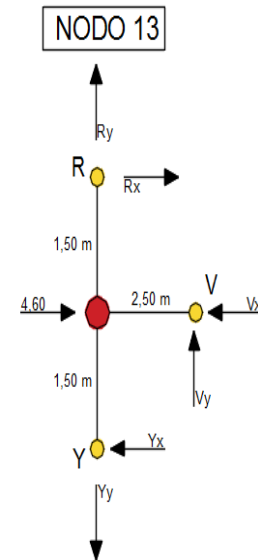
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$R_Y + V_Y - Y_Y = 0$$

$$Y_Y = R_Y + V_Y$$

$$Y_Y = 6,45 + 4,84$$

$$Y_Y = 11,29 \text{ Ton}$$



$$\curvearrowright + \sum M_Y = 0$$

$$4,70(1,5) + R_X(3) - V_Y(2,5) - V_X(1,5) = 0$$

$$2,5V_Y = 3,64(1,5) + R_X(3) - V_X(1,5) = 0$$

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$S_X + V_X - W_X - Z_X = 0$$

$$W_X = S_X + V_X - Z_X$$

$$W_X = 7,28 + 3,91 - 8,84$$

$$W_X = 2,35 \text{ Ton}$$

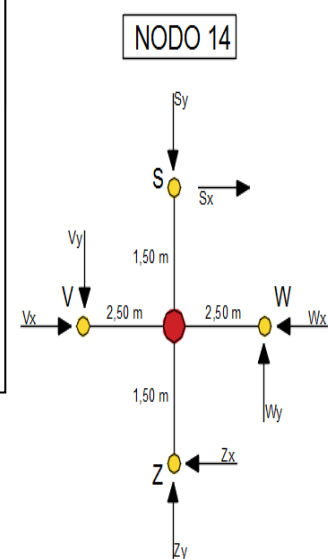
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$Z_Y + W_Y - S_Y - V_Y = 0$$

$$Z_Y = V_Y + S_Y - W_Y$$

$$Z_Y = 4,84 + 0 - 4,84$$

$$Z_Y = 0 \text{ Ton}$$

**NODO 14**

$$\curvearrowright + \sum M_Z = 0$$

$$V_X(1,5) + S_X(3) - V_Y(2,5) - W_X(1,5) - W_Y(2,5) = 0$$

$$2,5W_Y = V_X(1,5) + S_X(3) - V_Y(2,5) - W_X(1,5)$$

$$2,5W_Y = 3,91(1,5) + 7,28(3) - 4,84(2,5) - 2,35(1,5)$$

$$W_Y = 4,84 \text{ Ton}$$

**NODO 15**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$T_X + W_X - AA_X - X_X = 0$$

$$X_X = T_X + W_X - AA_X$$

$$X_X = 7,28 + 2,35 - 8,84$$

$$X_X = 0,78 \text{ Ton}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$X_Y + AA_Y - T_Y - W_Y = 0$$

$$AA_Y = W_Y + T_Y - X_Y$$

$$AA_Y = 4,84 + 0 - 4,84$$

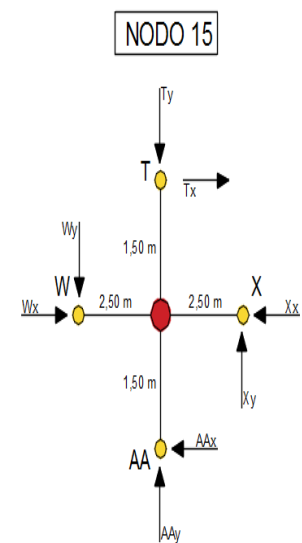
$$\curvearrow + \sum M_{AA} = 0$$

$$W_X(1,5) + T_X(3) - W_Y(2,5) - X_X(1,5) - X_Y(2,5) = 0$$

$$2,5X_Y = W_X(1,5) + T_X(3) - W_Y(2,5) - X_X(1,5)$$

$$2,5X_Y = 2,35(1,5) + 7,28(3) - 4,84(2,5) - 0,78(1,5)$$

$$X_Y = 4,84 \text{ Ton}$$



**NODO 16**

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AB_Y - X_Y - U_Y = 0$$

$$AB_Y = X_Y + U_Y$$

$$AB_Y = 4,84 + 6,45$$

$$AB_Y = 11,29 \text{ Ton}$$

**NODO 17**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$2,65 + Y_X - AC_X - AF_X = 0$$

$$AC_X = 2,65 + Y_X - AF_X$$

$$AC_X = 2,65 + 4,42 - 4,86$$

$$AC_X = 2,21 \text{ Ton}$$

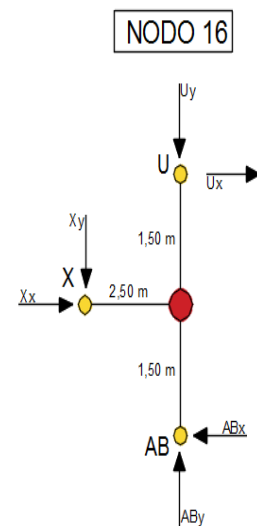
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$Y_Y + AC_Y - AF_Y = 0$$

$$AF_Y = Y_Y + AC_Y$$

$$AF_Y = 11,28 + 6,54$$

$$AF_Y = 17,83 \text{ Ton}$$





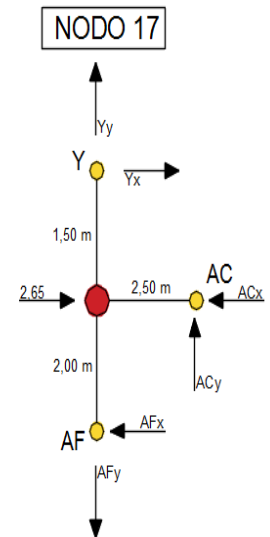
$$\sum \mathbf{M}_{AF} = 0$$

$$2,65(2) + Y_X(3,5) - AC_Y(2,5) - AC_X(2) = 0$$

$$2,5AC_Y = 2,65(2) + Y_X(3,5) - AC_X(2)$$

$$2,5AC_Y = 2,65(2) + 4,42(3,5) - 2,21(2)$$

$$AC_Y = 6,54 \text{ Ton}$$

**NODO 18**

$$\rightarrow + \sum \mathbf{F}_X = 0$$

$$AC_X + Z_X - AD_X - AG_X = 0$$

$$AD_X = AC_X + Z_X - AG_X$$

$$AD_X = 2,21 + 8,84 - 9,73$$

$$AD_X = 1,33 \text{ Ton}$$

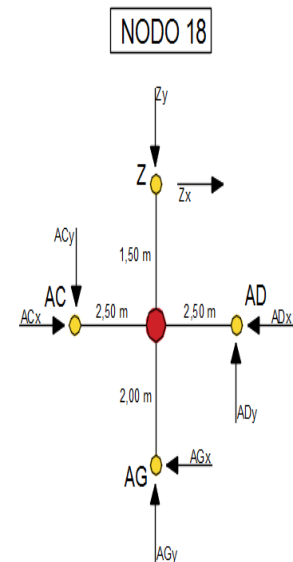
$$\uparrow + \sum \mathbf{F}_Y = 0$$

$$AG_Y + AD_Y - AC_Y - AG_Y = 0$$

$$AG_Y = AC_Y + Z_Y - AD_Y$$

$$AG_Y = 6,54 + 0 - 6,54$$

$$AG_Y = 0 \text{ Ton}$$



$$\sum \mathbf{M}_{AG} = 0$$

$$AC_X(2) + Z_X(3,5) - AC_Y(2,5) - AD_X(2) - AD_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AD_Y = AC_X(2) + Z_X(3,5) - AC_Y(2,5) - AD_X(2)$$

$$2,5AD_Y = 2,21(2) + 8,84(3,5) - 6,54(2,5) - 1,33(2)$$

$$AD_Y = 6,54 \text{ Ton}$$

**NODO 19**

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$AD_X + AA_X - AE_X - AH_X = 0$$

$$AE_X = AD_X + AA_X - AH_X$$

$$AE_X = 1,33 + 8,84 - 9,73$$

$$AE_X = 0,44 \text{ Ton}$$

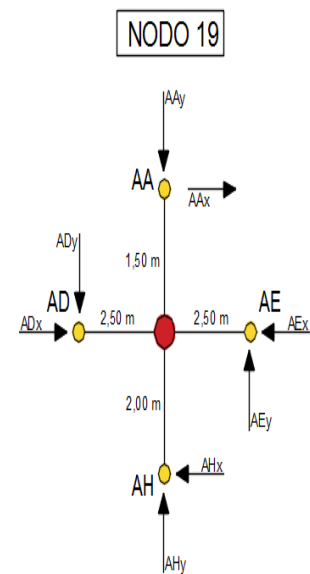
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$AH_Y + AE_Y - AD_Y - AA_Y = 0$$

$$AH_Y = AD_Y + AA_Y - AE_Y$$

$$AH_Y = 6,54 + 0 - 6,54$$

$$AH_Y = 0 \text{ Ton}$$



$$\curvearrowright + \sum M_{AH} = 0$$

$$AD_X(2) + AA_X(3,5) - AD_Y(2,5) - AE_X(2) - AE_Y(2,5) = 0$$

$$2,5AE_Y = AD_X(2) + AA_X(3,5) - AD_Y(2,5) - AE_X(2)$$

$$2,5AE_Y = 1,33(2) + 8,84(3,5) - 6,54(2,5) - 0,44(2)$$

**NODO 20**

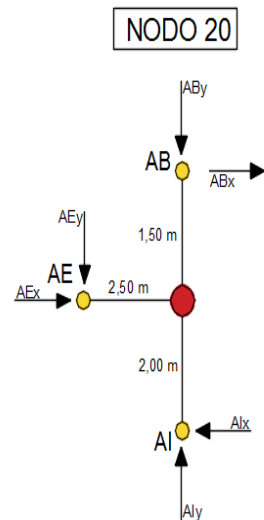
$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$A I_Y - A B_Y - A E_Y = 0$$

$$A I_Y = A E_Y + A B_Y$$

$$A I_Y = 6,54 + 11,28$$

$$A I_Y = 17,82 \text{ Ton}$$



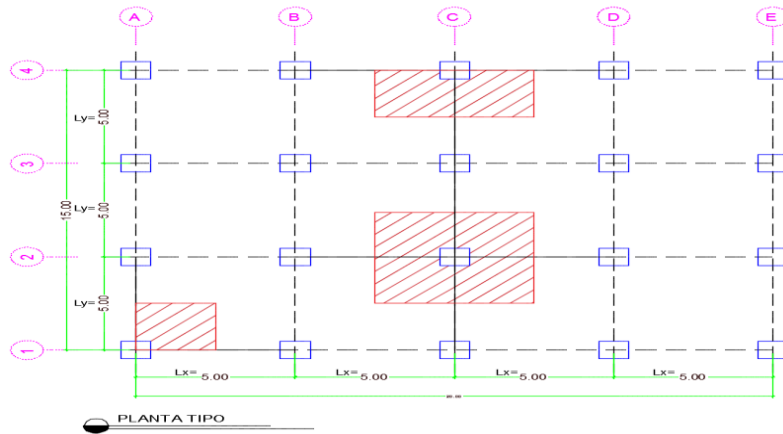
**Tabla XXVIII** Resumen de Fuerzas Internas en la Estructura  
dirección Y

REACCIONES INTERNAS DIRECCION Y (TONELADAS)											
<b>Ax =</b>	5,21	<b>Hx =</b>	7,36	<b>Ox =</b>	5,63	<b>Vx =</b>	3,91	<b>ACx =</b>	2,21		
<b>Ay =</b>	0,62	<b>Hy =</b>	2,13	<b>Oy =</b>	3,69	<b>Vy =</b>	4,84	<b>ACy =</b>	6,54		
<b>Bx =</b>	3,12	<b>Ix =</b>	4,42	<b>Px =</b>	3,38	<b>Wx =</b>	2,35	<b>ADx =</b>	1,33		
<b>By =</b>	0,62	<b>Iy =</b>	2,13	<b>Py =</b>	3,69	<b>Wy =</b>	4,84	<b>ADy =</b>	6,54		
<b>Cx =</b>	1,04	<b>Jx =</b>	1,47	<b>Qx =</b>	1,13	<b>Xx =</b>	0,78	<b>AEx =</b>	0,44		
<b>Cy =</b>	0,62	<b>Jy =</b>	2,13	<b>Qy =</b>	3,69	<b>Xy =</b>	4,84	<b>AEy =</b>	6,54		
<b>Dx =</b>	1,04	<b>Kx =</b>	2,51	<b>Rx =</b>	3,64	<b>Yx =</b>	4,42	<b>AFx =</b>	4,86		
<b>Dy =</b>	0,62	<b>Ky =</b>	2,76	<b>Ry =</b>	6,45	<b>Yy =</b>	11,28	<b>AFy =</b>	17,83		
<b>Ex =</b>	2,08	<b>Lx =</b>	5,03	<b>Sx =</b>	7,28	<b>Zx =</b>	8,84	<b>AGx =</b>	9,73		
<b>Ey =</b>	0,00	<b>Ly =</b>	0,00	<b>Sy =</b>	0,00	<b>Zy =</b>	0,00	<b>AGy =</b>	0,00		
<b>Fx =</b>	2,08	<b>Mx =</b>	5,03	<b>Tx =</b>	7,28	<b>AAx =</b>	8,84	<b>AHx =</b>	9,73		
<b>Fy =</b>	0,00	<b>My =</b>	0,00	<b>Ty =</b>	0,00	<b>AAy =</b>	0,00	<b>AHy =</b>	0,00		
<b>Gx =</b>	1,04	<b>Nx =</b>	2,51	<b>Ux =</b>	3,64	<b>ABx =</b>	4,42	<b>AIx =</b>	4,86		
<b>Gy =</b>	0,62	<b>Ny =</b>	2,76	<b>Uy =</b>	6,45	<b>ABy =</b>	11,28	<b>AIy =</b>	17,83		

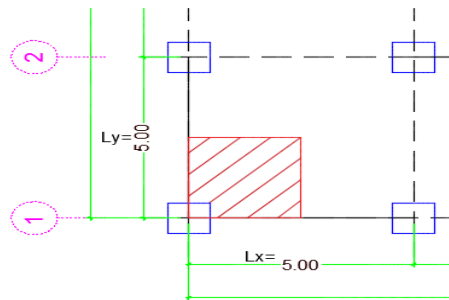
Fuente: Autores (2017)

## 5.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

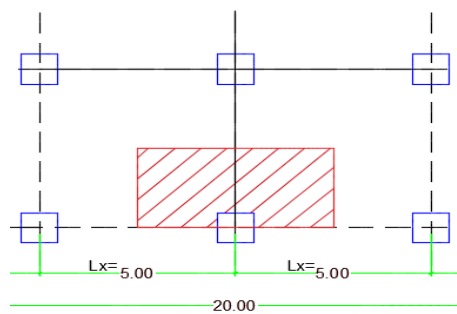
Para el pre diseño de columnas es de suma importancia conocer el área tributaria donde trabajara en su totalidad las cargas axiales.



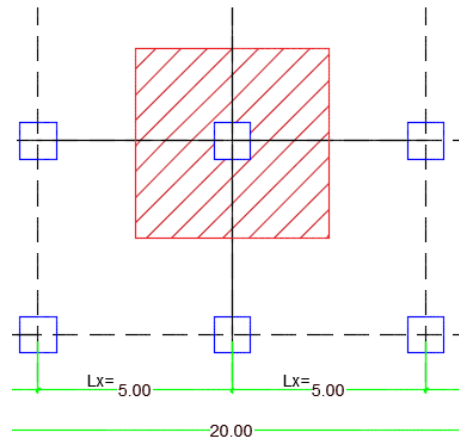
**Figura 5.3** Vista en planta de Áreas tributarias  
Fuente: Autores (2017)



**Figura 5.4** Área tributaria en columnas esquineras  
Fuente: Autores (2017)



**Figura 5.5** Área tributaria en columnas de borde  
Fuente: Autores (2017)



**Figura 5.6** Área tributaria en columnas interiores  
**Fuente:** Autores (2017)

A continuación, se pre dimensionara la columna correspondiente al primer nivel de la edificación.

### 5.3 Pre diseño de columnas interiores entrepiso 1

$$W_{L0} = 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 4,504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad K_u = 4 \quad \alpha = 0,25 \quad f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(5 \text{ m}); A_t = 25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad (4)(25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$100 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{100 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,707) ; W_L = 0,636 \text{ Ton/m}^2$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 4,504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_D = 112,60 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,636 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_L = 15,90 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (112,60 \text{ Ton}) + (15,90 \text{ Ton})$$

$$P_i = 128,5 \text{ Ton} ; P_i = 128,5 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 128500 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{128500 \text{ Kg}}{(0,25)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 1835,71 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b$$

$$a \times b = 1835,71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{1835,71 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 45 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{1835,71 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm}} = 40,79 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \rightarrow b = 45 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Interiores** 45 cm x 45 cm

#### 5.4 Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 1

$$W_{L0} = 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}; W_D = 4,504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad K_u = 4 \quad \alpha = 0,20 \quad f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

##### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 12,5 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (4)(12,5 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$50 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

##### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right); W_L = 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{50 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,896); W_L = 0,806 \text{ Ton/m}^2$$

##### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left(4,504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_D = 56,30 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left(0,806 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_L = 10,07 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (56,30 \text{ Ton}) + (10,07 \text{ Ton})$$

$$P_i = 66,37 \text{ Ton} ; P_i = 66,37 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 66370 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{66370 \text{ Kg}}{(0,20)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 1185,18 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 1185,18 \text{ cm}^2 \rightarrow b = \frac{1185,18 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 35 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{1185,18 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 33,86 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas de Borde 35 cm x 35 cm**

## 5.5 Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 1



$$W_{L0} = 0,900 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 4,504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 2 \quad \alpha = 0,17 \quad f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### Área Tributaria

$$A_t = (2,5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 6,25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad (2)(6,25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$12,5 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{NO CUMPLE} \rightarrow \text{NO SE REDUCE CARGA VIVA}$$

$$W_L = W_{L0}$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left(4,504 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (6,25 \text{ m}^2); P_D = 28,15 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left(0,90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (6,25 \text{ m}^2); P_L = 5,63 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (28,15 \text{ Ton}) + (5,63 \text{ Ton})$$

$$P_i = 33,78 \text{ Ton} ; P_i = 33,78 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 33780 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{33780 \text{ Kg}}{(0,17)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 709,66 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b \quad ; \quad a \times b = 709,66 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{709,66 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{709,66 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 23,65 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Esquineras 30 cm x 30 cm**

### 5.6 Pre diseño de columnas interiores entrepiso 2

$$W_{L0} = 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 3,519 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,25 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(5 \text{ m}); A_t = 25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad (4)(25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$100 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

#### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{100 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,707) ; W_L = 0,495 \text{ Ton/m}^2$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 3,519 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_D = 87,98 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,495 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_L = 12,37 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (87,98 \text{ Ton}) + (12,37 \text{ Ton}) ; P_i = 100,35 \text{ Ton}$$

$$P_i = 100,35 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 100350 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{100350 \text{ Kg}}{(0,25)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 1433,57 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 1433,57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{1433,57 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{1433,57 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm}} = 35,83 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 40 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Interiores 40 cm x 40 cm**

### 5.7 Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 2

$$W_{L0} = 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 3,519 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,20 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 12,5 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad (4)(12,5 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$50 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

#### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{50 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,896) ; W_L = 0,627 \text{ Ton/m}^2$$

#### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 3,519 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_D = 43,99 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left(0,627 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_L = 7,84 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (43,99 \text{ Ton}) + (7,84 \text{ Ton}); P_i = 51,83 \text{ Ton}$$

$$P_i = 51,83 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 51830 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{51830 \text{ Kg}}{(0,20)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 925,53 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 925,53 \text{ cm}^2 \rightarrow b = \frac{925,53 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 35 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{925,53 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 26,44 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas De borde** 35 cm x 35 cm

## 5.8 Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 2

$$W_{L0} = 0,700 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 3,519 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 2 ; \alpha = 0,17 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### Área Tributaria

$$A_t = (2,5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 6,25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (2)(6,25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$12,5 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{NO CUMPLE} \rightarrow \text{NO SE REDUCE CARGA VIVA}$$

$$W_L = W_{L0}$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 3,519 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_D = 21,99 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_L = 5,63 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L; P_i = (21,99 \text{ Ton}) + (5,63 \text{ Ton}) ; P_i = 27,61 \text{ Ton}$$

$$P_i = 27,61 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 27610 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{27610 \text{ Kg}}{(0,17)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 580,04 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 580,04 \text{ cm}^2 \rightarrow b = \frac{580,04 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{580,04 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 19,33 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Esquinas 30 cm x 30 cm**

### 5.9 Pre diseño de columnas interiores entrepiso 3

$$W_{L0} = 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 2,534 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,25 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

**Área Tributaria**

$$A_t = (5 \text{ m})(5 \text{ m}); A_t = 25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (4)(25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$100 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

**Reducción de Carga viva**

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{100 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,707) ; W_L = 0,353 \text{ Ton/m}^2$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 2,534 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_D = 63,35 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,353 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_L = 8,83 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (63,35 \text{ Ton}) + (8,83 \text{ Ton}) ; P_i = 72,18 \text{ Ton}$$

$$P_i = 72,18 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 72180 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{72180 \text{ Kg}}{(0,25)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 1031,14 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 1031,14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{1031,14 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 35 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{1031,14 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 29,46 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 35 \text{ cm}$$



### Dimensiones de Columnas Interiores 35 cm x 35 cm

#### 5.10 Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 3

$$W_{L0} = 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 2,534 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,20 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 12,5 \text{ m}^2$$

De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (4)(12,5 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$50 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

#### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{50 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,896) ; W_L = 0,448 \text{ Ton/m}^2$$

#### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 2,534 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_D = 31,68 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left(0,448 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_L = 5,60 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (31,68 \text{ Ton}) + (5,60 \text{ Ton}); P_i = 37,28 \text{ Ton}$$

$$P_i = 37,28 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 37280 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{37280 \text{ Kg}}{(0,20)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 665,71 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 665,71 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2 \rightarrow b = \frac{665,71 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{665,71 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 22,19 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas de Borde 30 cm x 30 cm**

### 5.11 Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 3

$$W_{L0} = 0,500 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 2,534 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 2; \alpha = 0,17 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### Área Tributaria

$$A_t = (2,5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 6,25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (2)(6,25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$12,5 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{NO CUMPLE} \rightarrow \text{NO SE REDUCE CARGA VIVA}$$

$$W_L = W_{L0}$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 2,534 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_D = 15,84 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_L = 5,63 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (15,84 \text{ Ton}) + (5,63 \text{ Ton}); P_i = 21,47 \text{ Ton}$$

$$P_i = 21,47 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 21470 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{21470 \text{ Kg}}{(0,17)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 451,05 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 451,05 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{451,05 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{451,05 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 15,03 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Esquinas 30 cm x 30 cm**

#### 5.12 Pre diseño de columnas interiores entrepiso 4

$$W_{L0} = 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 1,549 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,25 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

**Área Tributaria**

$$A_t = (5 \text{ m})(5 \text{ m}); A_t = 25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad (4)(25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$100 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

**Reducción de Carga viva**

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{100 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,707) ; W_L = 0,212 \text{ Ton/m}^2$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 1,549 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_D = 38,73 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,212 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_L = 5,3 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (38,73 \text{ Ton}) + (5,3 \text{ Ton}) ; P_i = 44,03 \text{ Ton}$$

$$P_i = 44,03 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 40030 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{40030 \text{ Kg}}{(0,25)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 629 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 629 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{629 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{629 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 20,96 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

### Dimensiones de Columnas Interiores 30 cm x 30 cm

#### 5.13 Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 4

$$W_{L0} = 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 1,549 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,20 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 12,5 \text{ m}^2$$

De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (4)(12,5 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$50 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

#### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{50 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,896) ; W_L = 0,270 \text{ Ton/m}^2$$

#### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 1,549 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_D = 19,36 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left(0,270 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_L = 3,38 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (19,36 \text{ Ton}) + (3,38 \text{ Ton}); P_i = 22,74 \text{ Ton}$$

$$P_i = 22,74 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 22740 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{22740 \text{ Kg}}{(0,20)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 406,07 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 406,07 \text{ cm}^2 \rightarrow b = \frac{406,07 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{406,07 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 13,53 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas de Borde** 30 cm x 30 cm

## 5.14 Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 4

$$W_{L0} = 0,300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 1,549 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 2 ; \alpha = 0,17 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### Área Tributaria

$$A_t = (2,5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 6,25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (4)(6,25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$25 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{NO CUMPLE} \rightarrow \text{NO SE REDUCE CARGA VIVA}$$

$$W_L = W_{L0}$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( \frac{1,549 \text{ Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_D = 9,68 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_L = 1,88 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (9,68 \text{ Ton}) + (1,88 \text{ Ton}); P_i = 11,56 \text{ Ton}$$

$$P_i = 11,56 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 11560 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{11560 \text{ Kg}}{(0,17)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 242,86 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares



$$A_c = a \times b ; a \times b = 242,86 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{242,86 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{242,86 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 8,09 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Esquinas 30 cm x 30 cm**

### 5.15 Pre diseño de columnas interiores entrepiso 5

$$W_{L0} = 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 0,564 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,25 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

**Área Tributaria**

$$A_t = (5 \text{ m})(5 \text{ m}); A_t = 25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad (4)(25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$100 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

**Reducción de Carga viva**

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{100 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,707) ; W_L = 0,0707 \text{ Ton/m}^2$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( 0,564 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_D = 14,10 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left( 0,0707 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (25 \text{ m}^2) ; P_L = 1,77 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (14,10 \text{ Ton}) + (1,77 \text{ Ton}) ; P_i = 15,87 \text{ Ton}$$

$$P_i = 15,87 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 15870 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{15870 \text{ Kg}}{(0,25)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 226,71 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 226,71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{226,71 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{226,71 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 7,58 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas Interiores 30 cm x 30 cm**

### 5.16 Pre diseño de columnas perimetrales entrepiso 5

$$W_{L0} = 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 0,564 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 4 ; \alpha = 0,20 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

#### Área Tributaria

$$A_t = (5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 12,5 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (4)(12,5 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$50 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{OK} \rightarrow \text{SE REDUCE CARGA VIVA}$$

#### Reducción de Carga viva

$$W_L = W_{L0} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_u \cdot A_t}} \right) ; W_L = 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{50 \text{ m}^2}} \right)$$

$$W_L = \left( 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (0,896) ; W_L = 0,0896 \text{ Ton/m}^2$$

#### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( \frac{0,564 \text{ Ton}}{\text{m}^2} \right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_D = 7,05 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t ; P_L = \left(0,0896 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (12,5 \text{ m}^2) ; P_L = 1,12 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (7,05 \text{ Ton}) + (1,12 \text{ Ton}) ; P_i = 8,17 \text{ Ton}$$

$$P_i = 8,17 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 8170 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{8170 \text{ Kg}}{(0,20)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 145,89 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 145,89 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad b = \frac{145,89 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = \frac{145,89 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 4,86 \text{ cm}$$

$$\text{Escoger} \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

**Dimensiones de Columnas de Borde 30 cm x 30 cm**

## 5.17 Pre diseño de columnas esquineras entrepiso 5

$$W_{L0} = 0,100 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; W_D = 0,564 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} ; K_u = 2 ; \alpha = 0,17 ; f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### Área Tributaria

$$A_t = (2,5 \text{ m})(2,5 \text{ m}); A_t = 6,25 \text{ m}^2$$

**De acuerdo a la NEC-2011 se reduce la carga si:**

$$\text{Si } K_u \cdot A_t \geq 35 \text{ m}^2 \rightarrow (2)(6,25 \text{ m}^2) \geq 35 \text{ m}^2$$

$$12,5 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{NO CUMPLE} \rightarrow \text{NO SE REDUCE CARGA VIVA}$$

$$W_L = W_{L0}$$

### Cargas Axiales en la Columna

$$P_D = W_D \cdot A_t ; P_D = \left( \frac{0,564 \text{ Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_D = 3,53 \text{ Ton}$$

$$P_L = W_L \cdot A_t , P_L = \left( 0,10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) (6,25 \text{ m}^2) ; P_L = 0,625 \text{ Ton}$$

$$P_i = P_D + P_L ; P_i = (3,53 \text{ Ton}) + (0,625 \text{ Ton}); P_i = 4,155 \text{ Ton}$$

$$P_i = 4,155 \text{ Ton} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 4155 \text{ Kg}$$

### Sección Transversal de la Columna

$$A_c = \frac{P_U}{\alpha f'_c} ; A_c = \frac{4155 \text{ Kg}}{(0,17)(280 \text{ Kg/cm}^2)} ; A_c = 87,29 \text{ cm}^2$$

### Columnas rectangulares

$$A_c = a \times b ; a \times b = 87,29 \text{ cm}^2 \rightarrow b = \frac{87,29 \text{ cm}^2}{a}$$

$$\text{Si } a = 30 \text{ cm} \rightarrow b = \frac{87,29 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 3,14 \text{ cm}$$

Escoger  $\rightarrow b = 30 \text{ cm}$

**Dimensiones de Columnas Esquineras 30 cm x 30 cm**

## Resumen de Cálculos del Pre diseño

### ENTREPISO 1

PRE DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES								$\alpha =$	0,25	
Atrib=	25	m2	SI	$K_u \cdot A_t$	$\geq$	35,00		$f'c =$	280,000	Kg/cm2
WD =	4,504			100	$\geq$	35,00	<b>OK</b>			
WL =	0,900			WL =	0,636					
Ku =	4									
PD =	112,594	Ton		Ac =	1835,732143		m2			
PL =	15,9075	Ton		a =	45		cm			
Pi =	128,501	Ton		b =	45		cm			

**COLUMNAS 45 x 45**

PRE DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES								$\alpha =$	0,20	
Atrib=	12,5	m2	SI	$K_u \cdot A_t$	$\geq$	35,00		$f'c =$	280,000	Kg/cm2
WD =	4,504			50	$\geq$	35,00	<b>OK</b>			
WL =	0,900			WL =	0,807					
Ku =	4									
PD =	56,297	Ton		Ac =	1185,360723		m2			
PL =	10,083	Ton		a =	35		cm			
Pi =	66,380	Ton		b =	35		cm			

COLUMNAS 35 x 35

PRE DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS								$\alpha =$	0,17	
Atrib=	6,25	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000	Kg/cm2
WD =	4,504			12,5	$\geq$	35,00	<b>NO</b>			
WL =	0,900			WL =	0,900					
Ku =	2									
PD =	28,148	Ton		Ac =	709,5259979		m2			
PL =	5,625	Ton		a =	30		cm			
Pi =	33,773	Ton		b =	25		cm			

COLUMNAS 30 x 30

## ENTREPISO 2

PRE DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES								$\alpha =$	0,25	
Atrib=	25	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000	Kg/cm2
WD =	3,519			100	$\geq$	35,00	<b>OK</b>			
WL =	0,700			WL =	0,495					
Ku =	4									
PD =	87,975	Ton		Ac =	1433,535714		m2			
PL =	12,3725	Ton		a =	40		cm			
Pi =	100,348	Ton		b =	40		cm			

COLUMNAS 40 x 40

PRE DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES								$\alpha =$	0,20	
Atrib=	12,5	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000	Kg/cm2
WD =	3,519			50	$\geq$	35,00	<b>OK</b>			
WL =	0,700			WL =	0,627					
Ku =	4									
PD =	43,988	Ton		Ac =	925,5372586		m2			
PL =	7,843	Ton		a =	35		cm			
Pi =	51,830	Ton		b =	30		cm			

COLUMNAS 35 x 35

PRE DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS								$\alpha =$	0,17
Atrib=	6,25	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000 Kg/cm2
WD =	3,519			12,5	$\geq$	35,00	<b>NO</b>		
WL =	0,700			WL =	0,700				
Ku =	2								
PD =	21,994	Ton		Ac =	553,9653361	m2			
PL =	4,375	Ton		a =	30	cm			
Pi =	26,369	Ton		b =	20	cm			

COLUMNAS 

30	x	30
----	---	----

### ENTREPISO 3

PRE DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES								$\alpha =$	0,25
Atrib=	25	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000 Kg/cm2
WD =	2,534			100	$\geq$	35,00	<b>OK</b>		
WL =	0,500			WL =	0,354				
Ku =	4								
PD =	63,350	Ton		Ac =	1031,25	m2			
PL =	8,8375	Ton		a =	35	cm			
Pi =	72,188	Ton		b =	30	cm			

COLUMNAS 

35	x	35
----	---	----

PRE DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES								$\alpha =$	0,20
Atrib=	12,5	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000 Kg/cm2
WD =	2,534			50	$\geq$	35,00	<b>OK</b>		
WL =	0,500			WL =	0,448				
Ku =	4								
PD =	31,675	Ton		Ac =	665,6579908	m2			
PL =	5,602	Ton		a =	30	cm			



Pi =	37,277	Ton		b =	25	cm
------	--------	-----	--	-----	----	----

COLUMNAS **30 x 30**

PRE DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS								$\alpha =$	0,17
Atrib=	6,25	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000 Kg/cm2
WD =	2,534			12,5	$\geq$	35,00	<b>NO</b>		
WL =	0,500			WL =	0,500				
Ku =	2								
PD =	15,838	Ton		Ac =	398,3718487	m2			
PL =	3,125	Ton		a =	30	cm			
Pi =	18,963	Ton		b =	15	cm			

COLUMNAS **30 x 30**

#### ENTREPISO 4

PRE DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES								$\alpha =$	0,25
Atrib=	25	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000 Kg/cm2
WD =	1,549			100	$\geq$	35,00	<b>OK</b>		
WL =	0,300			WL =	0,212				
Ku =	4								
PD =	38,725	Ton		Ac =	628,9642857	m2			
PL =	5,3025	Ton		a =	30	cm			
Pi =	44,028	Ton		b =	25	cm			

COLUMNAS **30 x 30**

PRE DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES								$\alpha =$	0,20
Atrib=	12,5	m2	SI	Ku*At	$\geq$	35,00		f'c =	280,000 Kg/cm2
WD =	1,549			50	$\geq$	35,00	<b>OK</b>		
WL =	0,300			WL =	0,269				
Ku =	4								
PD =	19,363	Ton		Ac =	405,7787231	m2			
PL =	3,361	Ton		a =	30	cm			

<b>Pi =</b>	22,724	Ton		<b>b =</b>	15	cm
-------------	--------	-----	--	------------	----	----

**COLUMNAS**

<b>30</b>	<b>x</b>	<b>30</b>
-----------	----------	-----------

PRE DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS								$\alpha =$	0,17
<b>Atrib=</b>	6,25	m2	SI	<b>Ku*At</b>	$\geq$	35,00		<b>f'c =</b>	280,000 Kg/cm2
<b>WD =</b>	1,549			12,5	$\geq$	35,00	<b>NO</b>		
<b>WL =</b>	0,300			<b>WL =</b>	0,300				
<b>Ku =</b>	2								
<b>PD =</b>	9,681	Ton		<b>Ac =</b>	242,7783613		m2		
<b>PL =</b>	1,875	Ton		<b>a =</b>	30		cm		
<b>Pi =</b>	11,556	Ton		<b>b =</b>	10		cm		

**COLUMNAS**

<b>30</b>	<b>x</b>	<b>30</b>
-----------	----------	-----------

## ENTREPISO 5

PRE DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES								$\alpha =$	0,25
<b>Atrib=</b>	25	m2	SI	<b>Ku*At</b>	$\geq$	35,00		<b>f'c =</b>	280,000 Kg/cm2
<b>WD =</b>	0,564			100	$\geq$	35,00	<b>OK</b>		
<b>WL =</b>	0,100			<b>WL =</b>	0,071				
<b>Ku =</b>	4								
<b>PD =</b>	14,100	Ton		<b>Ac =</b>	226,6785714		m2		
<b>PL =</b>	1,7675	Ton		<b>a =</b>	30		cm		
<b>Pi =</b>	15,868	Ton		<b>b =</b>	10		cm		

**COLUMNAS**

<b>30</b>	<b>x</b>	<b>30</b>
-----------	----------	-----------

PRE DISEÑO DE COLUMNAS PERIMETRALES								$\alpha =$	0,20
<b>Atrib=</b>	12,5	m2	SI	<b>Ku*At</b>	$\geq$	35,00		<b>f'c =</b>	280,000 Kg/cm2
<b>WD =</b>	0,564			50	$\geq$	35,00	<b>OK</b>		
<b>WL =</b>	0,100			<b>WL =</b>	0,090				
<b>Ku =</b>	4								
<b>PD =</b>	7,050	Ton		<b>Ac =</b>	145,8994553		m2		
<b>PL =</b>	1,120	Ton		<b>a =</b>	30		cm		
<b>Pi =</b>	8,170	Ton		<b>b =</b>	5		cm		

**COLUMNAS**

<b>30</b>	<b>x</b>	<b>30</b>
-----------	----------	-----------

PRE DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS								$\alpha =$	0,17
Atrib=	6,25	m2	SI	$Ku*At$	$\geq$	35,00		$f'c =$	280,000 Kg/cm2
WD =	0,564			12,5	$\geq$	35,00	<b>NO</b>		
WL =	0,100			WL =	0,100				
Ku =	2								
PD =	3,525	Ton		Ac =	87,18487395	m2			
PL =	0,625	Ton		a =	30	cm			
Pi =	4,150	Ton		b =	5	cm			

COLUMNAS 

30	x	30
----	---	----

COLUMNAS ENTREPISO 3	30	x	30	ESQUINERA
	30	x	30	BORDE
	35	x	35	INTERIOR

SECCIONES DE COLUMNAS (cm)				
	b	x	h	
COLUMNAS ENTREPISO 5	30	x	30	ESQUINERA
	30	x	30	BORDE
	30	x	30	INTERIOR
COLUMNAS ENTREPISO 4	30	x	30	ESQUINERA
	30	x	30	BORDE
	30	x	30	INTERIOR

<b>COLUMNAS ENTREPISO 2</b>	30	x	30	<b>ESQUINERA</b>
	35	x	35	<b>BORDE</b>
	40	x	40	<b>INTERIOR</b>
<b>COLUMNAS ENTREPISO 1</b>	30	x	30	<b>ESQUINERA</b>
	35	x	35	<b>BORDE</b>
	45	x	45	<b>INTERIOR</b>

### 5.18 Pre diseño de vigas principales en dirección X

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al quinto nivel de la edificación.

**Tabla XXIX** Dirección Eje X – Quinto Nivel

<b>MOMENTOS EN DIRECCION X</b>								
<b>MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA</b>			<b>MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA</b>			<b>MOMENTO POR SISMO</b>		
<b>ln1</b>	4,55	m	<b>ln1</b>	4,55	m	<b>L1X</b>	5,00	m
<b>ln2</b>	4,55	m	<b>ln2</b>	4,55	m	<b>L2X</b>	5,00	m
<b>ln3</b>	4,55	m	<b>ln3</b>	4,55	m	<b>L3X</b>	5,00	m
<b>ln4</b>	4,55	m	<b>ln4</b>	4,55	m	<b>L4X</b>	5,00	m
<b>ln_1</b>	4,55	m	<b>ln_1</b>	4,55	m	<b>V =</b>	0,59	Ton
<b>ln_2</b>	4,55	m	<b>ln_2</b>	4,55	m	<b>Mve =</b>	1,46	Ton - m
<b>ln_3</b>	4,55	m	<b>ln_3</b>	4,55	m	<b>Mvi =</b>	1,38	Ton - m
<b>qd =</b>	2,82	ton / m	<b>ql =</b>	0,50	ton / m			

$(q_d \cdot l_n^2) / 24$	2,43	Ton - m	$(q_l \cdot l_n^2) / 24$	0,43	Ton - m
$(q_d \cdot l_n^2) / 14$	4,16	Ton - m	$(q_l \cdot l_n^2) / 14$	0,74	Ton - m
$(q_d \cdot l_{n1}^2) / 10$	5,83	Ton - m	$(q_l \cdot l_{n1}^2) / 10$	1,04	Ton - m
$(q_d \cdot l_n^2) / 16$	3,64	Ton - m	$(q_l \cdot l_n^2) / 16$	0,65	Ton - m
$(q_d \cdot l_{n2}^2) / 11$	5,30	Ton - m	$(q_l \cdot l_{n2}^2) / 11$	0,94	Ton - m
$(q_d \cdot l_n^3) / 16$	3,64	Ton - m	$(q_l \cdot l_n^3) / 16$	0,65	Ton - m
$(q_d \cdot l_{n3}^2) / 10$	5,83	Ton - m	$(q_l \cdot l_{n3}^2) / 10$	1,04	Ton - m
$(q_d \cdot l_n^4) / 14$	4,16	Ton - m	$(q_l \cdot l_n^4) / 14$	0,74	Ton - m
$(q_d \cdot l_n^4) / 24$	2,43	Ton - m	$(q_l \cdot l_n^4) / 24$	0,43	Ton - m

Fuente: Autores (2017)

### Momentos en la Viga

$$M_D = 5,83 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 1,04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 1,38 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento Último

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(5,83 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(1,04 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 8,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(5,83\text{Ton} - \text{m}) + (1,38 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(1,04 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 8,896 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

### **Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

### **Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### **Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

Se asume  $\rightarrow b_w = 25 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 8,896 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 889600 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{889600 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (25 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 27,29 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

recubrimiento = 4 cm

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm} \quad \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 27,29 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 33,39 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 35 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 35 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 28,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 25 cm x 35 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 0,59 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,563 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_D = 2,82 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,10 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$



$$q_L = 0,5 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(2,82 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_D = 8,11 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(0,5 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_L = 1,43 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(8,11\text{Ton}) + (1,6)(1,43 \text{ Ton})$$

$$V_U = 12,02 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(8,11 \text{ Ton}) + (0,59 \text{ Ton}) + (1,43 \text{ Ton})$$

$$V_U = 11,75 \text{ Ton}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(25 \text{ cm})(28,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 6407,56 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_C = 6,41 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{12,02 \text{ Ton}}{0,75} - 6,41 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 9,62 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(25 \text{ cm})(28,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 26597,42 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_{S2} = 26,59 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$9,62 \text{ Ton} < 26,59 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al cuarto nivel de la edificación.

**Tabla XXX** Dirección Eje X – Cuarto Nivel

MOMENTOS EN DIRECCION X								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1X	5,00	m

ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2X	5,00	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3X	5,00	m
ln4	4,55	m	ln4	4,55	m	L4X	5,00	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	2,00	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	5,00	Ton - m
ln_3	4,55	m	ln_3	4,55	m	Mvi =	4,70	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m			
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	9,27	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	1,88	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln3^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_3^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_3^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

### Momentos en la Viga

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 4,70 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento Ultimo

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (4,70 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 17,98 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

### **Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

### **Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

Se asume  $\rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 17,98 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 1798000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{1798000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 36,47 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

recubrimiento = 4 cm

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm} \quad \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 36,47 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 42,47 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 45 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 38,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal**     30 cm x 45 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 2,00 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton}) ; V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (2,00 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,87 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 10349,65 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{21,87 \text{ Ton}}{0,75} - 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 18,81 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 42960,81 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 42,96 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$18,81 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al tercer nivel de la edificación.

**Tabla XXXI** Dirección Eje X – Tercer Nivel

<b>MOMENTOS EN DIRECCION X</b>
--------------------------------



MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1X	5,00	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2X	5,00	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3X	5,00	m
ln4	4,55	m	ln4	4,55	m	L4X	5,00	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	3,46	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	8,65	Ton - m
ln_3	4,55	m	ln_3	4,55	m	Mvi =	8,13	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m			
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	9,27	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	1,88	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln3^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_3^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_3^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

**Momentos en la Viga**

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 8,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Último**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\mathbf{M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L}$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (8,13 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 21,40 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Se escoge la mas critica}}$$

### **Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

### **Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

Se asume  $\rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 21,40 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 2140000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2140000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm}) (0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 39,79 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

recubrimiento = 4 cm

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm} \quad \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 39,79 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 45,89 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 45 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 38,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 45 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 3,46 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (3,46 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 23,33 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 10349,65 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{23,33 \text{ Ton}}{0,75} - 10,35 \text{ To}$$

$$V_{S1} = 20,76 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 42960,81 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 42,96 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2} \quad 20,76 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al segundo nivel de la edificación.

Tabla XXXII Dirección Eje X – Segundo Nivel

MOMENTOS EN DIRECCION X								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1X	5,00	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2X	5,00	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3X	5,00	m
ln4	4,55	m	ln4	4,55	m	L4X	5,00	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	4,53	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	11,34	Ton - m
ln_3	4,55	m	ln_3	4,55	m	Mvi =	10,66	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m			
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	9,27	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	1,88	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln3^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_3^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_3^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

**Momentos en la Viga**

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 10,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Ultimo**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (10,66 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 23,94 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

### **Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

### **Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$



$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

Se asume  $\rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 23,94 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 2394000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2394000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 42,08 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

recubrimiento = 4 cm

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm} \quad \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 42,08 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 48,18 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 50 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 43,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 50 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 4,53 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (4,53 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 24,40 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 11679,94 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 11,68 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{24,40 \text{ Ton}}{0,75} - 11,68 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 20,85 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 48482,77 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 48,48 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$20,85 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al primer nivel de la edificación.

**Tabla XXXIII Dirección Eje X – Primer Nivel**

MOMENTOS EN DIRECCION X								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1X	5,00	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2X	5,00	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3X	5,00	m
ln4	4,55	m	ln4	4,55	m	L4X	5,00	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	6,14	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	15,34	Ton - m
ln_3	4,55	m	ln_3	4,55	m	Mvi =	14,42	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m			
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	9,27	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 11$	1,88	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(ql \cdot ln3^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_3^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(ql \cdot ln_3^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln4^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(ql \cdot ln4^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

### Momentos en la Viga

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 14,42 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Ultimo**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (14,42 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 27,70 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

**Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

**Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

$$\text{Se asume} \rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 27,70 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 2770000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2770000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 45,27 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm}; \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 45,27 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 51,37 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 50 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 43,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 50 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 6,14 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$



$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (6,14 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 26,01 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 11679,94 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 11,70 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{26,01 \text{ Ton}}{0,75} - 11,70 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 22,98 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 48482,77 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 48,48 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$22,98 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

## 5.19 Pre diseño De Vigas Principales En Dirección Y

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al quinto nivel de la edificación.

**Tabla XXXIV** Dirección Eje Y – Quinto Nivel

MOMENTOS EN DIRECCION Y								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1Y	5	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2Y	5	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3Y	5	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	0,62	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	1,56	Ton - m
qd =	2,82	ton / m	ql =	0,50	ton / m	Mvi =	1,47	Ton - m
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	2,43	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 24$	0,43	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	4,16	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 14$	0,74	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	5,83	Ton - m	$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	1,04	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	3,64	Ton - m	$(qd \cdot ln2^2) / 16$	0,65	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	5,83	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	1,04	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 14$	4,16	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 14$	0,74	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 24$	2,43	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 24$	0,43	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

### Momentos en la Viga

$$M_D = 5,83 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 1,04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 1,47 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Último**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(5,83 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(1,04 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 8,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(5,83 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,47 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(1,04 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 8,986 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

**Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

**Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

$$\text{Se asume} \rightarrow b_w = 25 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 8,986 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 898600 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{898600 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (25 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 28,24 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm}; \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 28,24 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 34,34 \text{ cm} \rightarrow \text{Escoger } h = 35 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 35 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 28,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 25 cm x 35 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 0,62 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,563 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_D = 2,82 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,10 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_L = 0,5 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(2,82 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_D = 8,11 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(0,5 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_L = 1,43 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(8,11\text{Ton}) + (1,6)(1,43 \text{ Ton})$$

$$V_U = 12,02 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(8,11 \text{ Ton}) + (0,62 \text{ Ton}) + (1,43 \text{ Ton})$$

$$V_U = 11,78 \text{ Ton}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(25 \text{ cm})(28,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 6407,56 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_C = 6,41 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{12,02 \text{ Ton}}{0,75} - 6,41 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 9,62 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(25 \text{ cm})(28,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 26597,42 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_{S2} = 26,59 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$9,62 \text{ Ton} < 26,59 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$



Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al cuarto nivel de la edificación.

**Tabla XXXV** Dirección Eje Y – Cuarto Nivel

MOMENTOS EN DIRECCION Y								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1Y	5	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2Y	5	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3Y	5	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	2,13	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	5,33	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m	Mvi =	5,01	Ton - m
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(qd \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

### Momentos en la Viga

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 5,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Último**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (5,01 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 18,29 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

**Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

**Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

$$\text{Se asume} \rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 18,29 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 1829000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{1829000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 36,78 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm}; \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 36,78 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 42,88 \text{ cm} \rightarrow \text{Escoger } h = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 45 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 38,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 45 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 2,13 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (2,13 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 22 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 10349,65 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{22 \text{ Ton}}{0,75} - 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 18,98 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 42960,81 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 42,96 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$18,98 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al tercer nivel de la edificación.

**DIRECCION EJE Y – TERCER NIVEL**

**Tabla XXXVI** Momentos producidos en la viga

MOMENTOS EN DIRECCION Y								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1Y	5	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2Y	5	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3Y	5	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	3,69	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	9,23	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m	Mvi =	8,67	Ton - m
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(qd \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

**Momentos en la Viga**

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 8,67 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Último**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (8,67 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 21,95 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

**Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

**Calculo de la cuantía máxima de acero**



$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

$$\text{Se asume} \rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 21,95 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 2195000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2195000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 40,30 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm}; \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 40,30 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 46,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Escoger } h = 45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 45 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 38,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 45 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 3,69 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (3,69 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 23,56 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 10349,65 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{23,56 \text{ Ton}}{0,75} - 10,35 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 21,06 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(38,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 42960,81 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 42,96 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$21,06 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al segundo nivel de la edificación.

**Tabla XXXVII** Dirección Eje Y – Segundo Nivel

MOMENTOS EN DIRECCION Y								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1Y	5	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2Y	5	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3Y	5	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	4,84	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	12,09	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m	Mvi =	11,37	Ton - m
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	-7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	-6,37	Ton - m	$(qd \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 14$	-7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

### Momentos en la Viga

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 11,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Último**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (11,37 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 26,65 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

**Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

**Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

$$\text{Se asume} \rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w (1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 26,65 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 2665000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2665000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 44,40 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm}; \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 44,40 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 50,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 50 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 43,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 50 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 4,84 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$



$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = w_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

### **Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (4,84 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 24,71 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 11679,94 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 11,68 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{24,71 \text{ Ton}}{0,75} - 11,68 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 21,27 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_{S2} = 48482,77 \text{ Kg} \rightarrow V_{S2} = 48,48 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$21,27 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Se pre dimensionara la viga principal más crítica correspondiente al primer nivel de la edificación.

#### DIRECCION EJE Y – PRIMER NIVEL

Tabla XXXVIII Momentos producidos en la viga

MOMENTOS EN DIRECCION Y								
MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES MUERTA			MOMENTOS POR CARGAS GRAVITACIONALES VIVA			MOMENTO POR SISMO		
ln1	4,55	m	ln1	4,55	m	L1Y	5	m
ln2	4,55	m	ln2	4,55	m	L2Y	5	m
ln3	4,55	m	ln3	4,55	m	L3Y	5	m
ln_1	4,55	m	ln_1	4,55	m	V =	6,54	Ton
ln_2	4,55	m	ln_2	4,55	m	Mve =	16,36	Ton - m
qd =	4,93	ton / m	ql =	1,00	ton / m	Mvi =	15,38	Ton - m
$(qd \cdot ln1^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 24$	0,86	Ton - m			
$(qd \cdot ln1^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln1^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_1^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln2^2) / 16$	6,37	Ton - m	$(qd \cdot ln2^2) / 16$	1,29	Ton - m			
$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	10,20	Ton - m	$(qd \cdot ln_2^2) / 10$	2,07	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 14$	7,28	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 14$	1,48	Ton - m			
$(qd \cdot ln3^2) / 24$	4,25	Ton - m	$(qd \cdot ln3^2) / 24$	0,86	Ton - m			

Fuente: Autores (2017)

#### Momentos en la Viga

$$M_D = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_L = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E = 15,38 \text{ Ton} - \text{m}$$

### **Momento Último**

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (1,6)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 15,55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_U = 1,2M_D + M_E + 0,5M_L$$

$$M_U = (1,2)(10,20 \text{ Ton} - \text{m}) + (15,38 \text{ Ton} - \text{m}) + (0,5)(2,07 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_U = 27,82 \text{ Ton} - \text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se escoge la mas critica}$$

### **Peralte de la Viga**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

### Calculo de la cuantía mínima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

### Cuantía real

$$\rho = \frac{\rho_{\min} + \rho_{\max}}{2}; \rho = \frac{0,0033 + 0,0212}{2}; \rho = 0,012$$

$$w = \frac{\rho f'_c}{f_y}; w = \frac{(0,012) (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{280 \text{ Kg/cm}^2}; w = 0,18$$

$$\text{Se asume} \rightarrow b_w = 30 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{f'_c b_w w(1 - 0,59w)}}$$

$$M_U = 27,82 \text{ Ton} - \text{m} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 2782000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2782000 \text{ Kg} - \text{cm}}{(280 \text{ Kg/cm}^2) (30 \text{ cm})(0,18) (1 - 0,59(0,18))}}$$

$$d = 45,37 \text{ cm}$$

### Altura de la Viga

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{varilla}} = 22 \text{ mm}; \Phi_{\text{estribo}} = 10 \text{ mm}$$

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

$$h = 45,37 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + \frac{2,2}{2} \text{ cm} + 1 \text{ cm}$$

$$h = 51,47 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Escoger } h = 50 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d_{\text{corregido}} = 50 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d_{\text{corregido}} = 43,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga Principal** 30 cm x 50 cm

### Verificación de Cortante

$$V_E = 6,54 \text{ Ton}$$

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_D = 4,925 \text{ Ton/m}$$

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$q_L = 1,00 \text{ Ton/m}$$

$$V_D = \frac{1,15 q_D}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_D = \frac{(1,15)(4,925 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_D = 14,16 \text{ Ton}$$

$$V_L = \frac{1,15 q_L L}{2} \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$V_L = \frac{(1,15)(1,00 \text{ Ton/m})}{2} \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_L = 2,875 \text{ Ton}$$

**Cortante Ultimo**

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (1,6)(2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 21,59 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1,2V_D + V_E + V_L$$

$$V_U = (1,2)(14,16 \text{ Ton}) + (6,54 \text{ Ton}) + (2,875 \text{ Ton})$$

$$V_U = 26,41 \text{ Ton} \rightarrow \text{Se escoge la mas critica}$$

$$V_C = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_C = (0,53)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$

$$V_C = 11679,94 \text{ Kg} \rightarrow V_C = 11,68 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = \frac{V_U}{0,75} - V_C$$

$$V_{S1} = \frac{26,41 \text{ Ton}}{0,75} - 11,68 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} = 23,53 \text{ Ton}$$

$$V_{S2} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{corregido}}$$

$$V_{S2} = (2,2)(\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2})(30 \text{ cm})(43,9 \text{ cm})$$



$$V_{S2} = 48482,77 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_{S2} = 48,48 \text{ Ton}$$

$$V_{S1} < V_{S2}$$

$$23,53 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

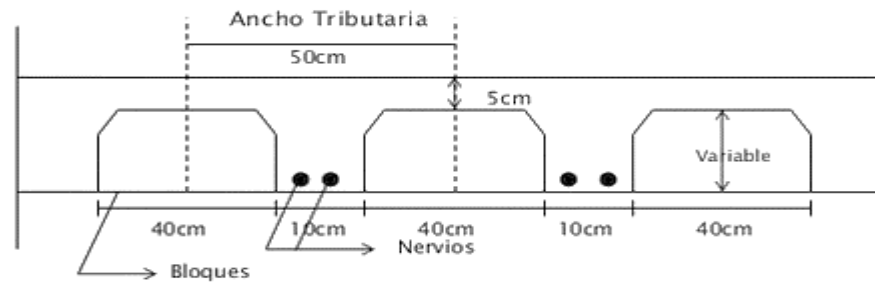
SECCIONES DE VIGAS (cm)					
	$b_w$	x	h	d	SENTIDO
VIGAS NIVEL 5	25	x	35	28,9	DIRECCION X
	25	x	35	28,9	DIRECCION Y
VIGAS NIVEL 4	30	x	45	38,9	DIRECCION X
	30	x	45	38,9	DIRECCION Y
VIGAS NIVEL 3	30	x	45	38,9	DIRECCION X
	30	x	45	38,9	DIRECCION Y
VIGAS NIVEL 2	30	x	50	43,9	DIRECCION X
	30	x	50	43,9	DIRECCION Y
VIGAS NIVEL 1	30	x	50	43,9	DIRECCION X
	30	x	50	43,9	DIRECCION Y

## 5.20 Pre - Diseño de Losa nervada en dos direcciones.

$$e_{\min} = \frac{L_n}{33}$$

$$e_{\min} = \frac{460 \text{ cm}}{33}$$

$$e_{\min} = 14 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Diseño conservador se escoge} \quad e = 20 \text{ cm}$$



### 5.21 Pre diseño de la Cimentación Superficial – Zapata Aislada

La cimentación se asentará sobre la cota 54,70 m, siendo la capacidad última del suelo

$$q_U = (0,6 \gamma_m r N'_\gamma) F_r$$

$$q_U = (0,60)(1,79)(16,5)(5)(0,60)$$

$$q_U = 53,16 \text{ Ton/m}^2$$

Este valor se lo afecta por un factor de seguridad **FS = 4** obteniendo la capacidad admisible del suelo:

$$q_{adm} = \frac{q_U}{FS} \quad \rightarrow \quad q_{adm} = \frac{53,16 \text{ Ton / m}^2}{4} \quad \rightarrow \quad q_{adm} = 13,29 \text{ Ton/m}^2$$

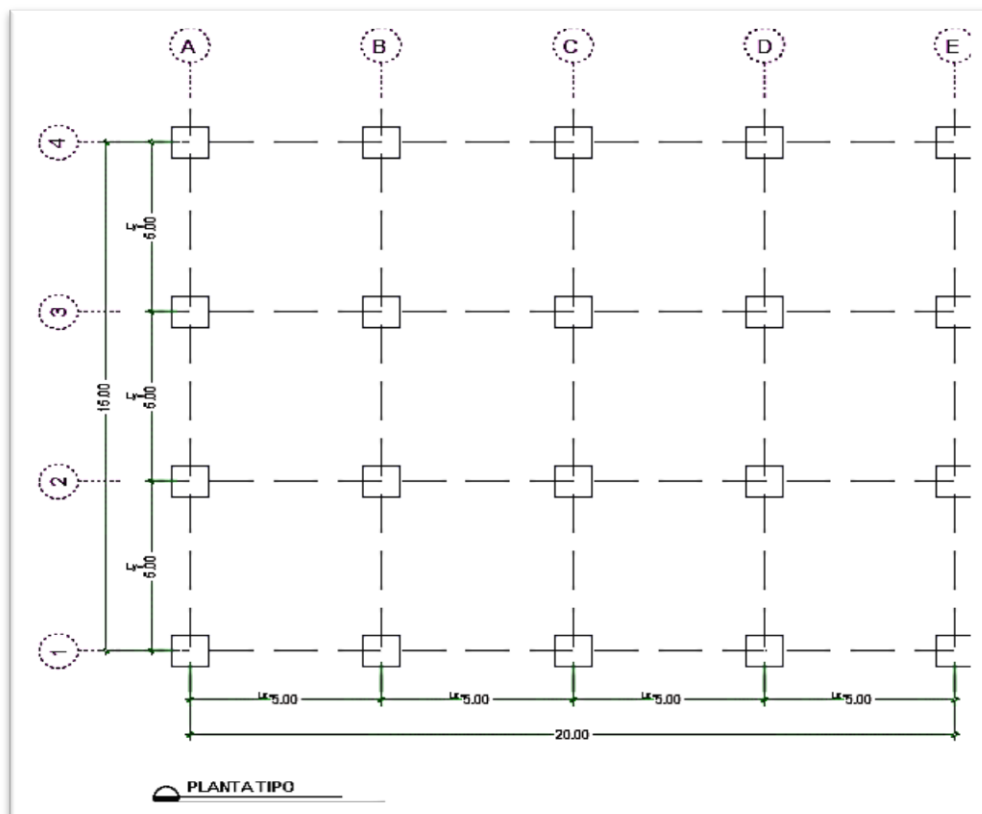
Para el desplante de cimentación según el libro de requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado basado en el ACI 318-02

capítulo 14.5.3.4, nos indica que la distancia vertical mínima desde la superficie hasta el fondo de la zapata debe ser 1 m.

Peso total de la Estructura  $P_{Estructura} = 1621,125 \text{ Ton}$

Cargas sobre los Plintos

<b>COLUMNAS ENTREPISO 1</b>	30	x	30	<b>ESQUINERA</b>
	35	x	35	<b>BORDE</b>
	45	x	45	<b>INTERIOR</b>



**Figura 5.7** Vista en planta de plintos

**Fuente:** Autores (2017)

	EJE	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	MOMENTO POR CARGA VIVA	MOMENTO POR CARGA MUERTA
<b>ESQUINERA</b>	A1 A4 E1 E4	5,62 Ton	28,15 Ton	0,84 Ton - m	4,22 Ton - m
<b>BORDE</b>	A2 A3 B1 B4 C1 C4 D1 D4 E2 E3	11,25 Ton	56,30 Ton	1,96 Ton - m	9,85 Ton - m
<b>INTERIOR</b>	B2 B3 C2 C3 D2 D3	22,50 Ton	112,62 Ton	5,06 Ton - m	25,34 Ton - m

### Carga Total sobre los Plintos

ESQUINERA →  $P = 33,77 \text{ Ton}$

ESQUINERA →  $M_x = 5,06 \text{ Ton} - \text{m}$

ESQUINERA →  $M_y = 5,06 \text{ Ton} - \text{m}$

BORDE →  $P = 67,55 \text{ Ton}$

BORDE →  $M_x = 11,81 \text{ Ton} - \text{m}$

BORDE →  $M_y = 11,81 \text{ Ton} - \text{m}$

INTERIOR →  $P = 135,12 \text{ Ton}$

INTERIOR →  $M_x = 30,04 \text{ Ton} - \text{m}$

INTERIOR →  $M_y = 30,04 \text{ Ton} - \text{m}$

Área requerida para el diseño de Zapata Aislada

### ESQUINERA

$$A_{Zapata} = \frac{P}{q_{adm}} \rightarrow A_{Zapata} = \frac{33,77 \text{ Ton}}{13,29 \text{ Ton / m}^2} \rightarrow A_{Zapata} = 2,54 \text{ m}^2$$

### BORDE

$$A_{Zapata} = \frac{P}{q_{adm}} \rightarrow A_{Zapata} = \frac{67,55 \text{ Ton}}{13,29 \text{ Ton / m}^2} \rightarrow A_{Zapata} = 5,08 \text{ m}^2$$

### CENTRALES

$$A_{Zapata} = \frac{P}{q_{adm}} \rightarrow A_{Zapata} = \frac{135,12 \text{ Ton}}{13,29 \text{ Ton / m}^2} \rightarrow A_{Zapata} = 10,16 \text{ m}^2$$

Dimensiones de la Zapata

Se requiere de una Zapata cuadrada, entonces:

### ESQUINERA

$$b^2 = A_{Zapata}$$

$$b = \sqrt{2,54 \text{ m}^2}$$

$$b = 1,60 \text{ m} \rightarrow \text{Zapata } 2,40 \times 2,40 \text{ m} \rightarrow A_{Zapata} = 5,76 \text{ m}^2$$

### BORDE

$$b^2 = A_{Zapata}$$

$$b = \sqrt{5,08 \text{ m}^2}$$

$$b = 2,25 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Zapata } 2,70 \times 2,70 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{\text{Zapata}} = 7,29 \text{ m}^2$$

### CENTRALES

$$b^2 = A_{\text{Zapata}}$$

$$b = \sqrt{10,16 \text{ m}^2}$$

$$b = 3,19 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Zapata } 3,20 \times 3,20 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{\text{Zapata}} = 10,24 \text{ m}^2$$

## 5.22 Dimensionamiento de la altura $h_z$ de la Zapata por Punzonamiento

Condición de Pre - Diseño

$$V_U \leq \phi V_C$$

### ESQUINERA

$$V_U = [P_U - W_{nU}(b + d)(h + d)]$$

$$V_U = [42,78 \text{ Ton} - 5,86 \text{ Ton/m}^2(0,30 \text{ m} + d)(0,30 \text{ m} + d)] \quad \rightarrow \quad \text{Ecuacion 1}$$

$$\beta_C = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} \quad \rightarrow \quad \beta_C = \frac{0,30 \text{ m}}{0,30 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \beta_C = 1$$

$$\beta_C < 2$$

$$1 < 2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

$$V_C = 0,27 \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_C = 0,27 \left( 2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} b_o d$$

$$V_C = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_C = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ecuacion 2}$$

SE ESCOJE EL MENOR ENTRE LOS DOS

$$\text{Donde } b_o = 2(h + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(0,30 \text{ m} + d) + 2(0,30 \text{ m} + d)$$

$$b_o = 0,60 \text{ m} + 2d + 0,60 \text{ m} + 2d$$

$$b_o = 1,2 \text{ m} + 4d$$

$$V_U = \phi V_C \quad \rightarrow \quad \phi = 0,75$$

$$[42,78 \text{ Ton} - 5,86 \text{ Ton/m}^2 (0,30 \text{ m} + d)(0,30 \text{ m} + d)] = 0,75 (1,06 \sqrt{f'_c} b_o d)$$

$$[42,78 \text{ Ton} - 5,86 \text{ Ton/m}^2 (0,30 \text{ m} + d)(0,30 \text{ m} + d)] = 0,75 (1,06 \sqrt{280 \text{ kg/m}^2} (1,2 \text{ m} + 4d) d)$$

$$59,07d^2 + 19,48d - 42,25 = 0$$

$$d_{\max} = 0,69872 \text{ m}$$

Según ACI – 08 el espesor mínimo de zapata es  $d_{\min} = 15 \text{ cm}$

Usar:  $h = 0,40 \text{ m}$  ;  $\text{recub} = 7,5 \text{ cm}$  ;  $\emptyset_{20}$

$\text{recub} = 7.5 \text{ cm}$ . **ACI 318 – 05, cap. 7**

$d = 40 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 2 \text{ cm} \rightarrow d = 30,5 \text{ cm}$

### Verificación por cortante

$$V_{dU} = (W_{nU} S)(l_{v1} - d)$$

$$V_{dU} = \left(5,86 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (2,40 \text{ m}) (1,05 \text{ m} - 0,305 \text{ m})$$

$$V_{dU} = 10,48 \text{ Ton}$$

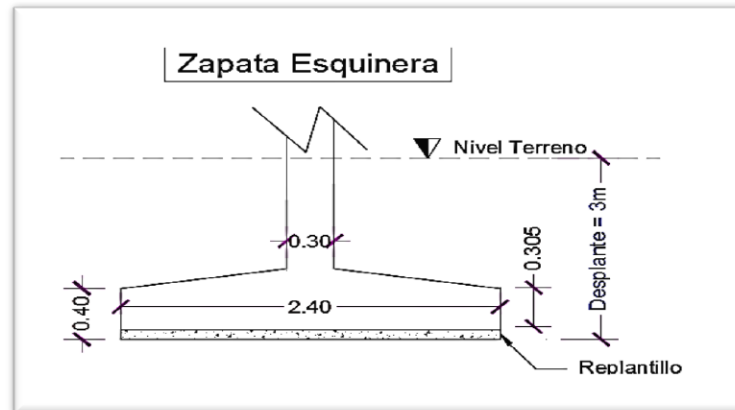
$$V_n = \frac{V_{dU}}{\emptyset} \rightarrow V_n = \frac{10,48 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_n = 13,97 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} S d$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (240 \text{ cm}) (30,5 \text{ cm})$$

$$V_c > V_n \rightarrow 64,91 \text{ Ton} > 13,97 \text{ Ton} \quad \text{CUMPLE}$$





**Figura 5.8** Dimensiones de Zapata Esquinera  
Fuente: Autores (2017)

## BORDE

$$V_U = [P_U - W_{nU}(b + d)(h + d)]$$

$$V_U = [85,56\text{Ton} - 9,27 \text{ Ton/m}^2(0,35 \text{ m} + d)(0,35 \text{ m} + d)] \quad \rightarrow \quad \text{Ecuacion 1}$$

$$\beta_c = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} \quad \rightarrow \quad \beta_c = \frac{0,35 \text{ m}}{0,35 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \beta_c = 1$$

$$\beta_c < 2$$

$$1 < 2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

$$V_c = 0,27 \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,27 \left( 2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} b_o d$$

$$V_c = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ecuacion 2}$$

SE ESCOJE EL MENOR ENTRE LOS DOS

$$\text{Donde } b_o = 2(h + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(0,35 \text{ m} + d) + 2(0,35 \text{ m} + d)$$

$$b_o = 0,70 \text{ m} + 2d + 0,70 \text{ m} + 2d$$

$$b_o = 1,4 \text{ m} + 4d$$

$$V_u = \phi V_c \quad \rightarrow \quad \phi = 0,75$$

$$[85,56 \text{ Ton} - 9,27 \text{ Ton/m}^2(0,35 \text{ m} + d)(0,35 \text{ m} + d)] = 0,75(1,06\sqrt{f'_c} b_o d)$$

$$[85,56 \text{ Ton} - 9,27 \text{ Ton/m}^2(0,35 \text{ m} + d)(0,35 \text{ m} + d)] = 0,75(1,06\sqrt{280 \text{ kg/m}^2} (1,4 \text{ m} + 4d) d)$$

$$62,31d^2 + 24,99d - 82,53 = 0$$

$$d_{\max} = 0,96768 \text{ m}$$

Según ACI – 08 el espesor mínimo de zapata es  $d_{\min} = 15 \text{ cm}$

Usar:  $h = 0,40 \text{ m}$  ;  $\text{recub} = 7,5 \text{ cm}$  ;  $\phi_{20}$

$\text{recub} = 7.5 \text{ cm}$ . **ACI 318 – 05, cap. 7**

$$d = 40 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d = 30,5 \text{ cm}$$

**Verificación por cortante**

$$V_{dU} = (W_{nU} S)(l_{v1} - d)$$

$$V_{dU} = \left(9,27 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (2,70 \text{ m}) (1,175 \text{ m} - 0,305 \text{ m})$$

$$V_{dU} = 21,77 \text{ Ton}$$

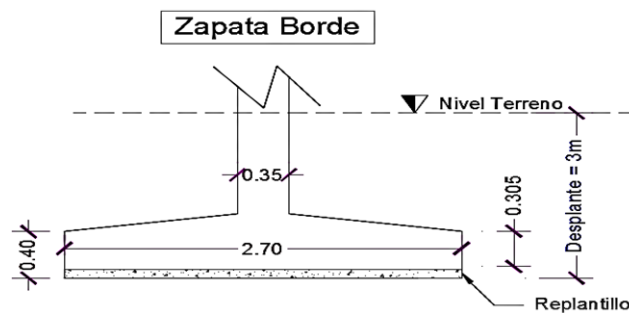
$$V_n = \frac{V_{dU}}{\phi} \rightarrow V_n = \frac{21,77 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_n = 29 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} S d$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (270 \text{ cm}) (30,5 \text{ cm})$$

$$V_c = 73,03 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_n \rightarrow 73,03 \text{ Ton} > 29 \text{ Ton} \quad \text{CUMPLE}$$



**Figura 5.9** Dimensiones de Zapata de Borde  
Fuente: Autores (2017)

## CENTRALES

$$V_U = [P_U - W_{nU}(\mathbf{b} + \mathbf{d})(\mathbf{h} + \mathbf{d})]$$

$$V_U = [171,14 \text{ Ton} - 13,19 \text{ Ton/m}^2(0,45 \text{ m} + \mathbf{d})(0,45 \text{ m} + \mathbf{d})] \rightarrow \text{Ecuacion 1}$$

$$\beta_c = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} \quad \rightarrow \quad \beta_c = \frac{0,45 \text{ m}}{0,45 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \beta_c = 1$$

$$\beta_c < 2$$

$$1 < 2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

$$V_c = 0,27 \left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,27 \left( 2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} b_o d$$

$$V_c = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1,62 \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \checkmark \quad \rightarrow \quad \text{Ecuacion 2}$$

SE ESCOJE EL MENOR ENTRE LOS DOS

$$\text{Donde } b_o = 2(h + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(0,45 \text{ m} + d) + 2(0,45 \text{ m} + d)$$

$$b_o = 0,9 \text{ m} + 2d + 0,9 \text{ m} + 2d$$

$$b_o = 1,8 \text{ m} + 4d$$

$$V_u = \phi V_c \quad \rightarrow \quad \phi = 0,75$$

$$[171,14 \text{ Ton} - 13,19 \text{ Ton/m}^2(0,45 \text{ m} + d)(0,45 \text{ m} + d)] = 0,75(1,06\sqrt{f'_c} b_o d)$$

$$[171,14 \text{ Ton} - 13,19 \text{ Ton/m}^2(0,45 \text{ m} + d)(0,45 \text{ m} + d)] = 0,75(1,06\sqrt{280 \text{ kg/m}^2} (1,8 \text{ m} + 4d) d)$$

$$65.76d^2 + 32,245d - 158,04 = 0$$

$$d_{\max} = 1,3243 \text{ m}$$

Según ACI – 08 el espesor mínimo de zapata es  $d_{\min} = 15 \text{ cm}$

Usar:  $h = 0,40 \text{ m}$  ; recub =  $7,5 \text{ cm}$  ;  $\emptyset_{20}$

recub =  $7.5 \text{ cm}$ . **ACI 318 - 05, cap. 7**

$$d = 40 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 2 \text{ cm} \rightarrow d = 30,5 \text{ cm}$$

### Verificación por cortante

$$V_{dU} = (W_{nU} S)(l_{v1} - d)$$

$$V_{dU} = \left(13,19 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (3,20 \text{ m}) (1,375 \text{ m} - 0,305 \text{ m})$$

$$V_{dU} = 45,16 \text{ Ton}$$

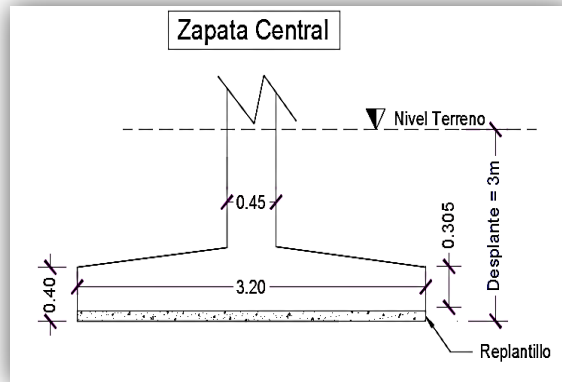
$$V_n = \frac{V_{dU}}{\emptyset} \rightarrow V_n = \frac{45,16 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_n = 60,22 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} S d$$

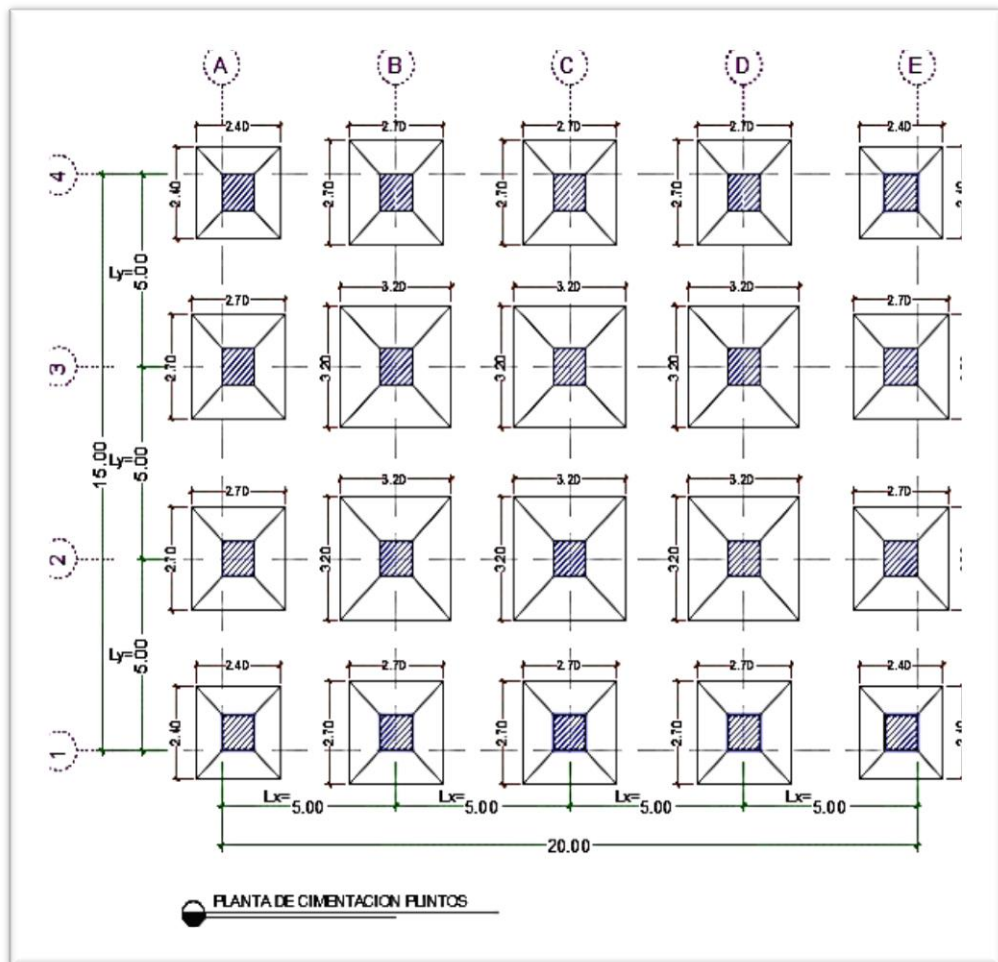
$$V_c = 0,53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (320 \text{ cm}) (30,5 \text{ cm})$$

$$V_c = 86,55 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_n \rightarrow 86,55 \text{ Ton} > 60,22 \text{ Ton} \quad \text{CUMPLE}$$

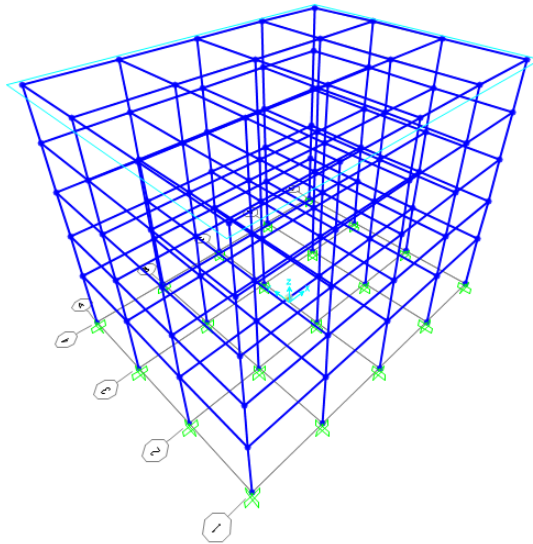


**Figura 5.10 Dimensiones de Zapata Central**  
**Fuente: Autores (2017)**

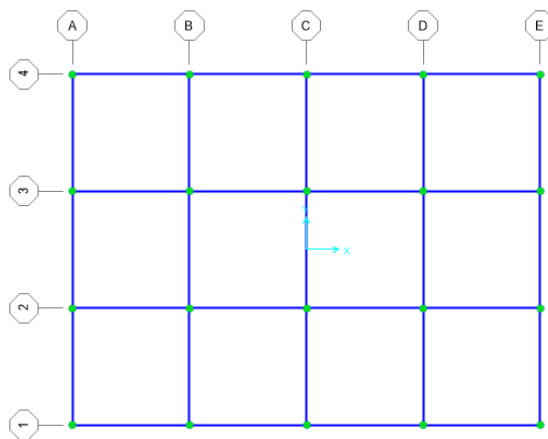


**Figura 5.11 Vista en Planta de Cimentación**  
**Fuente: Autores (2017)**

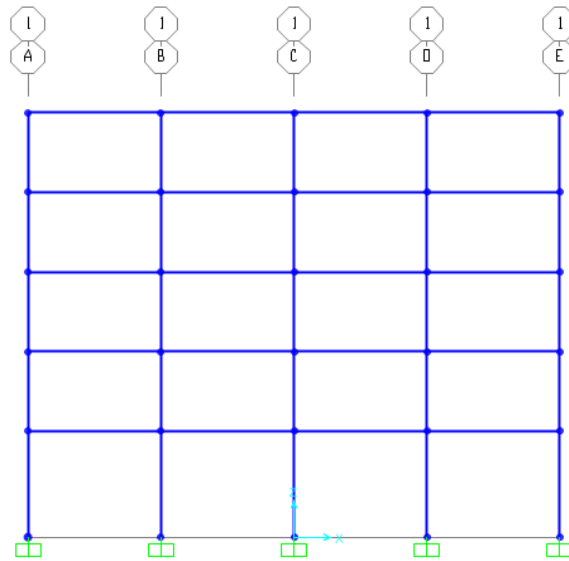
### 5.23 Modelo de la estructura en SAP 2000



**Figura 5.12** Modelado de la estructura  
**Fuente:** Software SAP 2000



**Figura 5.13** Vista en planta x -y  
**Fuente:** Software SAP 2000

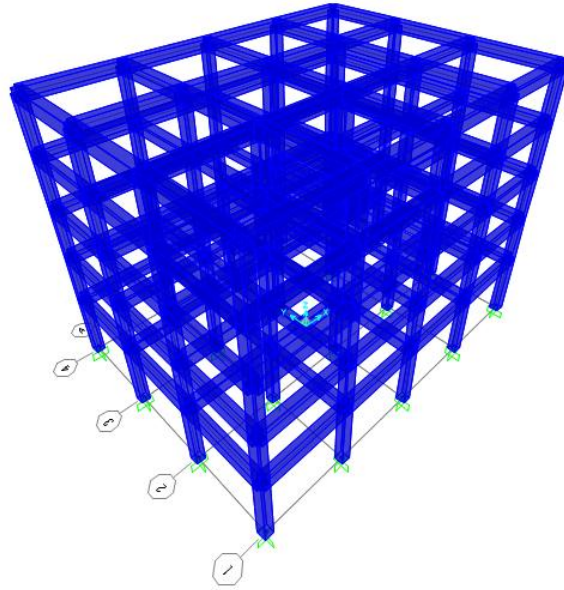


**Figura 5.14** Vista lateral dirección x  
**Fuente:** Software SAP 2000

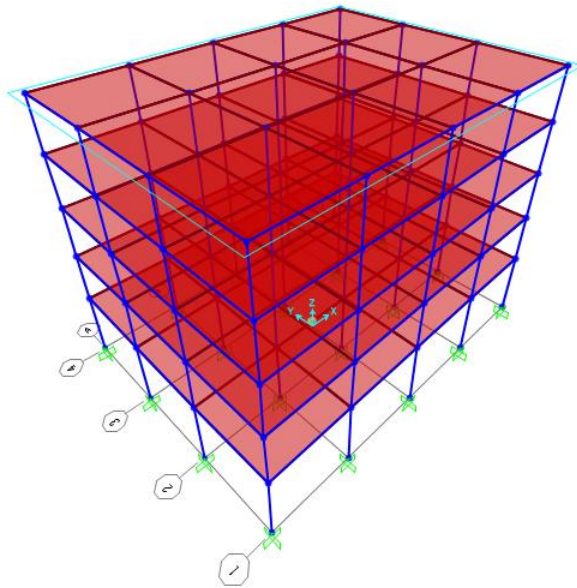


**Figura 5.15** Dimensiones de secciones estructurales  
**Fuente:** Software SAP 2000

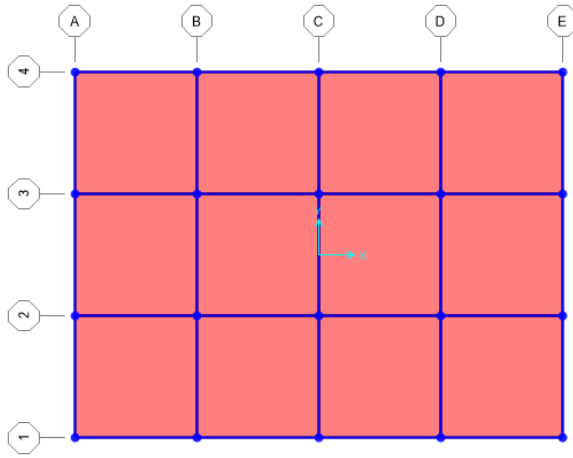




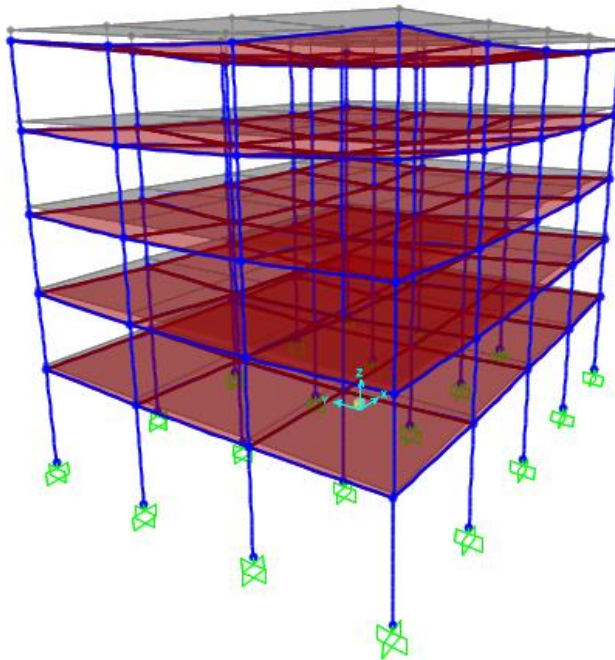
**Figura 5.16** Modelado 3D  
**Fuente:** Software SAP 2000



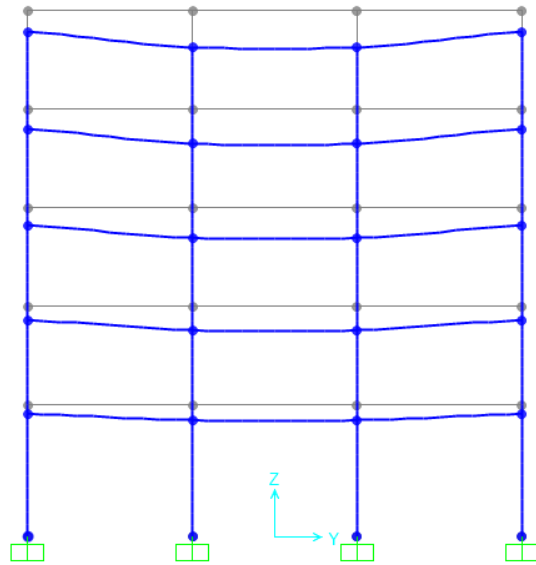
**Figura 5.17** Modelado de losa con sistema diafragma  
**Fuente:** Software SAP 2000



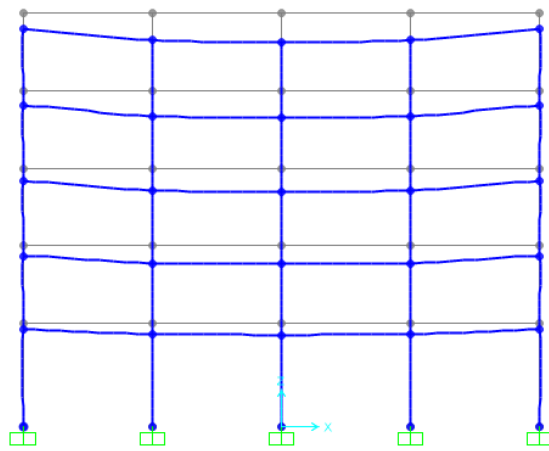
**Figura 5.18** Vista en planta de losa  
**Fuente:** Software SAP 2000



**Figura 5.19** Deformación de la estructura  
**Fuente:** Software SAP 2000



**Figura 5.20** Deformación de pórtico dirección Y  
**Fuente:** Software SAP 2000

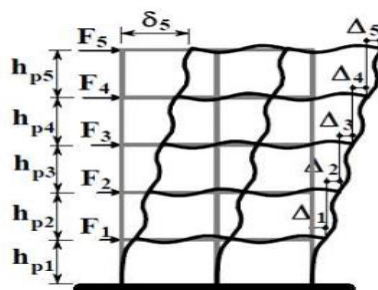


**Figura 5.21** Deformación de pórtico dirección X  
**Fuente:** Software SAP 2000

## 5.24 Cálculo De La Deriva De Piso Admisible De Las Alternativas

### Propuestas

Tomamos la diferencia entre los desplazamientos  $\Delta_E$  obtenidos en el software SAP 2000 del nivel  $H_i$  y la del nivel  $H_{i-1}$  y luego la dividimos entre la altura del nivel correspondiente. La norma requiere que los desplazamientos horizontales de cada nivel de la estructura sean pequeños con el fin de evitar daños considerables en los elementos no estructurales, donde la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez sea mínima, la deriva máxima sea menor a **2%**.



**Figura 5.22** Procedimiento de verificación de deriva  
Fuente: NSR – 10

**Tabla XXXIX** Derivas admisibles por nivel estructura PCRM dirección X

EDIFICIO PCRM DIRECCION X						
NIVEL	H (m)	$\Delta_E$	$\Delta_i$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$	$\theta$	$\theta < 2\%$
5	3	0,0241	0,10845	0,0582	1,94	<b>CUMPLE</b>
4	3	0,0224	0,1008	0,05025	1,675	<b>CUMPLE</b>
3	3	0,0162	0,0729	0,05055	1,685	<b>CUMPLE</b>
2	3	0,0095	0,04275	0,02235	0,745	<b>CUMPLE</b>
1	4	0,0034	0,0204	0,0204	0,51	<b>CUMPLE</b>

Fuente: Autores (2017)

**Tabla XL** Derivas admisibles por nivel estructura aislada HDR dirección X

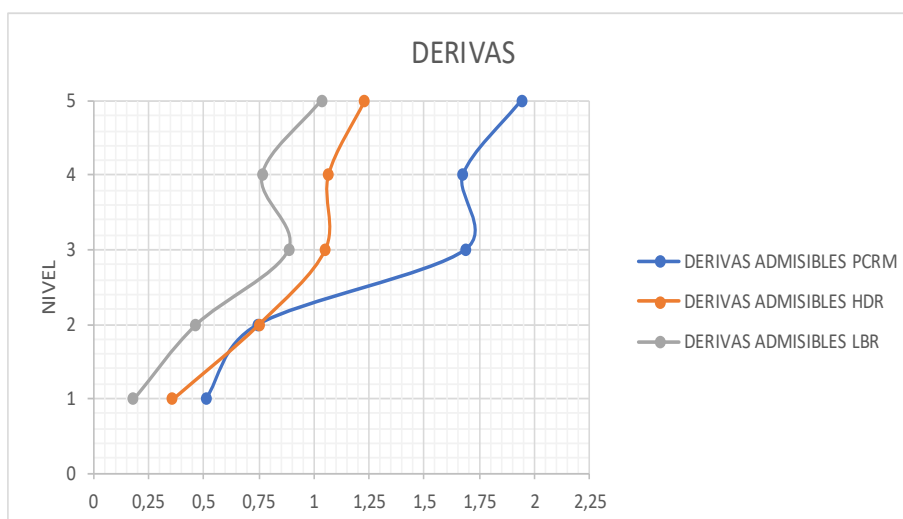
EDIFICIO CON AISLADOR HDR DIRECCION X						
NIVEL	H (m)	$\Delta_E$	$\Delta_i$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$	$\theta$	$\theta < 2\%$
5	3	0,0153	0,06885	0,0369	1,23	<b>CUMPLE</b>
4	3	0,0141	0,06345	0,03195	1,065	<b>CUMPLE</b>
3	3	0,012	0,054	0,0315	1,05	<b>CUMPLE</b>
2	3	0,0082	0,0369	0,0225	0,75	<b>CUMPLE</b>
1	4	0,0024	0,0144	0,0144	0,36	<b>CUMPLE</b>

Fuente: Autores (2017)

**Tabla XLI** Derivas admisibles por nivel estructura aislada LBR dirección X

EDIFICIO CON AISLADOR LBR DIRECCION X						
NIVEL	H (m)	$\Delta_E$	$\Delta_i$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$	$\theta$	$\theta < 2\%$
5	3	0,012	0,054	0,03105	1,035	<b>CUMPLE</b>
4	3	0,011	0,0495	0,02295	0,765	<b>CUMPLE</b>
3	3	0,009	0,0405	0,02655	0,885	<b>CUMPLE</b>
2	3	0,0047	0,02115	0,01395	0,465	<b>CUMPLE</b>
1	4	0,0012	0,0072	0,0072	0,18	<b>CUMPLE</b>

Fuente: Autores (2017)



**Figura 5.23** Análisis comparativo Derivas de alternativas propuestas dirección X

Fuente: Autores (2017)

Tabla XLII Derivas admisibles por nivel estructura PCRM dirección Y

EDIFICIO PCRM DIRECCION Y						
NIVEL	H (m)	$\Delta_E$	$\Delta_i$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$	$\theta$	$\theta < 2\%$
5	3	0,0224	0,1008	0,05505	1,835	CUMPLE
4	3	0,0203	0,09135	0,04575	1,525	CUMPLE
3	3	0,0151	0,06795	0,0456	1,52	CUMPLE
2	3	0,0091	0,04095	0,02235	0,745	CUMPLE
1	4	0,0031	0,0186	0,0186	0,465	CUMPLE

Fuente: Autores (2017)

Tabla XLIII Derivas admisibles por nivel estructura aislada HDR dirección Y

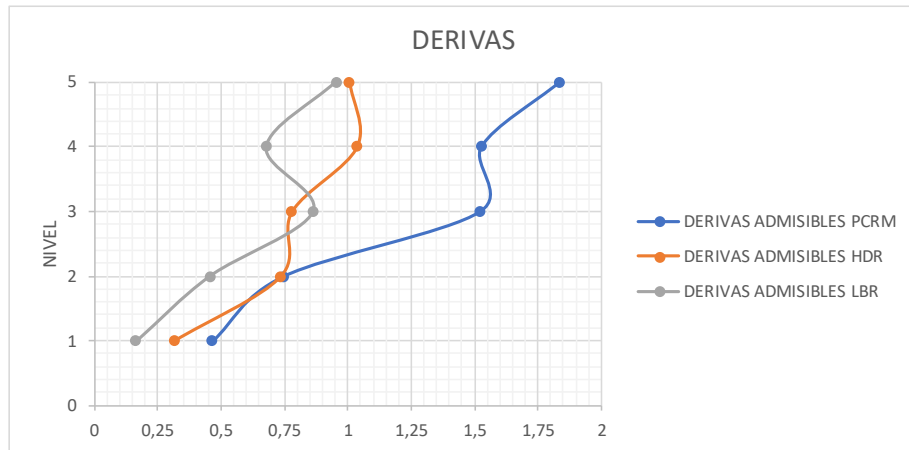
EDIFICIO CON AISLADOR HDR DIRECCION Y						
NIVEL	H (m)	$\Delta_E$	$\Delta_i$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$	$\theta$	$\theta < 2\%$
5	3	0,0136	0,0612	0,03015	1,005	CUMPLE
4	3	0,0121	0,05445	0,03105	1,035	CUMPLE
3	3	0,0101	0,04545	0,0234	0,78	CUMPLE
2	3	0,0077	0,03465	0,02205	0,735	CUMPLE
1	4	0,0021	0,0126	0,0126	0,315	CUMPLE

Fuente: Autores 2017

Tabla XLIV Derivas admisibles por nivel estructura aislada LBR dirección Y

EDIFICIO CON AISLADOR LBR DIRECCION Y						
NIVEL	H (m)	$\Delta_E$	$\Delta_i$	$\Delta_i - \Delta_{i-1}$	$\theta$	$\theta < 2\%$
5	3	0,0109	0,04905	0,02865	0,955	CUMPLE
4	3	0,0103	0,04635	0,0204	0,68	CUMPLE
3	3	0,0088	0,0396	0,02595	0,865	CUMPLE
2	3	0,0045	0,02025	0,01365	0,455	CUMPLE
1	4	0,0011	0,0066	0,0066	0,165	CUMPLE

Fuente: Autores 2017



**Figura 5.24** Análisis comparativo Derivas de alternativas propuestas dirección Y  
**Fuente:** Autores (2017)

# **CAPÍTULO VI**

## **RESTRICCIONES**



## 6.1 Restricciones

Las restricciones consideradas para el análisis de la selección de la alternativa más conveniente para este proyecto son los siguientes:

**Tabla XLV** Tabla de criterio respecto a las restricciones. Edificio H. Armado

EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO			
CRITERIO	VALOR MAX.	VALOR	OBSERV.
Impacto Ambiental	10	5	Tendremos poco impacto ambiental debido a que el terreno se encuentra en un lugar poblado donde las áreas se encuentran urbanizadas.
Durabilidad	10	7	Nuestra edificación tendrá un tiempo determinado de servicio dependiendo de los daños naturales que se presenten, así mismo debemos brindar mantenimiento a la edificación para un mayor tiempo de uso.
Eficiencia	10	7	Construcción de hormigón Armado
Tiempo de construcción	10	10	Supervisión en el proceso de construcción.
Dificultad constructiva	10	10	Se debe tener mano de obra calificada.
Seguridad	10	10	Buscar todas las medidas preventivas para el personal y área de proyecto.
Costo	10	10	El precio se eleva dependiendo la necesidad del proyecto.
<b>TOTAL</b>	<b>70</b>	<b>59</b>	
<b>PORCENTAJE</b>	<b>100%</b>	<b>84%</b>	

Fuente: Autores (2017)

**Tabla XLVI** Tabla de criterio respecto a las restricciones. Edificio con HBR

EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO CON ELASTOAMÉRICO DE ALTO RENDIMIENTO (HBR)			
CRITERIO	VALOR MAX.	VALOR	OBSERV.
Impacto Ambiental	10	5	Tendremos poco impacto ambiental debido a que el terreno se encuentra en un lugar poblado donde las áreas se encuentran urbanizadas.
Durabilidad	10	10	Buscamos la eficiencia de nuestro proyecto brindando mantenimiento a la edificación, para mayor tiempo.
Eficiencia	10	9	Para la elección de la mejor alternativa gobernó la eficiencia del comportamiento del sistema estructural ante un evento telúrico
Tiempo de construcción	10	8	Los aisladores sísmico deben ser colocados mediante especificaciones técnicas y con el debido proceso
Dificultad constructiva	10	8	Se debe tener técnicos orientados a la instalación de aisladores sísmicos y a la vez mano de obra calificada para un mejor desempeño.
Seguridad	10	10	Buscar todas las medidas preventivas para el personal y área de proyecto.
Costo	10	8	El precio se eleva dependiendo la necesidad del proyecto y del uso del aislador sísmico que dependerá de las características necesarias para su costo.
<b>TOTAL</b>	<b>70</b>	<b>58</b>	
<b>PORCENTAJE</b>	<b>100%</b>	<b>83%</b>	

Fuente: Autores (2017)

**Tabla XLVII** Tabla de criterio respecto a las restricciones. Edificio con LBR

EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO CON BASE DE NÚCLEO DE PLOMO (LBR)			
CRITERIO	VALOR MAX.	VALOR	OBSERV.
Impacto Ambiental	10	5	Tendremos poco impacto ambiental debido a que el terreno se encuentra en un lugar poblado donde las áreas se encuentran urbanizadas.
Durabilidad	10	10	Buscamos la eficiencia de nuestro proyecto brindando mantenimiento a la edificación, para mayor tiempo.
Eficiencia	10	10	Para la elección de la mejor alternativa gobernó la eficiencia del comportamiento del sistema estructural ante un evento telúrico
Tiempo de construcción	10	8	Los aisladores sísmico deben ser colocados mediante especificaciones técnicas y con el debido proceso
Dificultad constructiva	10	8	Se debe tener técnicos orientados a la instalación de aisladores sísmicos y a la vez mano de obra calificada para un mejor desempeño.
Seguridad	10	10	Buscar todas las medidas preventivas para el personal y área de proyecto.
Costo	10	6	El precio se eleva dependiendo la necesidad del proyecto y del uso del aislador sísmico que dependerá de las características necesarias para su costo.
<b>TOTAL</b>	<b>70</b>	<b>57</b>	
<b>PORCENTAJE</b>	<b>100%</b>	<b>81%</b>	

Fuente: Autores (2017)

## **6.2 Impacto Ambiental**

Durante el funcionamiento de la edificación, se generarán desechos peligrosos que contienen gérmenes patógenos que implican un riesgo inmediato o potencial para la salud humana y para el medio ambiente, razón por la cual deben ser manejados de manera prolija. Una vez generados estos desechos, se los deben almacenar en fundas de basura de color rojo, las cuales serán llevadas a unas bodegas de acopio especiales para este tipo de desechos. Para la recolección, transporte y tratamiento de este tipo de desechos se contrata a una empresa que brinde este servicio, como GADERE S.A. para ciudad de Guayaquil. Para el tratamiento de los mismos se hace uso de un método de esterilización a vapor que hace uso de unos equipos denominados autoclaves, los cuales someten a los desechos a una alta temperatura y presión por un determinado tiempo. Con Este método se logra la eliminación de los agentes infecciosos, para luego depositarlos en una celda para este fin en el relleno sanitario.

## **6.3 Eficiencia**

Para la elección de la mejor alternativa gobernó la eficiencia del

comportamiento del sistema estructural ante un evento telúrico. Teniendo, así como criterios fundamentales de evaluación de esta restricción:

- Fuerzas sísmicas
- Derivas de piso
- Índice de estabilidad de piso

#### **6.4 Social / Económico**

Este proyecto será realizado gracias al esfuerzo de empresas privadas que tienen que buscar financiamientos bancarios debidos al elevado precio de la obra, y en que consecuencia requieran cumplir sus compromisos financieros a futuro. Por esta razón este proyecto no puede ser considerado para dar servicios gratuitos a la población más pobre ya que necesariamente los costos de operación de la clínica deben ser cubiertos por los usuarios del mismo. Es importante recalcar el hecho de que la ubicación de la obra es en la Ciudadela de Santa Cecilia en Los Ceibos de Guayaquil, donde el nivel socio económico es medio-alto, sector donde sus habitantes hacen uso de servicios médicos privados.

## 6.5 Complejidad Constructiva

La construcción del edificio de 5 plantas con aisladores sísmicos de base, no es complicada, ni requiere de mano de obra calificada para la implementación de este sistema de protección sísmica. Las dos diferencias constructivas que tendría este proyecto en comparación a cualquier construcción de una estructura convencional son las siguientes:

- En cuanto a la instalación de los aisladores se requeriría el uso de una grúa para la colocación de los aisladores en cada columna, para posteriormente empernarlo en las placas que se encuentran empotradas en la columna, las cuales se ubican en la parte superior e inferior del aislador.
- Por otra parte, la otra diferencia constructiva se encuentra en la implementación de paredes de hormigón sustituyendo las paredes tradicionales de mampostería. Para la colocación de las paredes de hormi<sup>2</sup>, no se requiere de mano de obra calificada al igual que con los aisladores.

## **6.6 Mantenimiento**

La edificación propuesta al igual que cualquier otra estructura requerirá de mantenimiento al cabo de su vida útil, el cual se encuentra alrededor de los 50 años. En cuanto a los aisladores, estos no requieren de mantenimiento

# **CAPÍTULO VII**

## **ESTUDIO Y MANEJO AMBIENTAL**

## **7.1 Antecedentes**

El presente estudio hacemos referencia al impacto ambiental de lo planteado en nuestra propuesta. Poder garantizar el adecuado manejo ambiental y poder así realizar nuestro proyecto en un entorno que no perjudique a los habitantes cercanos y así mismo a la flora y fauna del lugar.

Para poder cumplir con todos los procesos se debe usar el Texto Unificado de la Ley del Medio Ambiente (TULSMA), nos permitirá realizar una auditoría sobre nuestro proyecto y saber así en aspectos podemos afectar al medio ambiente, así mismo podemos determinar soluciones adecuadas para reducir o eliminar el aspecto que afecte en la parte ambiental.

## **7.2 Objetivos**

### **7.2.1 Objetivo general**

Analizar el impacto ambiental que se pueda surgir en el proceso constructivo de la edificación en el sector.



### 7.2.2 Objetivo específicos

- Determinar los efectos que pueden provocar en la parte ambiental en la fase de construcción.
- Favorecer las normas y reglamentos que se estipulan, para prevenir algún impacto ambiental.
- Realizar un análisis previo mediante matrices según las actividades que se ejecutaran en la obra.

### 7.2.3 Norma y Reglamentos ambientales

En base a los Reglamentos de la Constitución el Libro VI de la calidad del medio ambiente nos indica los siguientes anexos:

- **Anexo 1:** Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: Recursos Hídricos.
- **Anexo2:** Norma de calidad ambiental del recurso de suelo y criterios de remediación para suelos contaminados.
- **Anexo 3:** Norma de emisiones al aire desde fuentes fijas de combustión.
- **Anexo 4:** Norma de calidad del aire.
- **Anexo 5:** Límites permisibles de niveles de ruido para fuentes fijas y fuentes móviles, y vibraciones.

- **Anexo 6:** Norma de calidad ambiental para el manejo y disposición final de desechos sólidos no peligrosos.
- **Anexo 7:** Listados nacionales de productos químicos prohibidos y de uso restringidos que se utilicen en el Ecuador.

#### **7.2.4 Procedimientos a seguir según la Constitución respetando en Manual de Gestión Ambiental (MGA)**

Este manual especifica la protección del medio ambiente durante la ejecución de una obra. Esta responsabilidad se debe seguir por los siguientes pasos:

- Efectuar con lo conveniente en el Plan Manejo Ambiental establecido por la Constitución de la República, del cual se derivará a cabo la gestión de todos los residuos sólidos, líquidos y semisólidos generados durante la etapa de la construcción.
- Efectuar con las normas vigentes para la protección del medio ambiente y las condiciones ecológicas del lugar.
- Demandar a los contratistas que incumpla con las normas de protección al medio ambiente y exigir que cumpla dichas especificaciones.

### **7.3 Descripción del terreno en el aspecto ambiental**

Nuestra edificación se encuentra localizado en la vía Durán- Milagro frente a la carretera, en sus alrededores se encuentra el terminal terrestre y centro comercial de Durán, el terreno se encuentra nivelado el cual está limpio de flora.

La edificación es de diseño habitacional el cual tendrá su red de aguas servidas y aguas lluvias, conectando a los alcantarillados del sector manteniendo el control de este desecho sólidos y líquidos.

Para la ejecución del proyecto se usarán maquinarias y transporte pesado el cual generará ruido y escombros, pero se tomará todas las medidas precautelares para respetar las normas, por el que se realizará una matriz según sus actividades el cual evaluaremos su intensidad perjudicial y poder plantear alguna solución.

### **7.4 Actividades a Evaluar**

Descripción de actividades en la fase constructiva:

- Desbroce del terreno.
- Movilización de desalojo.

- Excavación Armado y encofrado.
- Hormigonado.
- Mampostería.
- Generación de desechos sólidos.
- Generación de aguas residuales.

## 7.5 Evaluación ambiental

Analizaremos las actividades durante el proceso de construcción:

- **Matriz de Intensidad**

El valor numérico de la Intensidad para evaluar se encuentra en el rango del 1-10 dependiendo el grado de impacto ambiental, siendo el 10 el mayor impacto ambiental y 1 el de menor impacto ambiental, y 0 no ocasionan daño en el lugar.

Se evaluará en el factor socioeconómico, agua, aire, suelo, flora y fauna.

Tabla XLVIII Matriz de Intensidad

Matriz #1 : Matriz de Intensidad												
Actividades	Agua			Aire		Fauna			Flora	Factor socioeconómico		Sumatoria
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea		Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad	
Desbroce del terreno			6					6		6	10	28
Movilización de desalojo			6	7	5						10	28
Excavación			7	8	6		7				10	38
Armado y encofrado				4			4				10	18
Hormigonado				3	2					3	10	15
Mampostería				2						3	10	12
Generación de desechos sólidos			6				3	3	3			18
Generación de aguas residuales	5		3		3		3	3	3			17
<b>Total de valor de la Matriz Intensidad</b>	<b>177</b>											

Fuente: Autores (2017)

- **Matriz de Extensión**

Los valores para la matriz de extensión son 10 para impactos ambientales locales, 1 para impactos ambientales puntuales, y 0 si se considera que no afecte el ambiente.

Tabla XXLIX Matriz de Extensión

Matriz #2 : Matriz de Extensión												
Actividades	Agua			Aire		Fauna			Flora	Factor socioeconómico		Sumatoria
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea		Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad	
Desbroce del terreno			1				1		1		5	8
Movilización de desalojo	5		5	5	5						5	30
Excavación	1		5	5	5		1		1		5	23
Armado y encofrado	1			1			1				5	8
Hormigonado	1		1	1			1		1		5	10
Mampostería				1							5	6
Generación de desechos sólidos			5		1		1	1	1			9
Generación de aguas residuales	5		5		1		1	1	1			13
<b>Total de valor de la Matriz de Extensión</b>	<b>107</b>											

Fuente: Autores (2017)

- **Matriz de Duración**

Para la matriz de Duración es 10 para impactos ambientales mayores a 10 años, 5 para impactos ambientales de 5 – 10 años. 1 para impactos ambientales menores de 5 años, y 0 para impactos imperceptibles.

**Tabla L** Matriz de Duración.

Matriz #3 :Matriz de Duración												
Actividades	Agua			Aire			Fauna			Factor socioeconómico		Sumatoria
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acústica	Terrestre	Aérea	Flora	Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad	
Desbroce del terreno			1					1		1		3
Movilización de desalojo	1		1	1	1							4
Excavación	1		1	1			1					4
Armado y encofrado	1			1			1					3
Hormigonado	1			1					1			3
Mampostería				1								1
Generación de desechos sólidos			1		1		1	1	1			5
Generación de aguas residuales	1		1		1		1		1			5
<b>Total de valor de la Matriz de Duración</b>	<b>28</b>											

**Fuente:** Autores (2017)

- **Matriz de Bondad de Impacto o Signo**

La matriz de signo no está destinado a un valor numérico sino con signos, donde el signo (-) son impactos ambientales negativos y (+) para impactos ambientales positivos.

**Tabla LI Matriz de Bondad o Signo.**

Matriz #4 :Matriz de Bondad o Signo											
Actividades	Agua			Aire			Fauna			Factor socioeconómico	
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea	Flora	Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad
Desbroce del terreno			-				-		-	+	
Movilización de desalojo			-	-	-		-			+	
Excavación			-	-	-		-			+	
Armado y encofrado	-			-			-			+	
Hormigonado	-			-			-			+	
Mampostería				-			-			+	
Generación de desechos sólidos			-	-		-	-	-	-		
Generación de aguas residuales	-		-	-		-	-	-	-		

Fuente: Autores (2017)

• **Matriz de Magnitud**

Los valores para la matriz de magnitud están dados por las matrices de Intensidad, Duración Y Extensión. Para la matriz de intensidad es de 0.66, para la matriz de extensión 0.24 y para la matriz duración de 0.1; valor de la matriz magnitud estará dado como:

$$M = \pm (Intensidad * Fint.) + (Extensión * Fext.) + (Duración * Fdur.)$$

**Tabla LII Matriz de Magnitud de Impacto.**

Matriz #5 :Matriz de Magnitud de Impacto												
Actividades	Agua			Aire			Fauna			Factor socioeconómico		Sumatoria
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea	Flora	Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad	
Desbroce del terreno	0,0	0,0	-4,3	0,0	0,0	0,0	-4,3	0,0	-4,3	7,8	0,0	-5,1
Movilización de desalojo	0,0	0,0	-5,3	-5,9	-4,6	0,0	-1,2	0,0	0,0	7,8	0,0	-9,2
Excavación	0,0	0,0	-5,9	-6,6	-5,2	0,0	-5,0	0,0	0,0	7,8	0,0	-15
Armado y encofrado	-0,3	0,0	0,0	-3,0	0,0	0,0	-3,0	0,0	0,0	7,8	0,0	1,5
Hormigonado	-0,3	0,0	0,0	-2,3	0,0	0,0	0,0	0,0	-2,3	7,8	0,0	2,82
Mampostería	0,0	0,0	0,0	-1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,8	0,0	6,14
Generación de desechos sólidos	0,0	0,0	-5,3	0,0	-2,3	0,0	-2,3	-2,3	-2,3	0,0	0,0	-15
Generación de aguas residuales	-4,6	0,0	-3,3	0,0	-2,3	0,0	-2,3	0,0	-2,3	0,0	0,0	-15
<b>Total de valor de la Matriz de Impacto</b>												<b>-48</b>

Fuente: Autores (2017)

- Matriz de Reversibilidad**

Los valores para la matriz de Reversibilidad, siendo 10 impactos irreversibles, 8 reversibles a largo plazo, 5 parcialmente reversibles y 1 altamente reversibles.

**Tabla LIII** Matriz de Reversibilidad.

Actividades	Matriz #6 :Matriz de Reversibilidad										Sumatoria	
	Agua			Aire		Fauna			Factor socioeconómico			
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea	Flora	Generación de Empleo		Beneficio de la comunidad
Desbroce del terreno			1				5		5			11
Movilización de desalojo	5		1	1	1							8
Excavación	5		1	1			5					12
Armado y encofrado	1			1			1					3
Hormigonado	1			1					1			3
Mampostería				1								1
Generación de desechos sólidos			5		5		10	10	8			38
Generación de aguas residuales	10		5		10		5		5			35
<b>Total de valor Matriz de Reversibilidad</b>	<b>111</b>											

Fuente: Autores (2017)

- Matriz de Riesgo**

Los valores varían dependiendo de la probabilidad de que ocurra impacto ambiental, siendo 10 impactos de alta probabilidad de ocurrencia, 5 probabilidad media y 1 probabilidad baja.



Tabla LIV Matriz de Riesgo.

Matriz #7 :Matriz de Riesgo												
Actividades	Agua		Recurso Suelo	Aire		Fauna			Flora	Factor socioeconómico		Sumatoria
	Superficial	Subterránea		Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea		Generación de Empleo	Beneficio de la comunit	
Desbroce del terreno			1				1		1			3
Movilización de desalojo			1	5			1					7
Excavación			5	5	5		1					16
Armado y encofrado	1			1			1					3
Hormigonado	10		5	5			5		5			30
Mampostería				1								1
Generación de desechos sólidos			10		1		5	5	5			26
Generación de aguas residuales	10		10			10	5		10			45
<b>Total de valor de la Matriz de Riesgo</b>	<b>131</b>											

Fuente: Autores (2017)

- Matriz de Impacto Ambiental (V.I.A.)**

Los valores numéricos para V.I.A. están dados por las matrices de magnitud, reversibilidad y riesgo, cada uno x su factor, el factor de matriz de magnitud es de 0.26, para la matriz de riesgo 0.42 y para la matriz de reversibilidad de 0.32: estará dado como:

$$V.I.A. = (Reversibilidad^{\wedge}Frev.) * (Riesgo^{\wedge}Friesgo) * |M|^{\wedge}Fmag.$$

Tabla LV Matriz de Impacto Ambiental.

Matriz #8: Matriz de Impacto Ambiental (V.I.A.)												
Actividades	Agua		Recurso Suelo	Aire		Fauna			Flora	Factor socioeconómico		Sumatoria
	Superficial	Subterránea		Ruido	Gases	Acuática	Terrestre	Aérea		Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad	
Desbroce del terreno	0	0	1,46	0	0	0	2,45	0	2,45	0	0	6,35
Movilización de desalojo	0	0	1,54	3,12	0	0	0	0	0	0	0	4,66
Excavación	0	0	3,12	3,21	0	0	2,54	0	0	0	0	8,87
Armado y encofrado	0,76	0	0	1,33	0	0	1,33	0	0	0	0	3,41
Hormigonado	1,99	0	0	2,45	0	0	0	0	2,45	0	0	6,88
Mampostería	0	0	0	1,14	0	0	0	0	0	0	0	1,14
Generación de desechos sólidos	0	0	6,78	0	2,08	0	5,11	5,11	4,76	0	0	23,8
Generación de aguas residuales	8,17	0	6	0	0	0	4,1	0	5,48	0	0	23,7
<b>Total de valor de la Matriz V.I.A.</b>	<b>78,9</b>											

Fuente: Autores (2017)

- **Rango de significancia de la matriz de Impacto Ambiental (V.I.A.)**

Indica el impacto que tendrá las actividades en cada uno de los componentes ambientales, su valor varía de 0 – 10, siendo 0 Neutro, 1-4 Bajo, 4-7 Medio y de 7-10 Alto.

**Tabla LVI** Matriz de Valoración de Impacto Ambiental - Cualitativo.

Matriz #9: Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (V.I.A.) - Cualitativo													
Actividades	Agua			Aire			Fauna			Factor socioeconómico		Subtotales por Actividad	Promedio por Actividad
	Superficial	Subterránea	Recurso Suelo	Ruido	Gases	Acústica	Terrestre	Aérea	Flora	Generación de Empleo	Beneficio de la comunidad		
Desbroce del terreno	N	N	M	M	N	N	N	B	N	B	N	0,58	N
Movilización de desalojo	N	N	M	M	M	N	N	M	N	B	N	0,42	N
Excavación	B	N	N	B	M	M	N	B	N	B	N	0,81	N
Armado y encofrado	M	N	M	M	B	N	N	M	N	B	N	0,31	N
Hormigonado	N	N	M	B	M	N	N	N	N	B	N	0,63	N
Mampostería	N	N	N	N	B	N	N	M	N	B	N	0,1	N
Generación de desechos sólidos	M	N	M	N	N	M	N	M	M	N	N	2,17	B
Generación de aguas residuales	M	N	M	N	N	N	M	M	N	N	N	2,16	B
<b>Promedio por recursos</b>	<b>1,36</b>	<b>0</b>	<b>2,36</b>	<b>1,41</b>	<b>0,26</b>	<b>0</b>	<b>1,94</b>	<b>0,64</b>	<b>1,89</b>	<b>0</b>	<b>0</b>		
<b>Cualitativo por recurso</b>	<b>B</b>	<b>N</b>	<b>B</b>	<b>B</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>B</b>	<b>N</b>	<b>B</b>	<b>N</b>	<b>N</b>		

Fuente: Autores (2017)

## 7.6 Plan de Mitigación de Impacto Ambiental

Para la fase de construcción se deben seguir las normas tanto de seguridad industrial y ambiental exigiendo los parámetros mencionados. Estas normas tienen como fin la seguridad de las personas que trabajan en la construcción premeditando desgracia brindado seguridad y protección al personal y control del medio ambiente, es necesario aplicar lo siguiente en la etapa de

construcción. Como seguridad industrial:

### **I. Encargado de la obra**

- Hacer uso de casco, chaleco, y botas para protección.
- Utilización de mascarillas.
- Empleo de guantes y orejeras.

### **II. Obreros**

- Todo el personal hacer uso del equipo de protección.
- Los trabajadores que se encuentren realizando trabajos a alturas superiores a 3 metros deben usar arnés para evitar caídas.
- Colocación de guantes para corte de hierro, armado de encofrados, soldadura, etc.
- Uso frecuente de mascarilla por el polvo de los distintos materiales que se usan en construcción.

### **III. Área Perimetral de la Obra**

Cercar el área de trabajo evitar el paso de personal no autorizado, usar conos y cintas de seguridad para las personas que transiten por el área, hacer uso de letreros de prevención y anuncios de las

áreas de peligro y seguros.

Respeto a los impactos al ambiente de las actividades a realizar, como medida de mitigación se plantea lo siguiente:

#### **I. Actividad de desbroce**

- Despejar cualquier tipo de fauna presente en el lugar.
- Reubicar la flora principal presente en el terreno.

#### **II. Movilización de desalojo**

- Tener las toldas para cubrir todo material que se transporte para evitar esparcimiento del mismo.
- Mantener los transportes en óptimas condiciones para evitar demasiado humo por la quema de la carburación.
- Brindar mantenimiento periódico del transporte.

#### **III. Excavación**

- Humedecer el terreno ante cualquier trabajo en tierra para evitar el levantamiento del polvo.
- Se exigirá que el personal de las maquinarias esté capacitado y mantengan los documentos en regla para el manejo de estas máquinas, así mismo estén las máquinas en óptimas condiciones para realizar los trabajos.

- Mantenimiento periódico de los equipos y maquinarias.

#### **IV. Actividad de armado y encofrado**

- Emplear encofrado metálico para ser reutilizado, la madera produce demasiado residuo y desalojo.
- En el caso de uso de madera procurar estimar el uso de reutilización del material para poder comprar el material de mejor calidad.

#### **V. Hormigonado**

- Chequeo y mantenimiento de las maquinas.
- Se establecerán zonas definidas para el lavado de las concreteiras.
- No verter aguas sucias en el premezclado del hormigón para un mejor resultado.
- Hidratar las áreas donde será vertido el hormigón para mejor desmolde y mejor desempeño.

#### **VI. Mampostería**

- Realizar las actividades de reutilización de los residuos generados por los trabajos de mampostería.

#### **VII. Generación de desechos sólidos**

- Para evitar cualquier tipo de contaminación al suelo, se deben disponer de los residuos producidos.
- Incentivar programas de reutilización de material para evitar muchos desperdicios sólidos.

### **VIII. Generación de Aguas Residuales**

- No verter aguas negras en nuestro premezclado de hormigón y evitar charcos de agua en la construcción por la presencia de insectos y provocar inseguridad al personal en salud.
- Tener contenedores donde sean destinados para recolectar los residuos.
- Adquisición de baños químicos.

Una actividad de mitigación será de brindar charlas donde haga conciencia el personal por el uso del equipo de protección y capacitarlos en los procesos constructivos para tener un mejor desempeño en la obra.

# **CAPÍTULO VIII**

## **PRESUPUESTO REFERENCIAL**

## 8.1 Presupuesto del edificio en hormigón armado

Tabla LVII Presupuesto edificio de hormigón armado,

DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
<b>1.- PRELIMINARES</b>				
1.1 ESTUDIO DE SUELO	U	1	\$ 1.500,00	\$ 1.500,00
1.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PLANIMÉTRICO	M2	1200	\$ 2,30	\$ 2.765,70
1.3 RE PLANTEO	M2	300,00	\$ 0,68	\$ 203,67
1.4 EXCAVACIÓN CON DESALOJO	M3	60,00	\$ 10,48	\$ 628,92
			<b>TOTAL</b>	<b>\$5.098,29</b>
<b>2.- ESTRUCTURAS</b>				
2.1 RE PLANTILLO HORM. SIMPLE F'c=140 kg/cm <sup>2</sup> (e=0,07)	M2	47,04	\$ 7,52	\$ 353,60
2.2 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA ESCALERAS	M3	14,20	\$ 663,66	\$ 9.423,99
2.3 HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM <sup>2</sup> PARA PILARETES	M3	48,00	\$ 397,31	\$ 19.070,88
2.4 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA CIMENTACIÓN	M3	180,00	\$ 400,32	\$ 72.057,04
2.5 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA PILARES	M3	93,60	\$ 627,86	\$ 58.768,01
2.6 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA RIOSTRAS	M3	48,00	\$ 490,31	\$ 23.534,72
2.7 HORMIGÓN ARMADO 240 KG/CM <sup>2</sup> PARA LOSA Y VIGAS	M3	328,65	\$ 663,85	\$ 218.175,58
2.8 HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM <sup>2</sup> PARA VIGUETAS	M3	24,00	\$ 377,82	\$ 9.067,75
2.9 ACERO DE REFUERZO	KG	56225,00	\$ 2,63	\$ 147.646,85
			<b>TOTAL</b>	<b>\$558.098,42</b>
<b>3.- PAREDES</b>				
3.1 PARED DE BLOQUES DE CONCRETO	M2	3620,00	\$ 12,00	\$ 43.440,65
			<b>TOTAL</b>	<b>\$43.440,65</b>
<b>4.- ALBAÑILERIA</b>				
4.1 MESÓN DE COCINA INCL. PATAS LOSA Y ENLUCIDO	ML	46,00	\$ 48,75	\$ 2.242,60
4.2 ENLUCIDO EXTERIOR	M2	1065,50	\$ 8,63	\$ 9.195,27
4.3 ENLUCIDO INTERIOR	M2	6080,00	\$ 8,08	\$ 49.126,40
4.4 ENLUCIDO DE FILOS	ML	1150,00	\$ 4,41	\$ 5.073,23
4.5 CUADRADA DE BOQUETES	ML	580,00	\$ 4,41	\$ 2.558,67
			<b>TOTAL</b>	<b>\$68.196,16</b>
<b>5.- CONTRAPISO</b>				
5.1 CONTRAPISO DE H. S. e = 8 CM	M2	295,00	\$ 12,30	\$ 3.629,18
			<b>TOTAL</b>	<b>\$3.629,18</b>
			<b>TOTAL PRES.</b>	<b>\$1.236.561,14</b>

Fuente: Autores (2017)

Costo de la edificación nos basamos más al precio en la parte estructural que es lo primordial de nuestro proyecto ya que en



acabados y honorarios se tendría lo mismo, este precio será referencial para nuestras dos alternativas de aisladores debido que sería el costo de las cantidades de aisladores basales que usemos para nuestro diseño.

## **8.2 Edificio de Hormigón armado con aislador sísmico de base con núcleo de plomo.**

**Tabla LVIII** Presupuesto con el aislador sísmico de base con núcleo de plomo.

DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
<b>1.- PRELIMINARES</b>				
1.1 ESTUDIO DE SUELO	U	1	\$ 1.500,00	\$ 1.500,00
1.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PLANIMÉTRICO	M2	1200	\$ 2,30	\$ 2.765,70
1.3 REPLANTEO	M2	300,00	\$ 0,68	\$ 203,67
1.4 EXCAVACIÓN CON DESALOJO	M3	60,00	\$ 10,48	\$ 628,92
			<b>TOTAL</b>	<b>\$5.098,29</b>
<b>2.- ESTRUCTURAS</b>				
2.1 REPLANTILLO HORM. SIMPLE F <sub>c</sub> =140 kg/cm <sup>2</sup> (e=0,07)	M2	47,04	\$ 7,52	\$ 353,60
2.2 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA ESCALERAS	M3	14,20	\$ 663,66	\$ 9.423,99
2.3 HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM <sup>2</sup> PARA PILARETES	M3	56,00	\$ 397,31	\$ 22.249,36
2.4 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA CIMENTACIÓN	M3	180,00	\$ 400,32	\$ 72.057,04
2.5 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA PILARES	M3	93,60	\$ 627,86	\$ 58.768,01
2.6 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM <sup>2</sup> PARA RIOSTRAS	M3	48,00	\$ 490,31	\$ 23.534,72
2.7 HORMIGÓN ARMADO 240 KG/CM <sup>2</sup> PARA LOSA Y VIGAS	M3	328,65	\$ 663,85	\$ 218.175,58
2.8 HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM <sup>2</sup> PARA VIGUETAS	M3	24,00	\$ 377,82	\$ 9.067,75
2.9 ACERO DE REFUERZO	KG	56225,00	\$ 2,63	\$ 147.646,85
2.10 AISLADOR SISMICO DE BASE CON NUCLEO DE PLOMO (IMPORTADO)	U	20,00	\$ 9.786,56	\$ 195.731,20
			<b>TOTAL</b>	<b>\$757.008,10</b>
<b>3.- PAREDES</b>				
3.1 PARED DE BLOQUES DE CONCRETO	M2	3620,00	\$ 12,00	\$ 43.440,65
			<b>TOTAL</b>	<b>\$43.440,65</b>
<b>4.- ALBAÑILERIA</b>				
4.1 MESÓN DE COCINA INCL. PATAS LOSA Y ENLUCIDO	ML	46,00	\$ 48,75	\$ 2.242,60
4.2 ENLUCIDO EXTERIOR	M2	1065,50	\$ 8,63	\$ 9.195,27
4.3 ENLUCIDO INTERIOR	M2	6080,00	\$ 8,08	\$ 49.126,40
4.4 ENLUCIDO DE FILOS	ML	1150,00	\$ 4,41	\$ 5.073,23
4.5 CUADRADA DE BOQUETES	ML	580,00	\$ 4,41	\$ 2.558,67
			<b>TOTAL</b>	<b>\$68.196,16</b>
<b>5.- CONTRAPISO</b>				
5.1 CONTRAPISO DE H. S. e = 8 CM	M2	295,00	\$ 12,30	\$ 3.629,18
			<b>TOTAL</b>	<b>\$3.629,18</b>
			<b>TOTAL PRES.</b>	<b>\$1.634.380,50</b>

Fuente: Autores (2017)

El costo del aislador sísmico de base con núcleo de plomo tiene un costo elevado por sus características y por ser un producto importado.

### 8.3 Edificio de Hormigón armado con aislador sísmico de base elastoméricos.

Tabla LIX Presupuesto con el aislador sísmico de base elastoméricos.

DESCRIPCION	UN.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
<b>1.- PRELIMINARES</b>				
1.1 ESTUDIO DE SUELO	U	1	\$ 1.500,00	\$ 1.500,00
1.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PLANIMÉTRICO	M2	1200	\$ 2,30	\$ 2.765,70
1.3 REPLANTEO	M2	300,00	\$ 0,68	\$ 203,67
1.4 EXCAVACIÓN CON DESALOJO	M3	60,00	\$ 10,48	\$ 628,92
			<b>TOTAL</b>	<b>\$5.098,29</b>
<b>2.- ESTRUCTURAS</b>				
2.1 REPLANTILLO HORM. SIMPLE F'c=140 kg/cm2 (e=0,07)	M2	47,04	\$ 7,52	\$ 353,60
2.2 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PARA ESCALERAS	M3	14,20	\$ 663,66	\$ 9.423,99
2.3 HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM2 PARA PILARETES	M3	48,00	\$ 397,31	\$ 19.070,88
2.4 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PARA CIMENTACION	M3	180,00	\$ 400,32	\$ 72.057,04
2.5 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PARA PILARES	M3	93,60	\$ 627,86	\$ 58.768,01
2.6 HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PARA RIOSTRAS	M3	48,00	\$ 490,31	\$ 23.534,72
2.7 HORMIGÓN ARMADO 240 KG/CM2 PARA LOSA Y VIGAS	M3	328,65	\$ 663,85	\$ 218.175,58
2.8 HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM2 PARA VIGUETAS	M3	24,00	\$ 377,82	\$ 9.067,75
2.9 ACERO DE REFUERZO	KG	56225,00	\$ 2,63	\$ 147.646,85
2.10 AISLADOR SÍSMICO DE BASE ELASTOMÉRICO (IMPORTADO)	U	20,00	\$ 5.346,10	\$ 106.922,00
			<b>TOTAL</b>	<b>\$665.020,42</b>
<b>3.- PAREDES</b>				
3.1 PARED DE BLOQUES DE CONCRETO	M2	3620,00	\$ 12,00	\$ 43.440,65
			<b>TOTAL</b>	<b>\$43.440,65</b>
<b>4.- ALBAÑILERIA</b>				
4.1 MESÓN DE COCINA INCL. PATAS LOSA Y ENLUCIDO	ML	46,00	\$ 48,75	\$ 2.242,60
4.2 ENLUCIDO EXTERIOR	M2	1065,50	\$ 8,63	\$ 9.195,27
4.3 ENLUCIDO INTERIOR	M2	6080,00	\$ 8,08	\$ 49.126,40
4.4 ENLUCIDO DE FILOS	ML	1150,00	\$ 4,41	\$ 5.073,23
4.5 CUADRADA DE BOQUETES	ML	580,00	\$ 4,41	\$ 2.558,67
			<b>TOTAL</b>	<b>\$68.196,16</b>
<b>5.- CONTRAPISO</b>				
5.1 CONTRAPISO DE H. S. e = 8 CM	M2	295,00	\$ 12,30	\$ 3.629,18
			<b>TOTAL</b>	<b>\$3.629,18</b>
			<b>TOTAL PRES.</b>	<b>\$1.450.405,14</b>

Fuente: Autores (2017)

El presupuesto con aislador sísmico con base elastoméricos es de menor costo por ser un material menos rígido y amortiguación, pero está dentro de las características del diseño considerado en las normas.

Tabla LX Tabla comparativa de costos.

ALTERNATIVA	PRECIO TOTAL	PRECIO X M2	VARIACIÓN DE PRECIO
Edificio PCRM	<b>\$1.236.561,14</b>	\$686,98	BASE
Edificio con aislador sismico de base con núcleo de plomo	<b>\$1.634.380,50</b>	\$907,99	32,17%
Edificio con aislador sismico de base elastoamérico	<b>\$1.450.405,14</b>	\$805,78	13,08%

**Fuente:** Autores (2017)

Finalmente, se realizó una comparación entre la inversión neta de la obra con aisladores sísmicos y el precio sin aisladores, como se aprecia se tiene un valor agregado del costo por los aisladores y siempre serán más costoso, pero depende de las características del aislador sísmico que usemos para nuestro diseño que dependerá el elevado costo.

#### **8.4 Determinación de la solución en base al criterio técnico – económico.**

##### **8.4.1 Aislador sísmico de base con núcleo de plomo.**

De acuerdo a sus características:

**Ventajas:**

- Está compuesto de una mixtura especial de caucho y placas de acero que permiten otorgar una amortiguación del 20% hasta un 30% y mantiene una rigidez inicial, según el criterio del diseñador.
- Rigidiza la estructura lateral para cargas de servicio y eventuales como el viento.
- Aumenta el amortiguamiento del aislador a través de la fluencia bajo deformación lateral del núcleo de plomo.

**Desventajas:**

- Los edificios de grandes envergaduras, no tiene grandes beneficios con los amortiguadores, ya que se benefician aquellas edificaciones de menores dimensiones.
- Hacer pedidos con anticipación por el motivo de fabricación e importación.

Desde el punto de vista constructivo:

**Ventajas:**

- Capacidad de la estructura de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales. provee un adecuado nivel de disipación de energía, de modo de controlar los

desplazamientos que de otra forma pudieran dañar otros elementos estructurales.

- Provee la flexibilidad horizontal suficiente para alcanzar el periodo natural de la estructura aislada.

**Desventajas:**

- Se necesita mano de obra calificada para realizar una correcta conexión de los pernos y teniendo una buena nivelación para su efectivo proceso constructivo.

Desde el punto de vista económico, de acuerdo al presupuesto referencial calculado es muy alto, debido que es un aislador de mayor rigidez y amortización, por ende, un aislador basal de mayores características será más costoso.

#### **8.4.2 Aislador sísmico de base elastoméricos**

De acuerdo a sus características:

**Ventajas:**

- Está compuesto de una mixtura especial de caucho y placas de acero que permiten otorgar una amortiguación del 10% hasta un 15%, según el criterio del diseñador.

**Desventajas:**

- Elementos estructurales no muy grandes en edificaciones de alturas menores a 10 niveles.
- Se necesita mano de obra calificada para realizar una correcta conexión de los pernos y teniendo una buena nivelación para su efectivo proceso constructivo.

Desde el punto de vista constructivo:

**Ventajas:**

- Las condiciones y posición de los apoyos deben revisarse en intervalos regulares. bajo petición, dichas inspecciones pueden llevarse a cabo por parte de especialista, informando de los resultados en una memoria detallada.

**Desventajas:**

- Se debe realizar la respectiva instalación de estos aisladores basales con supervisión técnica.

Desde el punto de vista económico, a comparación del aislador con base de núcleo es mucho más económico por sus características no se pueden usar en edificaciones superiores a

10 niveles.

## **CAPÍTULO IX**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**



## Conclusiones

- Partiendo de la recopilación de datos estadísticos existentes, se observó el crecimiento poblacional proyectado para cada año, personas que migran de otras ciudades al cabildo porteño por un mejor vivir, por esta razón se empleó el proyecto del cual ayudaría a personas de bajo recursos, por problemas de reubicación, personas que se quedan sin hogar por daños naturales como deslaves, inundación, incendios.
- Se desarrolló el plano arquitectónico de un edificio que constaba con 4 pisos en total y una altura de 16 m, cada piso con su respectiva distribución de cuartos y espacios.
- El terreno el cual realizamos el respectivo análisis, tiene toda la característica propicia para dicho propósito en la parte lateral el terminal de Durán para el propósito de las personas que son de otras ciudades y que el terreno se encuentra nivelado y compactado
- El análisis para el diseño de cada uno de los elementos

estructurales se lo elaboró respetando las normas y condiciones que nos exige la NEC 2011 y los requisitos de resistencia sísmica, se realizó un diseño económico haciendo que la estructura incurriera en el rango inelástico cuando esté sometida a movimientos laterales producidos por sismos, esto se logró por medio del cumplimiento de disposiciones tales como control de derivas admisibles, criterio de columna fuerte viga débil y dándole la adecuada ductilidad a los elementos para que la estructura no colapse.

- La ductilidad adecuada en el edificio de hormigón armado se logró con la colocación de los estribos a espaciamientos máximos establecidos en la norma NEC 2011.
- Se realizó el análisis de precios unitarios para cada rubro necesario, con el fin de obtener el presupuesto referencial de la construcción de cada una de las alternativas propuestas, dando así los siguientes precios.
- Estructura de hormigón armado Monto: \$ 1236.561,14
- Estructura de hormigón armado con disipador sísmico de base con núcleo de plomo Monto: \$ 1634.380,50
- Estructura de hormigón armado con disipador sísmico de base elastoméricos Monto: \$1450.405,14.
- A partir del análisis realizado en este proyecto, se concluye que la

construcción del edificio de hormigón armado con dissipador sísmico de base elastoméricos es el más favorable en costo mientras que el de base con núcleo de plomo son de mayores características en rigidez y amortización del cual nos brinda un mejor desempeño en la edificación; los dos disipadores tiene el mismo propósito de disipar energía tienen una diferencia en su costo, para esto trabajos es recomendable tener mano de obra calificada y realizar un diseño idóneo para saber que aislador usar.

#### **Recomendaciones.**

- Respetar los requisitos y condiciones establecidos en las normas, con el fin de obtener una estructura más económica que cumpla con los estándares de seguridad esperados.
- Buscar materiales que sean óptimos a las necesidades empleadas en la edificación para los aisladores sísmicos nos ayudaría a saber que aislador usar y mejor costo.
- Es recomendable realizar de 2 a 3 tomas de muestras de nuestro terreno, con la ayuda de los estudios de suelos que nos facilitaron pudimos realizar un diseño más real del terreno y para la construcción del edificio.
- Modelar correctamente las estructuras en el programa SAP 2000

teniendo en cuenta las unidades con las que se trabajara y el ingreso de datos, para así obtener correctamente los esfuerzos internos, reacciones y derivas admisibles, así mismo saber las especificaciones de nuestros aisladores a diseñar para tener un mejor análisis de resultados.

# **ANEXOS**

<b>ITEM : 1.2</b>
<b>RUBRO : LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>ESPEC:</b>

<b>A.- MATERIALES</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO.UNIT</b>	<b>SUBTOTAL</b>
CUARTONES	U	0,02	1,70	0,03
CLAVOS	LB	0,05	1,20	0,06
PIOLAS	LB	0,01	1,15	0,01
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,10</b>

<b>B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>	<b>HORAS-EQUIPO</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
EQUIPO TOPOGRAFICO	1,00	1,25	1,25
			-----
<b>TOTAL</b>			<b>1,25</b>

<b>C.- MANO DE OBRA</b>	<b>CATEG</b>	<b>HORAS-HOMBRE</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
TOPOGRAFO	IV	0,16	4,50	0,72
PEON	I	0,10	2,35	0,24
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,96</b>

<b>D.- TRANSPORTE</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PREC.TRASP</b>	<b>SUBTOTAL</b>
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,00</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	2,30
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	0,00
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>2,30</b>

**OBSERVAC:RENDIMIENTO = 100 m2/h**

<b>ITEM : 1.3</b>
<b>RUBRO : REPLANTEO</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>ESPEC:</b>

<b>A.- MATERIALES</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO.UNIT</b>	<b>SUBTOTAL</b>
TIRAS	U	0,04	1,00	0,04
CUARTONES	U	0,07	1,70	0,11
CLAVOS	LB	0,05	1,20	0,06
PIOLAS	LB	0,01	1,15	0,01
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,21</b>

<b>B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>		<b>HORA S-EQUIPO</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
HERRAMIENTA MENOR		2,00	0,05	0,10
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,10</b>

<b>C.- MANO DE OBRA</b>	<b>CATEG</b>	<b>HORAS-HOMBRE</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
MAESTRO DE OBRA	IV	0,11	2,35	0,26
PEON	I	0,05	2,35	0,11
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,36</b>

<b>D.- TRANSPORTE</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PREC.TRASP</b>	<b>SUBTOTAL</b>
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,00</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	0,68
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	0,00
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>0,68</b>

**OBSERVAC: RENDIMIENTO = 36 m2/h**

<b>ITEM : 1.4</b>
<b>RUBRO : EXCAVACIÓN MANUAL CON DESALOJO</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
				-----
			<b>TOTAL</b>	<b>0,00</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR		2,30	0,04	0,09
				-----
			<b>TOTAL</b>	<b>0,09</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,40	2,35	0,94
PEON	I	2,00	2,35	4,70
				-----
			<b>TOTAL</b>	<b>5,64</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
ACARREO MATERIAL	M3	1,00	1,00	1,00
ALQUILER DE GALLINETA	U	1,00	2,50	2,50
VOLQUETA	M3	1,00	1,25	1,25
				-----
			<b>TOTAL</b>	<b>4,75</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>5,73</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>10,48</b>

**OBSERVAC:RENDIMIENTO = 0.83 M3/h**



<b>ITEM : 2.1</b>
<b>RUBRO : REPLANTILLO HORM. SIMPLE F'c=140 kg/cm2 (e=0,07)</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>ESPEC: HORMIGÓN SIMPLE</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,13	7,75	0,97
ARENA	M3	0,03	13,00	0,43
PIEDRA # 4	M3	0,05	15,00	0,72
AGUA	M3	0,01	1,08	0,01
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>2,13</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR		0,31	0,04	0,01
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,01</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OFICIAL	I	1,50	2,35	3,53
ALBAÑIL	III	0,50	2,35	1,18
MAESTRO DE OBRA	IV	0,19	2,35	0,45
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>5,15</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,18	0,23	0,04
ARENA	M3	0,03	2,00	0,07
PIEDRA # 4	M3	0,05	2,50	0,12
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,23</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>7,52</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>7,52</b>

<b>OBSERVAC: 2.00 M2 / HORA</b>
---------------------------------

<b>ITEM : 2.2</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM2 PARA ESCALERAS Y VIGAS</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A. MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
PIEDRA #4	M3	0,90	15,00	13,50
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
AGUA	GI	71,00	0,04	2,84
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	5,00	2,25	11,25
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	4,00	1,70	6,80
CANA ROLLIZA	U	3,49	1,80	6,28
CLAVOS 2-1/2"	LB	6,00	1,20	7,20
DIESEL	Gln	1,00	1,03	1,03
HIERRO ESTRUCTURAL	KG	175,00	2,10	367,50
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>517,20</b>

B. MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
CONCRETERA UN SACO		4,00	3,13	12,52
MBRADOR		4,00	2,50	10,00
GASOLINA EXTRA		4,00	1,40	5,60
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>28,12</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ALBAÑIL	III	4,00	2,35	9,40
CARPINTERO	III	8,00	2,35	18,80
OFICIAL	I	36,00	2,35	84,60
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>112,80</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
PIEDRA #4	M3	1,45	0,56	0,81
AGUA	GI	71,00	0,0032	0,23
HIERRO ESTRUCTURAL	KG	125,00	0,036	4,50
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>5,54</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>663,66</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>663,66</b>

**OBSERVAC: RENDIMIENTO = 0,250 M3/HORA**

<b>ITEM : 2.3</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM2 PILARETES</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	75,00	2,10	157,50
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	7,57	1,06	8,02
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	6,25	2,25	14,06
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	3,13	1,00	3,13
CLAVOS 2-1/2"	LB	5,47	1,20	6,56
DIESEL	Gln	1,50	1,03	1,55
<b>TOTAL</b>				<b>305,36</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	31,00	0,04	1,24
<b>TOTAL</b>			<b>1,24</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBAÑIL	III	5,00	2,35	11,75
PEON	I	20,00	2,35	47,00
FIERRERO	III	6,00	2,35	14,10
CARPINTERO	III	6,00	2,35	14,10
<b>TOTAL</b>				<b>87,19</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	75,00	0,04	2,70
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	7,57	0,07	0,51
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	3,13	0,10	0,31
<b>TOTAL</b>				<b>3,52</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>397,31</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>397,31</b>

**OBSERVAC:**

<b>ITEM : 2.4</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 CIMENTACIÓN</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	75,00	2,10	157,50
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	6,50	1,06	6,89
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	6,25	2,25	14,06
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	6,25	1,70	10,63
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	3,00	1,00	3,00
CLAVOS 2-1/2"	LB	4,40	1,20	5,28
DIESEL	Gln	1,50	1,03	1,55
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>313,44</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR		24,00	0,04	0,96
CONCRETERA UN SACO		1,50	3,13	4,70
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>5,66</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBANIL	III	1,00	2,35	2,35
PEON	I	20,00	2,35	47,00
FIERRERO	III	6,00	2,35	14,10
CARPINTERO	III	6,00	2,35	14,10
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>77,79</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	75,00	0,04	2,70
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	6,50	0,07	0,44
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	3,00	0,10	0,30
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>3,44</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>400,32</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>400,32</b>

**OBSERVAC:**

<b>ITEM : 2.5</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PILARES</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	175,00	2,10	367,50
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	1,50	1,06	1,59
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	9,58	2,25	21,56
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	4,55	1,80	8,19
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	1,68	1,00	1,68
CLAVOS 2-1/2"	LB	7,64	1,20	9,17
DIESEL	Gln	1,60	1,03	1,65
<b>TOTAL</b>				<b>525,87</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	30,00	0,04	1,20
CONCRETERA UN SACO	1,50	3,13	4,70
<b>TOTAL</b>			<b>5,90</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBAÑIL	III	4,00	2,35	9,40
PEON	I	18,00	2,35	42,30
FIERRERO	III	8,00	2,35	18,80
CARPINTERO	III	8,00	2,35	18,80
<b>TOTAL</b>				<b>89,54</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	175,00	0,04	6,30
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	1,50	0,07	0,10
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	1,64	0,10	0,16
<b>TOTAL</b>				<b>6,56</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>627,86</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>627,86</b>

OBSERVAC:

<b>ITEM : 2.6</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 RIOSTRAS</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

<b>A.- MATERIALES</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO.UNIT</b>	<b>SUBTOTAL</b>
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	110,00	2,10	231,00
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	12,10	1,06	12,83
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	9,58	2,25	21,56
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	2,98	1,70	5,07
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	2,68	1,00	2,68
CLAVOS 2-1/2"	LB	7,63	1,20	9,16
DIESEL	Gln	2,50	1,03	2,58
<b>TOTAL</b>				<b>399,40</b>

<b>B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>	<b>HORAS-EQUIPO</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
HERRAMIENTA MENOR	26,00	0,04	1,04
CONCRETERA UN SACO	1,50	3,13	4,70
<b>TOTAL</b>			<b>5,74</b>

<b>C.- MANO DE OBRA</b>	<b>CATEG</b>	<b>HORAS-HOMBRE</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBANIL	III	4,00	2,35	9,40
PEON	I	18,00	2,35	42,30
FIERRERO	III	6,00	2,35	14,10
CARPINTERO	III	6,00	2,35	14,10
<b>TOTAL</b>				<b>80,14</b>

<b>D.- TRANSPORTE</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PREC.TRASP</b>	<b>SUBTOTAL</b>
HIERRO CORRUGADO	KG	110,00	0,04	3,96
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	12,10	0,07	0,81
TIRAS DE ENCOFRADO DE 1"x3"x4M	U	2,68	0,10	0,27
<b>TOTAL</b>				<b>5,04</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>490,31</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>490,31</b>

**OBSERVAC:**

<b>ITEM : 2.7</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PARA LOSA Y VIGAS</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	175,00	2,10	367,50
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	19,90	1,06	21,09
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	8,00	2,25	18,00
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	6,00	1,70	10,20
CLAVOS 2-1/2"	LB	6,00	1,20	7,20
DIESEL	Gln	2,00	1,03	2,06
CAÑA ROLLIZA	U	2,80	1,80	5,04
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>545,63</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	33,00	0,04	1,32
CONCRETERA UN SACO	1,00	3,13	3,13
MBRADOR	1,00	2,50	2,50
			-----
<b>TOTAL</b>			<b>6,95</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBANIL	III	2,00	2,35	4,70
PEON	I	26,00	2,35	61,10
FIERRERO	III	8,00	2,35	18,80
CARPINTERO	III	8,00	2,35	18,80
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>103,64</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	175,00	0,04	6,30
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	19,90	0,07	1,34
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>7,64</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>663,85</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>663,85</b>

**OBSERVAC:**

<b>ITEM : 2.7</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 280 KG/CM2 PARA LOSA Y VIGAS</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	175,00	2,10	367,50
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	19,90	1,06	21,09
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	8,00	2,25	18,00
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	6,00	1,70	10,20
CLAVOS 2-1/2"	LB	6,00	1,20	7,20
DIESEL	Gln	2,00	1,03	2,06
CAÑA ROLLIZA	U	2,80	1,80	5,04
<b>TOTAL</b>				<b>545,63</b>

B. MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	33,00	0,04	1,32
CONCRETERA UN SACO	1,00	3,13	3,13
VIBRADOR	1,00	2,50	2,50
<b>TOTAL</b>			<b>6,95</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBAÑIL	III	2,00	2,35	4,70
PEON	I	26,00	2,35	61,10
FIERRERO	III	8,00	2,35	18,80
CARPINTERO	III	8,00	2,35	18,80
<b>TOTAL</b>				<b>103,64</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	175,00	0,04	6,30
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	19,90	0,07	1,34
<b>TOTAL</b>				<b>7,64</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>663,85</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>663,85</b>

**OBSERVAC:**



<b>ITEM : 2.8</b>
<b>RUBRO : HORMIGÓN ARMADO 210 KG/CM2 PARA VIGUETAS</b>
<b>UNIDAD : M3</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	12,00	7,75	93,00
ARENA	M3	0,60	13,00	7,80
PIEDRA # 4	M3	0,90	15,00	13,50
AGUA	M3	0,22	1,08	0,24
HIERRO CORRUGADO	KG	75,00	2,10	157,50
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	6,15	1,06	6,52
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	3,00	2,25	6,75
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4MT	U	4,00	1,70	6,80
CLAVOS 2-1/2"	LB	5,47	1,20	6,56
DIESEL	Gln	1,00	1,03	1,03
<b>TOTAL</b>				<b>299,70</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	9,00	0,04	0,36
CONCRETERA UN SACO	0,80	3,13	2,50
<b>TOTAL</b>			<b>2,86</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
ALBAÑIL	III	2,00	2,35	4,70
PEON	I	16,00	2,35	37,60
FIERRERO	III	6,00	2,35	14,10
CARPINTERO	III	6,60	2,35	15,51
<b>TOTAL</b>				<b>72,15</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	75,00	0,04	2,70
ALAMBRE RECOCIDO# 18	KG	6,15	0,07	0,41
<b>TOTAL</b>				<b>3,11</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>377,82</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>377,82</b>

**OBSERVAC:**

<b>ITEM : 2.9</b>
<b>RUBRO : ACERA DE REFUERZO</b>
<b>UNIDAD : KG.</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	1	1,9	1,9
ALAMBRE # 18	KG	0,05	1	0,05
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>1,95</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR		1	0,04	0,04
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,04</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MAESTRO DE OBRA	IV	0,05	2,35	0,12
FIERRERO	III	0,1	2,35	0,24
PEON	I	0,1	2,35	0,24
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,6</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
HIERRO CORRUGADO	KG	1,00	0,04	0,04
				-----
<b>TOTAL</b>				<b>0,04</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>2,63</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>2,63</b>

**OBSERVAC:**

<b>ITEM : 3.1</b>
<b>RUBRO : PARED DE BLOQUES DE CONCRETO</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>E SPEC: MORTERO 1:5</b>

<b>A.- MATERIALES</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO.UNIT</b>	<b>SUBTOTAL</b>
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,22	7,75	1,71
ARENA	M3	0,03	13,00	0,39
BLOQUE PESADO P9-E (9x19x39)	U	13,00	0,55	7,15
AGUA	M3	0,02	1,08	0,02
<b>TOTAL</b>				<b>9,27</b>

<b>B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>	<b>HORAS-EQUIPO</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
HERRAMIENTA MENOR	0,23	0,04	0,01
<b>TOTAL</b>			<b>0,01</b>

<b>C.- MANO DE OBRA</b>	<b>CATEG</b>	<b>HORAS-HOMBRE</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
ALBANIL	III	0,70	2,35	1,65
OFICIAL	I	0,35	2,35	0,82
MAESTRO DE OBRA	IV	0,10	2,35	0,24
<b>TOTAL</b>				<b>2,70</b>

<b>D.- TRANSPORTE</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PREC.TRASP</b>	<b>SUBTOTAL</b>
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,22	0,10	0,02
<b>TOTAL</b>				<b>0,02</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>12,00</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0%</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>12,00</b>

**OBSERVAC:** 1.56 M2 / hora

<b>ITEM : 4.1</b>
<b>RUBRO : ME SON DE COCINA (INCLUYE LOSA Y ENLUCIDO)</b>
<b>UNIDAD : ML</b>
<b>E SPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,70	7,75	5,43
PIEDRA # 4	M3	0,10	15,00	1,50
ARENA	M3	0,30	13,00	3,90
AGUA	M3	0,02	1,08	0,02
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4mt	U	1,00	2,25	2,25
CUARTON DE ENCOFRADO 2"x3"x4mt	U	1,50	1,70	2,55
CLAVOS 2"-4"	LB	0,05	1,20	0,06
HIERRO ESTRUCTURAL 8-10 mm	Qq	0,10	77,88	7,79
ALAMBRE RECOCIDO # 18	KG	0,10	1,06	0,11
BLOQUE PL9 ( 9x19x39 )	U	4,00	0,55	2,20
<b>TOTAL</b>				<b>25,80</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	40,00	0,04	1,60
<b>TOTAL</b>			<b>1,60</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ALBAÑIL	III	4,00	2,35	9,40
OFICIAL	I	4,00	2,35	9,40
MAESTRO DE OBRA	IV	1,00	2,35	2,35
<b>TOTAL</b>				<b>21,15</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,70	0,10	0,07
CLAVOS 2"-4"	KG	0,05	0,03	0,00
BLOQUE PL9 ( 9x19x39 )	U	4,00	0,03	0,13
<b>TOTAL</b>				<b>0,20</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>48,75</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0%</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>48,75</b>

**OBSERVAC:** 5.00 M3 / JORNADA

<b>ITEM : 4.2</b>
<b>RUBRO : ENLUCIDO EXTERIOR</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>E SPEC:</b>

<b>A.- MATERIALES</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO.UNIT</b>	<b>SUBTOTAL</b>
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	0,30	7,75	2,33
ARENA	M3	0,10	13,00	1,30
AGUA	GI	5,00	0,04	0,20
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	0,20	2,25	0,45
CUARTON	U	0,20	1,70	0,34
CAÑA ROLLIZA	U	0,05	1,80	0,09
CLAVOS	LB	0,10	1,20	0,12
SOGAS	U	0,15	0,20	0,03
<b>TOTAL</b>				<b>4,86</b>

<b>B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>	<b>HORAS-EQUIPO</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
HERRAMIENTA MENOR	1,15	0,04	0,05
<b>TOTAL</b>			<b>0,05</b>

<b>C.- MANO DE OBRA</b>	<b>CATEG</b>	<b>HORAS-HOMBRE</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
ALBANIL	III	1,10	2,35	2,59
OFICIAL	I	0,33	2,35	0,78
MAESTRO DE OBRA	IV	0,15	2,35	0,35
<b>TOTAL</b>				<b>3,71</b>

<b>D.- TRANSPORTE</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PREC.TRASP</b>	<b>SUBTOTAL</b>
AGUA	GI	5,00	0,00	0,02
<b>TOTAL</b>				<b>0,02</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>8,63</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0%</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>8,63</b>

**OBSERVAC: RENDIMIENTO = 0.80 M2/HORA**

<b>ITEM : 4.3</b>
<b>RUBRO : ENLUCIDO INTERIOR</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>E SPEC:</b>

<b>A.- MATERIALES</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO.UNIT</b>	<b>SUBTOTAL</b>
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	0,30	7,75	2,33
ARENA	M3	0,10	13,00	1,30
AGUA	Gl	5,00	0,04	0,20
TABLAS DE ENCOFRADO 1"x10"x4MT	U	0,20	2,25	0,45
CUARTON	U	0,20	1,70	0,34
CANA ROLLIZA	U	0,05	1,80	0,09
CLAVOS	LB	0,10	1,20	0,12
SOGAS	U	0,15	0,20	0,03
<b>TOTAL</b>				<b>4,86</b>

<b>B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS</b>	<b>HORAS-EQUIPO</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
HERRAMIENTA MENOR	1,15	0,04	0,05
<b>TOTAL</b>			<b>0,05</b>

<b>C.- MANO DE OBRA</b>	<b>CATEG</b>	<b>HORAS-HOMBRE</b>	<b>COSTO x HORA</b>	<b>SUBTOTAL</b>
ALBANIL	III	1,00	2,35	2,35
OFICIAL	I	0,33	2,35	0,78
MAESTRO DE OBRA	IV	0,02	2,35	0,04
<b>TOTAL</b>				<b>3,17</b>

<b>D.- TRANSPORTE</b>	<b>UNID.</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PREC.TRASP</b>	<b>SUBTOTAL</b>
AGUA	Gl	3,50	0,00	0,01
<b>TOTAL</b>				<b>0,01</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>8,08</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0%</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>8,08</b>

**OBSERVAC: RENDIMIENTO = 0.80 M2/HORA**

<b>ITEM : 4.4</b>
<b>RUBRO : ENLUCIDO DE FILOS</b>
<b>UNIDAD : ML</b>
<b>E SPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	0,07	7,75	0,54
ARENA	M3	0,01	13,00	0,13
AGUA	GI	0,20	0,04	0,01
<b>TOTAL</b>				<b>0,68</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	0,20	0,04	0,01
<b>TOTAL</b>			<b>0,01</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ALBAÑIL	III	1,10	2,35	2,59
OFICIAL	I	0,33	2,35	0,78
MAESTRO DE OBRA	IV	0,15	2,35	0,35
<b>TOTAL</b>				<b>3,71</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
AGUA	GI	0,20	0,05	0,01
<b>TOTAL</b>				<b>0,01</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>4,41</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>4,41</b>

**OBSERVAC: RENDIMIENTO = 0.80 M2/HORA**

<b>ITEM : 4.5</b>
<b>RUBRO : CUADRADA DE BOQUETES</b>
<b>UNIDAD : ML</b>
<b>E SPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND TIPO I (50Kg)	SAC	0,07	7,75	0,54
ARENA	M3	0,01	13,00	0,13
AGUA	GI	0,20	0,04	0,01
<b>TOTAL</b>				<b>0,68</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	0,20	0,04	0,01
<b>TOTAL</b>			<b>0,01</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ALBAÑIL	III	1,10	2,35	2,59
OFICIAL	I	0,33	2,35	0,78
MAESTRO DE OBRA	IV	0,15	2,35	0,35
<b>TOTAL</b>				<b>3,71</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
AGUA	GI	0,20	0,05	0,01
<b>TOTAL</b>				<b>0,01</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>4,41</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0 %</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>4,41</b>

**OBSERVAC: RENDIMIENTO = 0.80 M2/HORA**



<b>ITEM : 5.1</b>
<b>RUBRO : CONTRAPISO DE HORMIGON SIMPLE e = 8 cm</b>
<b>UNIDAD : M2</b>
<b>ESPEC:</b>

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,63	7,75	4,88
PIEDRA 3/4	M3	0,09	15,00	1,35
ARENA GRUESA	M3	0,05	13,00	0,59
AGUA	M3	0,02	1,08	0,02
CUARTON DE ENCOFRADO 2'x3'x4mt	U	0,18	1,70	0,31
<b>TOTAL</b>				<b>7,14</b>

B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
HERRAMIENTA MENOR	1,11	0,04	0,04
<b>TOTAL</b>			<b>0,04</b>

C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ALBANIL	III	0,43	2,35	1,01
OFICIAL	I	1,43	2,35	3,36
MAESTRO DE OBRA	IV	0,27	2,35	0,63
<b>TOTAL</b>				<b>5,01</b>

D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL
CEMENTO PORTLAND - 1 ( 50 KG )	SAC	0,63	0,10	0,06
PIEDRA 3/4	M3	0,06	0,56	0,03
ARENA GRUESA	M3	0,03	0,56	0,02
<b>TOTAL</b>				<b>0,11</b>

<b>COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>	<b>12,30</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS 0%</b>	<b>0,00</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>12,30</b>

**OBSERVAC:** 1,87 M2/HORA

## Diseño de Losa en dos direcciones

### Verificación de deflexiones → Cálculo de los valores de $\alpha$

Por tener iguales longitudes de vanos los valores de  $\alpha$  para las vigas interiores y de borde tanto en la dirección x como en la dirección y serán iguales.

#### 1) Para las vigas interiores de 5 m de largo

### Momento de Inercia de la sección bruta de la Viga respecto a su eje

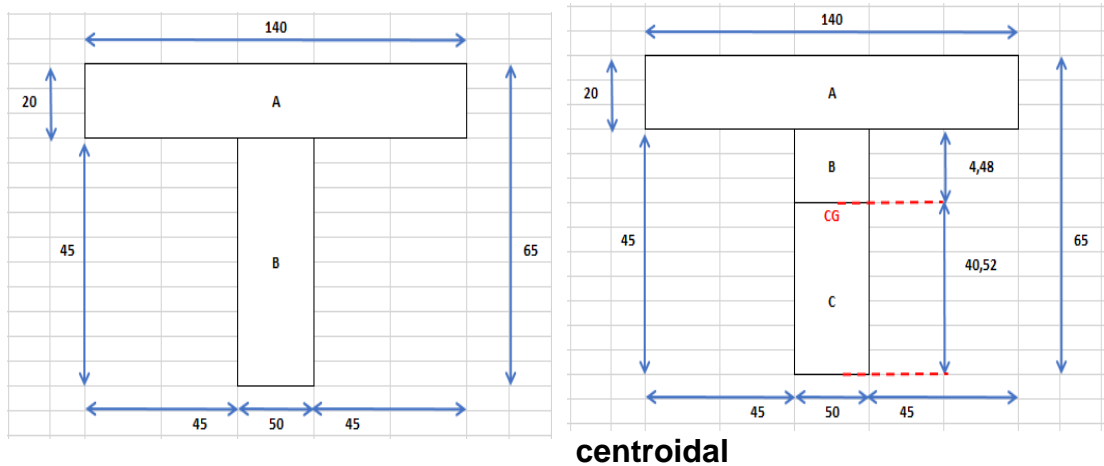


FIGURA	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{Y}$ (m)	A $\bar{Y}$ (cm <sup>3</sup> )
A	2800	55	154000
B	2250	22,5	50625
$\Sigma =$	5050	$\Sigma =$	204625
	$\bar{Y} = 40,52$ m		

FIGURA	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{Y}$ (m)	$\bar{Y}^2$	A $\bar{Y}^2$	$I_x$	A $\bar{Y}^2 + I_x$
A	2800,00	14,48	209,68	587093,18	93333,33	680426,51
B	224,01	2,24	5,02	1124,09	374,70	1498,79
C	2025,99	20,26	410,46	831595,17	277198,39	1108793,55
	$I_b =$					1790718,853

$$I_b = 1790718,853 \text{ cm}^4$$

**Momento de Inercia de la sección bruta de la Losa respecto a su eje centroidal**

$$I_s = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(500 \text{ cm}) (25 \text{ cm})^3}{12}$$

$$I_s = 651041,66 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_1 = \alpha_3 = \frac{1790718,853 \text{ cm}^4}{651041,66 \text{ cm}^4} \quad \alpha_1 = \alpha_3 = 2,75$$

**2) Para las vigas de borde de 5 m de largo**

**Momento de Inercia de la sección bruta de la Viga respecto a su eje centroidal**

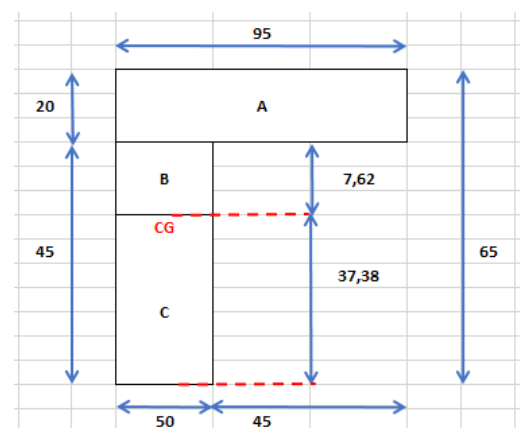
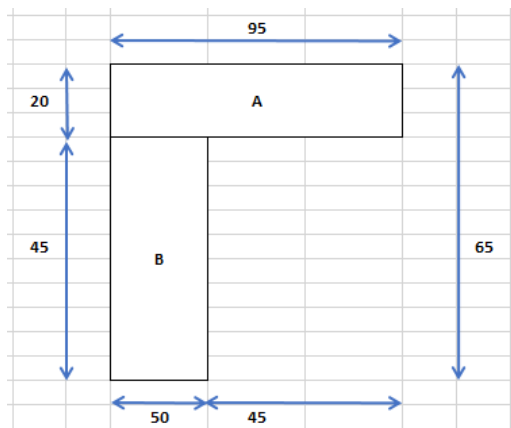


FIGURA	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{Y}$ (m)	A $\bar{Y}$ (cm <sup>3</sup> )
A	1900	55	104500
B	2250	22,5	50625
$\Sigma =$	4150	$\Sigma =$	155125
	$\bar{Y} = 37,38 \text{ m}$		

FIGURA	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{Y}$ (m)	$\bar{Y}^2$	A $\bar{Y}^2$	$I_x$	A $\bar{Y}^2 + I_x$
A	1900,00	17,62	310,48	589914,63	63333,33	653247,96
B	381,02	3,81	14,52	5531,68	1843,89	7375,58
C	1868,98	18,69	349,31	652846,54	217615,51	870462,05
					$I_b =$	1531085,59

$$I_b = 1531085,59 \text{ cm}^4$$

**Momento de Inercia de la sección bruta de la Losa respecto a su eje centroidal**

$$I_s = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(275 \text{ cm}) (25 \text{ cm})^3}{12}$$

$$I_s = 358072,92 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_2 = \alpha_4 = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_2 = \alpha_4 = \frac{1531085,59 \text{ cm}^4}{358072,92 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_2 = \alpha_4 = 4,27$$

	1		2		3		4		5	
		5 m		5 m		5 m		5 m		
		4,27		4,27		4,27		4,27		A
4,27		I	2,75	II	2,75	III	2,75	IV	4,27	5
		2,75		2,75		2,75		2,75		B
4,27		V	2,75	VI	2,75	VII	2,75	VIII	4,27	5
		2,75		2,75		2,75		2,75		C
4,27		IX	2,75	X	2,75	XI	2,75	XII	4,27	5
		4,27		4,27		4,27		4,27		D

## Revisión del peralte mínimo

Se analiza el tablero 1

$$L_{n \text{ mayor}} - b_{\text{columna}} > 0,65 L_{n \text{ mayor}}$$

$$600 \text{ cm} - 50 \text{ cm} > 0,65 (600 \text{ cm})$$

$$550 \text{ cm} > 325 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{OK}$$

$$\beta = \frac{L_{n \text{ mayor}}}{L_{n \text{ menor}}}$$

$$\beta = \frac{4,50 \text{ m}}{4,50 \text{ m}} = 1$$

$$\beta_s = \frac{L_{n \text{ mayor}} + L_{n \text{ menor}}}{2L_{n \text{ mayor}} + 2L_{n \text{ menor}}}$$

$$\beta_s = \frac{450 \text{ cm} + 450 \text{ cm}}{2(450 \text{ cm}) + 2(450 \text{ cm})}$$

$$\beta_s = 0,5$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4}$$

$$\alpha_m = \frac{2,75 + 4,27 + 2,75 + 4,27}{4}$$

$$\alpha_m = 3,51$$

Para  $\alpha_m > 2$  , el espesor de la losa no debe ser menor que:

$$e_{\min} = \frac{L_n \text{ mayor} \left( 0,8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9 \beta} \quad \text{pero no menor de 90 mm}$$

$$e_{\min} = \frac{450 \text{ cm} \left( 0,8 + \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{14000} \right)}{36 + 9 (1)}$$

$e_{\min} = 11 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad$  Por tanto el espesor asumido de  $e = 20 \text{ cm}$  es correcto

**La rigidez relativa de la viga en direcciones perpendiculares en los tableros**

**Tablero I = Tablero IV = Tablero IX = Tablero XII**

Dirección x

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(4,27 + 4,27)(5 \text{ m})^2}{(4,27 + 4,27)(5 \text{ m})^2} = 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 1 \leq 5}$$

Dirección y

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_2^2} = \frac{(4,27 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(4,27 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 1 \leq 5}$$

**Tablero II = Tablero III = Tablero X = Tablero XI**

Dirección x

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(4,27 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 1,27 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 1,27 \leq 5}$$

Dirección y

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(4,27 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 0,78 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 0,78 \leq 5}$$

**Tablero V = Tablero VIII**

Dirección x

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(4,27 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 0,78 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 0,78 \leq 5}$$

Dirección y

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(4,27 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 1,27 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 1,27 \leq 5}$$

**Tablero VI = Tablero VII**

Dirección x

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 1 \leq 5}$$

Dirección y

$$\frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} = \frac{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2}{(2,75 + 2,75)(5 \text{ m})^2} = 1 \quad \rightarrow \quad \mathbf{0,2 \leq 1 \leq 5}$$

Se cumple en todos los tableros

$$\text{Se cumple en todos los tableros } \mathbf{0,2 \leq \frac{\alpha_{f1}L_2^2}{\alpha_{f2}L_1^2} \leq 5}$$

**Momento Estático Total**

$$W_D = 0,975 \text{ Ton / m}^2$$

$$W_L = 0,200 \text{ Ton / m}^2$$

$$W_U = 1,2 W_D + 1,6 W_L$$

$$W_U = 1,2 (0,975 \text{ Ton / m}^2) + 1,6 (0,200 \text{ Ton / m}^2)$$

$$W_U = 1,49 \text{ Ton / m}^2$$



**Eje A y Eje D – todos lo claros**

$$M_o = \frac{W_U L_{yn} L_{xn}^2}{8}$$

$$M_o = \frac{(1,49 \text{ Ton} / \text{m}^2) (2,75 \text{ m}) (4,50 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_o = 10,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Eje B y Eje C – todos lo claros**

$$M_o = \frac{W_U L_{yn} L_{xn}^2}{8}$$

$$M_o = \frac{(1,49 \text{ Ton} / \text{m}^2) (5,00 \text{ m}) (4,50 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_o = 18,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Eje 1 y Eje 5 – todos lo claros**

$$M_o = \frac{W_U L_{yn} L_{xn}^2}{8}$$

$$M_o = \frac{(1,49 \text{ Ton} / \text{m}^2) (2,75 \text{ m}) (4,50 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_o = 10,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Eje 2, Eje 3 y Eje 4 – todos lo claros**

$$M_o = \frac{W_U L_{yn} L_{xn}^2}{8}$$

$$M_o = \frac{(1,49 \text{ Ton} / \text{m}^2) (5,00 \text{ m}) (4,50 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_o = 18,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento Longitudinal**

**Eje A y Eje D**

$$M_{1-2}^- = 0,16 M_o = 0,16 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 1,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{1-2}^+ = 0,57 M_o = 0,57 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 5,91 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{2-1}^- = 0,70 M_o = 0,70 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 7,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{2-3}^- = 0,65 M_o = 0,65 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 6,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{2-3}^+ = 0,35 M_o = 0,35 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 3,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{3-2}^- = 0,65 M_o = 0,65 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 6,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Eje B y Eje C**

$$M_{1-2}^- = 0,16 M_o = 0,16 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 3,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{1-2}^+ = 0,57 M_o = 0,57 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 10,75 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{2-1}^- = 0,70 M_o = 0,70 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 13,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{2-3}^- = 0,65 M_o = 0,65 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 12,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{2-3}^+ = 0,35 M_o = 0,35 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 6,60 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{3-2}^- = 0,65 M_o = 0,65 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 12,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

### **Eje 1 y Eje 5**

$$M_{A-B}^- = 0,16 M_o = 0,16 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 1,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{A-B}^+ = 0,57 M_o = 0,57 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 5,91 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{B-A}^- = 0,70 M_o = 0,70 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 7,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{B-C}^- = 0,65 M_o = 0,65 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 6,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{B-C}^+ = 0,35 M_o = 0,35 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 3,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{C-B}^- = 0,65 M_o = 0,65 (10,37 \text{ Ton} - \text{m}) = 6,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

### **Eje 2, Eje 3 y Eje 4**

$$M_{A-B}^- = 0,16 M_o = 0,16 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 3,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{A-B}^+ = 0,57 M_o = 0,57 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 10,75 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{B-A}^- = 0,70 M_o = 0,70 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 13,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{B-C}^- = 0,65 M_o = 0,65 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 12,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{B-C}^+ = 0,35 M_o = 0,35 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 6,60 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{C-B}^- = 0,65 M_o = 0,65 (18,86 \text{ Ton} - \text{m}) = 12,26 \text{ Ton} - \text{m}$$

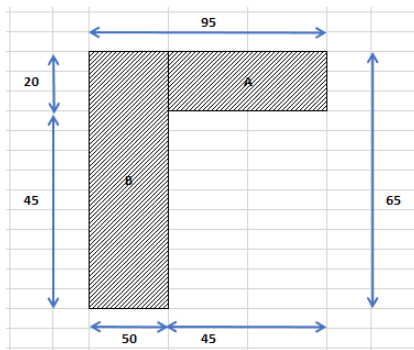
### Distribución de los momentos longitudinales a lo Ancho de las franjas

Calculo del Parámetro  $\rightarrow \beta_t = C/2I_s$

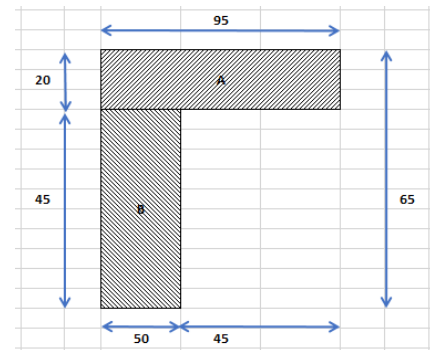
### Cortante de Torsión C

$$C = \sum \left( 1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

Cortante de Torsión C para las vigas de borde del Eje A y Eje 1



**Condición 1**



**Condición 2**

### Análisis de Condición 1

$$C_1 = \sum \left( 1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

$$C_1 = \left[ 1 - 0,63 \left( \frac{50 \text{ cm}}{65 \text{ cm}} \right) \right] \left[ \frac{(50 \text{ cm})^3 (65 \text{ cm})}{3} \right] + \left[ 1 - 0,63 \left( \frac{20 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} \right) \right] \left[ \frac{(20 \text{ cm})^3 (45 \text{ cm})}{3} \right]$$

$$C_1 = 1481191,667 \text{ cm}^4$$

### **Análisis de Condición 2**

$$C_2 = \sum \left( 1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

$$C_2 = \left[ 1 - 0,63 \left( \frac{50 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} \right) \right] \left[ \frac{(50 \text{ cm})^3 (45 \text{ cm})}{3} \right] + \left[ 1 - 0,63 \left( \frac{20 \text{ cm}}{95 \text{ cm}} \right) \right] \left[ \frac{(20 \text{ cm})^3 (95 \text{ cm})}{3} \right]$$

$$C_2 = 782140 \text{ cm}^4$$

Usar  $C_1 = 1481191,667 \text{ cm}^4$

### **Franjas A - B - C - D - 1 - 2 - 3 - 4 - 5**

$$I_s = \frac{b h^3}{12} \quad \rightarrow \quad I_s = \frac{(500 \text{ cm}) (20 \text{ cm})^3}{12} \quad \rightarrow \quad I_s = 333333,33 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = \frac{C}{2I_s} \quad \rightarrow \quad \beta_t = \frac{1481191,667 \text{ cm}^4}{2 (333333,33 \text{ cm}^4)} \quad \rightarrow \quad \beta_t = 2,22$$

## Calculo de los momentos en las franjas de losa

SECCION	Mu	L2/L1	$\alpha L2/L1$	$\beta t$	%	MFC	MV	MLFC	MFCEN
$M_{1-2}^-$	1,66	1,00	4,27	2,22	77,80	1,29	1,10	0,19	0,37
$M_{1-2}^+$	5,91	1,00	4,27	2,22	75,00	4,43	3,77	0,66	1,48
$M_{2-1}^-$	7,26	1,00	4,27	2,22	75,00	5,45	4,63	0,82	1,82
$M_{2-3}^-$	6,74	1,00	4,27	2,22	75,00	5,06	4,30	0,76	1,69
$M_{2-3}^+$	3,63	1,00	4,27	2,22	75,00	2,72	2,31	0,41	0,91
$M_{3-2}^-$	6,74	1,00	4,27	2,22	75,00	5,06	4,30	0,76	1,69

Momentos en la Franja de Columna, franja Central y Viga en Franjas de los Ejes A y D

SECCION	Mu	L2/L1	$\alpha L2/L1$	$\beta t$	%	MFC	MV	MLFC	MFCEN
$M_{1-2}^-$	3,01	1,00	2,75	2,22	77,80	2,34	1,99	0,35	0,67
$M_{1-2}^+$	10,75	1,00	2,75	2,22	75,00	8,06	6,85	1,21	2,69
$M_{2-1}^-$	13,20	1,00	2,75	2,22	75,00	9,90	8,42	1,49	3,30
$M_{2-3}^-$	12,26	1,00	2,75	2,22	75,00	9,20	7,82	1,38	3,07
$M_{2-3}^+$	6,60	1,00	2,75	2,22	75,00	4,95	4,21	0,74	1,65
$M_{3-2}^-$	12,26	1,00	2,75	2,22	75,00	9,20	7,82	1,38	3,07

Momentos en la Franja de Columna, franja Central y Viga en Franjas de los Ejes B y C

SECCION	Mu	L2/L1	$\alpha L2/L1$	$\beta t$	%	MFC	MV	MLFC	MFCEN
$M_{1-2}^-$	1,66	1,00	4,27	2,22	77,80	1,29	1,10	0,19	0,37
$M_{1-2}^+$	5,91	1,00	4,27	2,22	75,00	4,43	3,77	0,66	1,48
$M_{2-1}^-$	7,26	1,00	4,27	2,22	75,00	5,45	4,63	0,82	1,82
$M_{2-3}^-$	6,74	1,00	4,27	2,22	75,00	5,06	4,30	0,76	1,69
$M_{2-3}^+$	3,63	1,00	4,27	2,22	75,00	2,72	2,31	0,41	0,91
$M_{3-2}^-$	6,74	1,00	4,27	2,22	75,00	5,06	4,30	0,76	1,69

Momentos en la Franja de Columna, franja Central y Viga en Franjas de los Ejes 1 y 5

SECCION	Mu	L2/L1	$\alpha L2/L1$	$\beta t$	%	MFC	MV	MLFC	MFCEN
$M_{1-2}^-$	3,01	1,00	2,75	2,22	77,80	2,34	1,99	0,35	0,67
$M_{1-2}^+$	10,75	1,00	2,75	2,22	75,00	8,06	6,85	1,21	2,69
$M_{2-1}^-$	13,20	1,00	2,75	2,22	75,00	9,90	8,42	1,49	3,30
$M_{2-3}^-$	12,26	1,00	2,75	2,22	75,00	9,20	7,82	1,38	3,07
$M_{2-3}^+$	6,60	1,00	2,75	2,22	75,00	4,95	4,21	0,74	1,65
$M_{3-2}^-$	12,26	1,00	2,75	2,22	75,00	9,20	7,82	1,38	3,07

Momentos en la Franja de Columna, franja Central y Viga en Franjas de los Ejes 2, 3 y 4

### Refuerzo de la losa

Sección	MLFC (Ton - m)	$As_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_v$ (cm)	$A_\Phi$ (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
$M_{1-2}^-$	0,19	0,47	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{1-2}^+$	0,66	1,63	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{2-1}^-$	0,82	2,00	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{2-3}^-$	0,76	1,86	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{2-3}^+$	0,41	1,00	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{3-2}^-$	0,76	1,86	2,70	2,70	1	0,79	4	30

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje A y D – Losa en franja de Columna

Sección	MFCEN (Ton - m)	$As_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$As_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_v$ (cm)	$A_\Phi$ (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
$M_{1-2}^-$	0,37	0,90	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
$M_{1-2}^+$	1,48	3,62	2,70	3,62	1,2	1,13	4	32
$M_{2-1}^-$	1,82	4,45	2,70	4,45	1,2	1,13	4	26
$M_{2-3}^-$	1,69	4,13	2,70	4,13	1,2	1,13	4	28
$M_{2-3}^+$	0,91	2,22	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
$M_{3-2}^-$	1,69	4,13	2,70	4,13	1,2	1,13	4	28

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje A y D – Losa en franja Central

Sección	MV (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	1,10	2,69	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	3,77	9,23	2,70	9,23	2,0	3,14	3	35
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	4,63	11,34	2,70	11,34	2,0	3,14	4	28
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	4,30	10,53	2,70	10,53	2,0	3,14	4	30
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	2,31	5,67	2,70	5,67	1,8	2,54	3	45
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	4,30	10,53	2,70	10,53	2	3,14	4	30

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje A y D – Viga

Sección	MLFC (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	0,35	0,86	2,70	2,70	1	0,79	4	30
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	1,21	2,96	2,70	2,96	1	0,79	4	27
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	1,49	3,64	2,70	3,64	1	0,79	5	22
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	1,38	3,38	2,70	3,38	1	0,79	5	24
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	0,74	1,82	2,70	2,70	1	0,79	4	30
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	1,38	3,38	2,70	3,38	1	0,79	5	24

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje B y C – Losa en franja de Columna

Sección	MFCEN (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	0,67	1,64	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	2,69	6,58	2,70	6,58	1,2	1,13	6	18
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	3,30	8,08	2,70	8,08	1,2	1,13	8	14
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	3,07	7,51	2,70	7,51	1,2	1,13	7	16
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	1,65	4,04	2,70	4,04	1,2	1,13	4	28
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	3,07	7,51	2,70	7,51	1,2	1,13	7	16

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje B y C – Losa en franja Central



Sección	MV (Ton - m)	$A_{s_{cal}}$ ( $cm^2$ )	$A_{s_{min}}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\Phi_v$ (cm)	$A_\Phi$ ( $cm^2$ )	N° Varillas	S (cm)
$M_{1-2}^-$	1,99	4,88	2,70	4,88	1,4	1,54	4	32
$M_{1-2}^+$	6,85	16,79	2,70	16,79	2,2	3,80	5	23
$M_{2-1}^-$	8,42	20,61	2,70	20,61	2,2	3,80	6	19
$M_{2-3}^-$	7,82	19,14	2,70	19,14	2,2	3,80	6	20
$M_{2-3}^+$	4,21	10,31	2,70	10,31	2,0	3,14	4	31
$M_{3-2}^-$	7,82	19,14	2,70	19,14	2,2	3,80	6	20

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje B y C – Viga

Sección	MLFC (Ton - m)	$A_{s_{cal}}$ ( $cm^2$ )	$A_{s_{min}}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\Phi_v$ (cm)	$A_\Phi$ ( $cm^2$ )	N° Varillas	S (cm)
$M_{1-2}^-$	0,19	0,47	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{1-2}^+$	0,66	1,63	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{2-1}^-$	0,82	2,00	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{2-3}^-$	0,76	1,86	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{2-3}^+$	0,41	1,00	2,70	2,70	1	0,79	4	30
$M_{3-2}^-$	0,76	1,86	2,70	2,70	1	0,79	4	30

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje 1 y 5 – Losa en franja de Columna

Sección	MFCEN (Ton - m)	$A_{s_{cal}}$ ( $cm^2$ )	$A_{s_{min}}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\Phi_v$ (cm)	$A_\Phi$ ( $cm^2$ )	N° Varilla s	S (cm )
$M_{1-2}^-$	0,37	0,90	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
$M_{1-2}^+$	1,48	3,62	2,70	3,62	1,2	1,13	4	32
$M_{2-1}^-$	1,82	4,45	2,70	4,45	1,2	1,13	4	26
$M_{2-3}^-$	1,69	4,13	2,70	4,13	1,2	1,13	4	28
$M_{2-3}^+$	0,91	2,22	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
$M_{3-2}^-$	1,69	4,13	2,70	4,13	1,2	1,13	4	28

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje 1 y 5 – Losa en franja Central

Sección	MV (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	1,10	2,69	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	3,77	9,23	2,70	9,23	2,0	3,14	3	35
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	4,63	11,34	2,70	11,34	2,0	3,14	4	28
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	4,30	10,53	2,70	10,53	2,0	3,14	4	30
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	2,31	5,67	2,70	5,67	1,8	2,54	3	45
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	4,30	10,53	2,70	10,53	2	3,14	4	30

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje 1 y 5 – Viga

Sección	MLFC (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	0,35	0,86	2,70	2,70	1	0,79	4	30
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	1,21	2,96	2,70	2,96	1	0,79	4	27
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	1,49	3,64	2,70	3,64	1	0,79	5	22
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	1,38	3,38	2,70	3,38	1	0,79	5	24
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	0,74	1,82	2,70	2,70	1	0,79	4	30
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	1,38	3,38	2,70	3,38	1	0,79	5	24

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje 2, 3 y 4 – Losa en franja de Columna

Sección	MFCEN (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	0,67	1,64	2,70	2,70	1,2	1,13	3	42
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	2,69	6,58	2,70	6,58	1,2	1,13	6	18
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	3,30	8,08	2,70	8,08	1,2	1,13	8	14
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	3,07	7,51	2,70	7,51	1,2	1,13	7	16
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	1,65	4,04	2,70	4,04	1,2	1,13	4	28
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	3,07	7,51	2,70	7,51	1,2	1,13	7	16

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje 2, 3 y 4 – Losa en franja de Central

Sección	MV (Ton - m)	As <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Φ <sub>v</sub> (cm)	A <sub>Φ</sub> (cm <sup>2</sup> )	N° Varillas	S (cm)
M <sub>1-2</sub> <sup>-</sup>	1,99	4,88	2,70	4,88	1,4	1,54	4	32
M <sub>1-2</sub> <sup>+</sup>	6,85	16,79	2,70	16,79	2,2	3,80	5	23
M <sub>2-1</sub> <sup>-</sup>	8,42	20,61	2,70	20,61	2,2	3,80	6	19
M <sub>2-3</sub> <sup>-</sup>	7,82	19,14	2,70	19,14	2,2	3,80	6	20
M <sub>2-3</sub> <sup>+</sup>	4,21	10,31	2,70	10,31	2,0	3,14	4	31
M <sub>3-2</sub> <sup>-</sup>	7,82	19,14	2,70	19,14	2,2	3,80	6	20

Refuerzo de acero por flexión Franja de eje 2, 3 y 4 – Viga

### Diseño de las Vigas Principales

#### DIRECCION EJE Y – QUINTO NIVEL

PARAMETROS		
Material	f' <sub>c</sub> =	280 kg/cm <sup>2</sup>
	f <sub>y</sub> =	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	h =	35 cm
	d =	28,9 cm
	b <sub>w</sub> =	25 cm
	L =	5 m
Sección de Columna	C <sub>1</sub> =	30 cm
	C <sub>2</sub> =	30 cm

#### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (25 \text{ cm})(35 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 24,50 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Longitud Nominal

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = l_{n_{y3}} = L_{y1} - L_{\text{columna}}$$

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = l_{n_{y3}} = L_{y2} - L_{\text{columna}}$$

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = l_{n_{y3}} = L_{y3} - L_{\text{columna}}$$

$$L_{y1} = L_{y2} = L_{y3} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{y1} = l_{y2} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{y1} = l_{y2} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$$

$$\frac{450 \text{ cm}}{28,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$15,57 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow h \leq 3b_w$$

$$35 \text{ cm} \leq (3)(25 \text{ cm})$$

$$35 \text{ cm} \leq 75 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \text{Para elementos sismoresistentes} \rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$$

$$0,25 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} + 45 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{l_{y1} + l_{y2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,563 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 2,82 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 4,16 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 3,64 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 2,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 5,83 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,10 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 0,50 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 0,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 0,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 1,04 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

**Cortante en la Viga debido al Sismo**  $\rightarrow V_E = 0,62 \text{ Ton}$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{y1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(0,62 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 1,56 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{y1} - L_{columna}}{L_{y1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (1,56 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 1,47 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

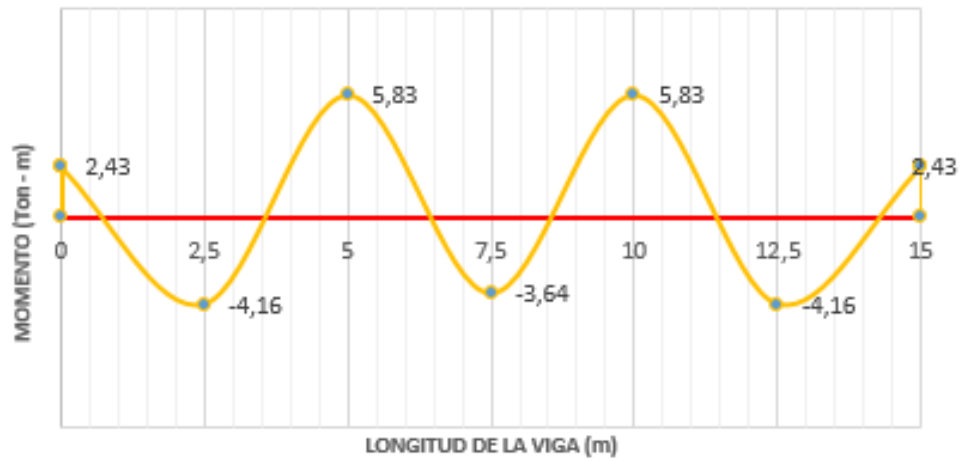


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

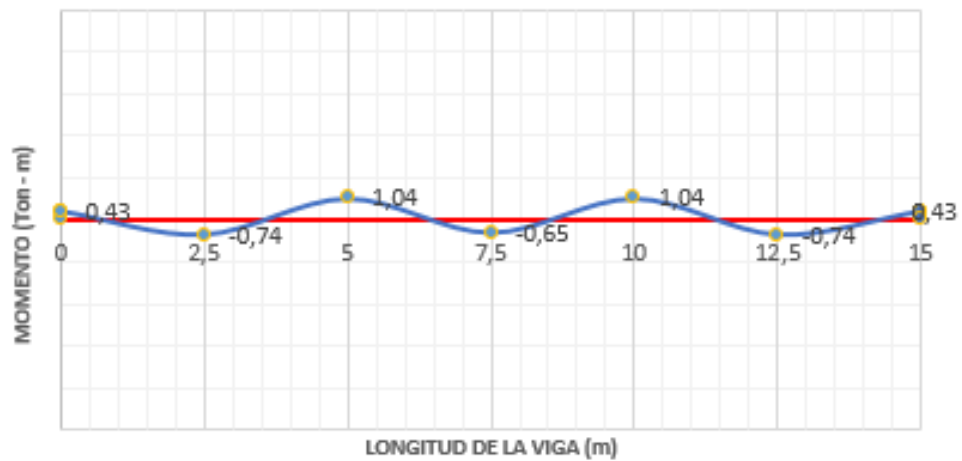
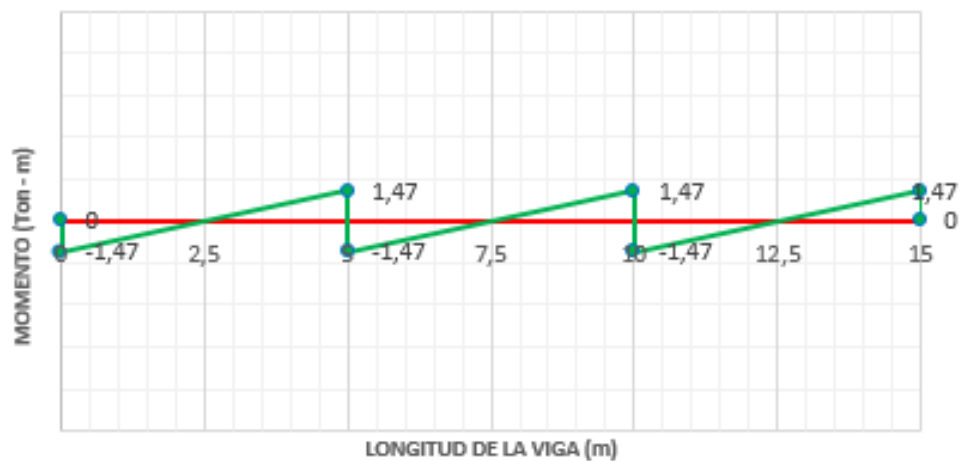
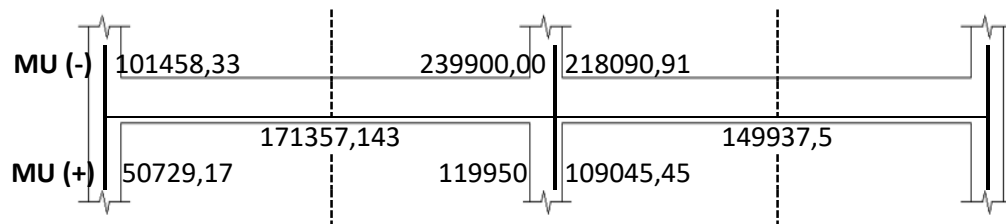


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" POR SISMO



ML	10416,67	25000,00	22727,27
MD	58645,83	140750,00	127954,55
MV	12916,67	31000,00	28181,82
ML	17857,14		15625,00
MD	100535,71		87968,75
MV	22142,86		19375,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	58645,83	10416,67	12916,67	101458,3333	99958,33333	101458,3333
2	100535,71	17857,14	22142,86	151714,2857	171357,1429	171357,1429
3	140750,00	25000,00	31000,00	212400	239900	239900
4	127954,55	22727,27	28181,82	193090,91	218090,9091	218090,9091
5	87968,75	15625,00	19375,00	132750	149937,5	149937,5



Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	Φv	AΦv	N° varillas	As disp	ρmin	ρ	ρmax	ρmin<ρ<ρmax	W	ΦMn	ΦMn>MU
EXTERIOR	A.E.N.	101458,33	0,68	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.E.P.	50729,17	0,34	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	P	171357,14	1,15	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	A.I.N.	239900,00	1,61	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.I.P.	119950,00	0,80	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	218090,91	1,46	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.E.P.	109045,45	0,73	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	P	149937,50	1,00	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE

### Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,4 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$



$$L_{dh} = 20,43 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8(1,4 \text{ cm}) = 11,2 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

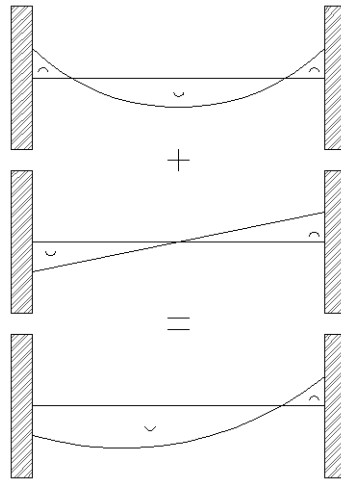
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
14	20,43	11,2	15	25
16	23,35	12,8	15	25

Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

Sismo de Izquierda a Derecha



Apoyo interior a<sup>-</sup> y M<sub>pr</sub><sup>-</sup>

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,42 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{9,42 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 12,76 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

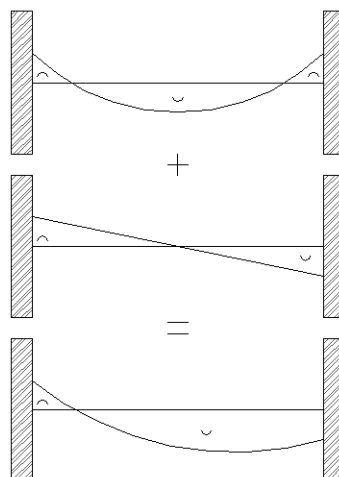
$$a^+ = 7,21 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{7,21 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 10,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Sismo de Derecha a Izquierda**



**Apoyo exterior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,42 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{9,42 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 12,76 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo interior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

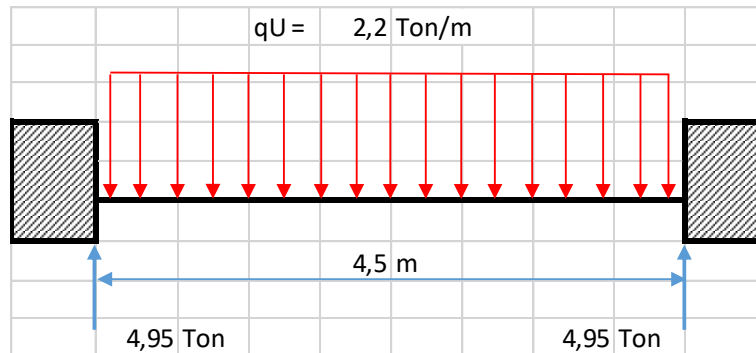
$$a^+ = 7,21 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{7,21 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 10,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

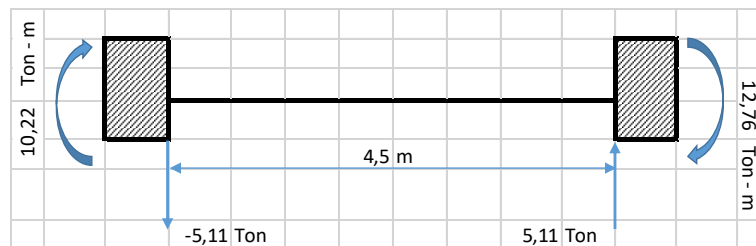
### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(2,2 \text{ Ton/m}) (4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 4,95 \text{ Ton}$$

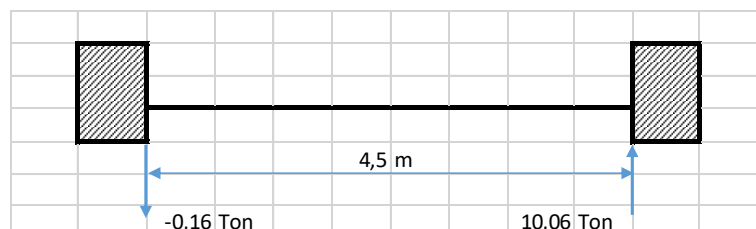
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{10,22 \text{ Ton-m} + 12,76 \text{ Ton-m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 5,11 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 10,06 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{10,06 \text{ Ton}}{2} > 4,95 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$5,03 \text{ Ton} > 4,95 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{10,06 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 13,41 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$13,41 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm}) (28,9 \text{ cm})$$

$$13,41 \text{ Ton} < 26,59 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$13,41 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm}) (28,9 \text{ cm})$$

$$13,41 \text{ Ton} < 13,68 \text{ Ton}$$

**Determinar diámetro de estribos y espaciamiento**

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_S}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (28,9 \text{ cm})}{(13,41 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 7,11 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 28,9 \text{ cm}/4 = 7,22 \text{ cm} \\ 6 (1,4 \text{ cm}) = 8,4 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (35 \text{ cm}) = 70 \text{ mm}$$

Adoptar estribos en zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\varnothing_{10 \text{ mm}} \text{ c}/70 \text{ mm}$

#### DIRECCION EJE X – QUINTO NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	35 cm
	$d =$	28,9 cm
	$b_w =$	25 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	30 cm
	$C_2 =$	30 cm

#### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (25 \text{ cm})(35 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 24,50 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Longitud Nominal

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = \begin{matrix} L_{x1} - L_{\text{columna}} \\ L_{x2} - L_{\text{columna}} \\ L_{x3} - L_{\text{columna}} \\ L_{x4} - L_{\text{columna}} \end{matrix}$$

$$L_{x1} = L_{x2} = L_{x3} = L_{x4} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$$

$$\frac{450 \text{ cm}}{28,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$15,57 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Comprobar** →  $h \leq 3b_w$

$$35 \text{ cm} \leq (3)(25 \text{ cm})$$

$35 \text{ cm} \leq 75 \text{ cm}$  → **SI CUMPLE**

**Comprobar** → Para elementos sismoresistentes →  $b_w \geq 0,25 \text{ m}$

$0,25 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m}$  → **SI CUMPLE**

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} + 45 \text{ cm}$$

$25 \text{ cm} < 75 \text{ cm}$  → **SI CUMPLE**

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,563 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 2,82 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 4,16 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 3,64 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 2,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 5,83 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_D (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(2,82 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 5,30 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,10 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 0,50 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 0,74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 0,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,43 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 1,04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_L (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(0,50 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 0,94 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

$$\text{Cortante en la Viga debido al Sismo} \rightarrow V_E = 0,59 \text{ Ton}$$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{x1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(0,59 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 1,46 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{x1} - L_{columna}}{L_{x1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (1,46 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 1,38 \text{ Ton} - \text{m}$$



DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

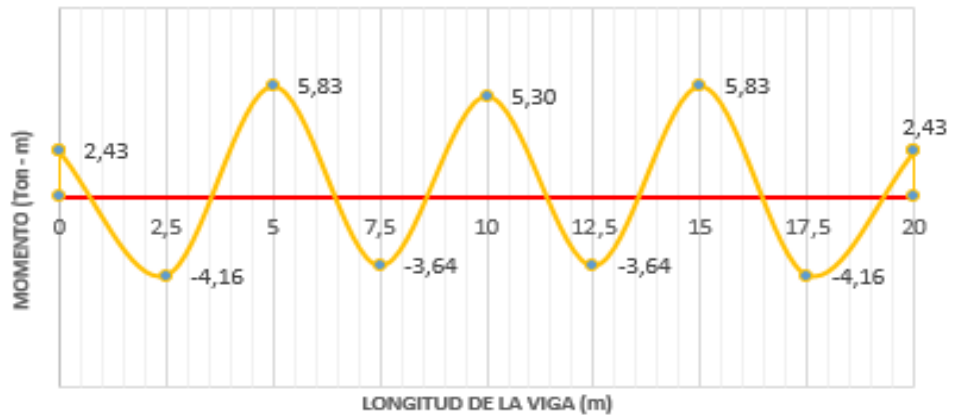


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

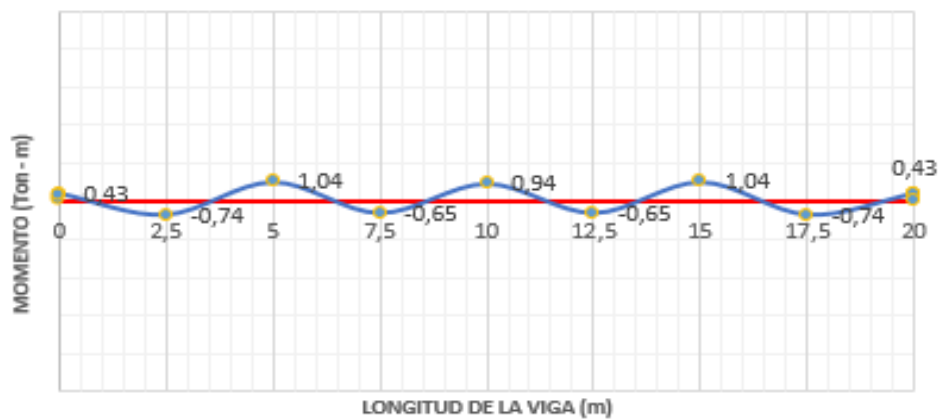
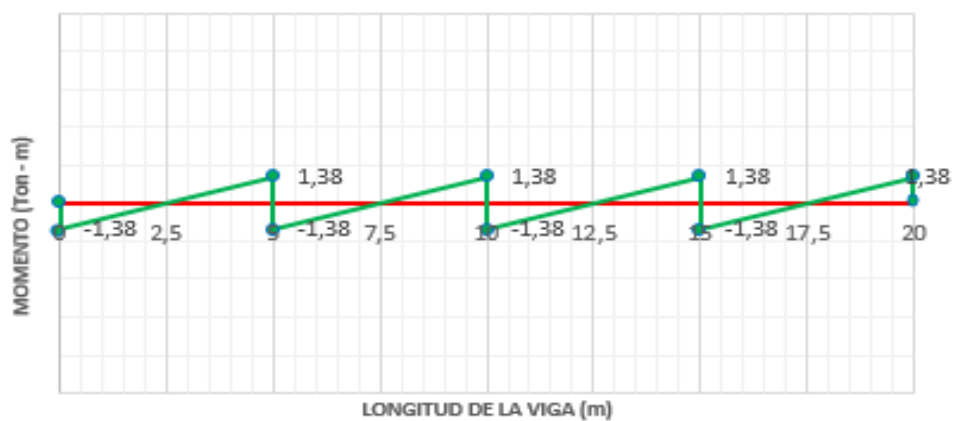
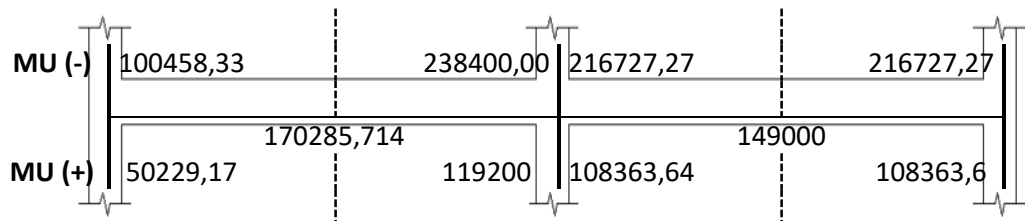


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" POR SISMO



ML	208,33	500,00	454,55	454,55
MD	6603,52	15848,45	14407,68	14407,68
MV	290,08	696,20	632,91	632,91
ML		357,14		312,50
MD		11320,32		9905,28
MV		497,29		435,13

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	58645,83	10416,67	12291,67	100458,3333	99333,33333	100458,333
2	100535,71	17857,14	21071,43	150642,8571	170285,7143	170285,714
3	140750,00	25000,00	29500,00	210900	238400	238400
4	127954,55	22727,27	26818,18	191727,27	216727,2727	216727,273
5	87968,75	15625,00	18437,50	131812,5	149000	149000
6	127954,55	22727,27	26818,18	191727,27	216727,2727	216727,273



Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	Φv	AΦv	N° varillas	As disp	ρmin	ρ	ρmax	ρmin<ρ<ρmax	W	ΦMn	ΦMn>MU
EXTERIOR	A.E.N.	100458,33	0,67	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.E.P.	50229,17	0,34	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	P	170285,71	1,14	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	A.I.N.	238400,00	1,60	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.I.P.	119200,00	0,80	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	216727,27	1,45	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.E.P.	108363,64	0,73	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	P	149000,00	1,00	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE
	A.I.N.	216727,27	1,45	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.I.P.	108363,64	0,73	4,35	14	1,54	5 Φ14	7,70	0,0033	0,00584	0,0212	CUMPLE	0,088	1211178,22	CUMPLE

Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,4 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 20,43 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$Ld_{\min} = 8 (1,4 \text{ cm}) = 11,2 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

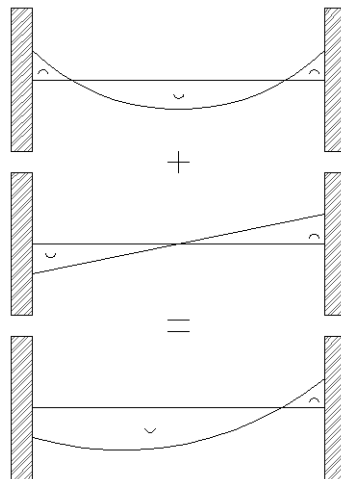
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
14	20,43	11,2	15	25
16	23,35	12,8	15	25

Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

Sismo de Izquierda a Derecha



Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,42 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{9,42 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 12,76 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior a<sup>+</sup> y M<sub>pr</sub><sup>+</sup>**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

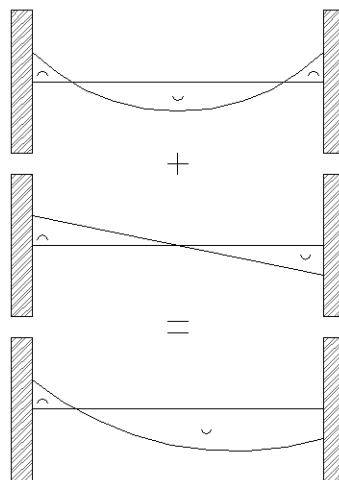
$$a^+ = 7,21 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{7,21 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 10,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Sismo de Derecha a Izquierda**



**Apoyo exterior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,42 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{9,42 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 12,76 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo interior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (25 \text{ cm})}$$

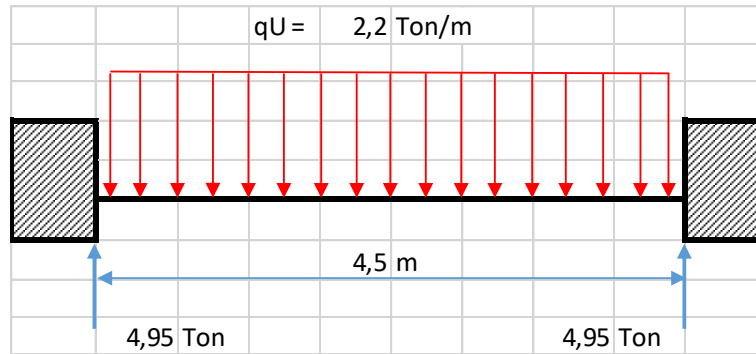
$$a^+ = 7,21 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (7,70 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 28,9 \text{ cm} - \frac{7,21 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 10,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

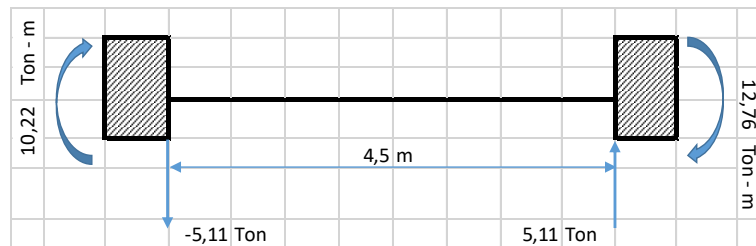
### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(2,2 \text{ Ton/m}) (4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 4,95 \text{ Ton}$$

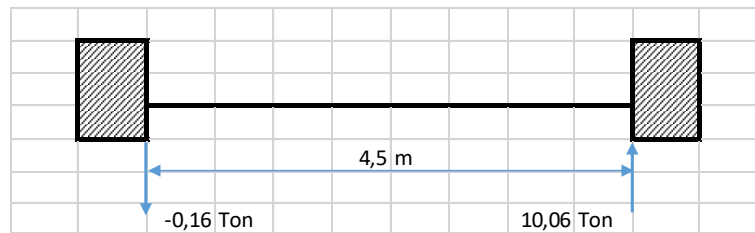
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{10,22 \text{ Ton-m} + 12,76 \text{ Ton-m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 5,11 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 10,06 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{10,06 \text{ Ton}}{2} > 4,95 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$5,03 \text{ Ton} > 4,95 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{10,06 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 13,41 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$13,41 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm}) (28,9 \text{ cm})$$

$$13,41 \text{ Ton} < 26,59 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$13,41 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm}) (28,9 \text{ cm})$$

$$13,41 \text{ Ton} < 13,68 \text{ Ton}$$

**Determinar diámetro de estribos y espaciamiento**

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$



$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (28,9 \text{ cm})}{(13,41 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 7,11 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 28,9 \text{ cm}/4 = 7,22 \text{ cm} \\ 6 (1,4 \text{ cm}) = 8,4 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (35 \text{ cm}) = 70 \text{ mm}$$

Adoptar estribos es zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/70 \text{ mm}$

#### DIRECCION EJE Y – CUARTO NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	45 cm
	$d =$	38,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	30 cm
	$C_2 =$	30 cm

#### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(45 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 37,8 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Longitud Nominal

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = \begin{matrix} L_{y1} - L_{\text{columna}} \\ L_{y2} - L_{\text{columna}} \\ L_{y3} - L_{\text{columna}} \end{matrix}$$

$$L_{y1} = L_{y2} = L_{y3} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$$

$$\frac{450 \text{ cm}}{38,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$11,57 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow h \leq 3b_w$$

$$45 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$$

$$45 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \text{Para elementos sismoresistentes} \rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$$

$$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 30 \text{ cm} + 45 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Momento producido por Carga Gravitacional Muerta

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento producido por Carga Gravitacional Viva**

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento producido por Sismo en cara exterior**

**Cortante en la Viga debido al Sismo**  $\rightarrow V_E = 2,13 \text{ Ton}$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{y1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(2,13 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 5,33 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento producido por Sismo en cara interior**

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{y1} - L_{columna}}{L_{y1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (5,33 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 5,01 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

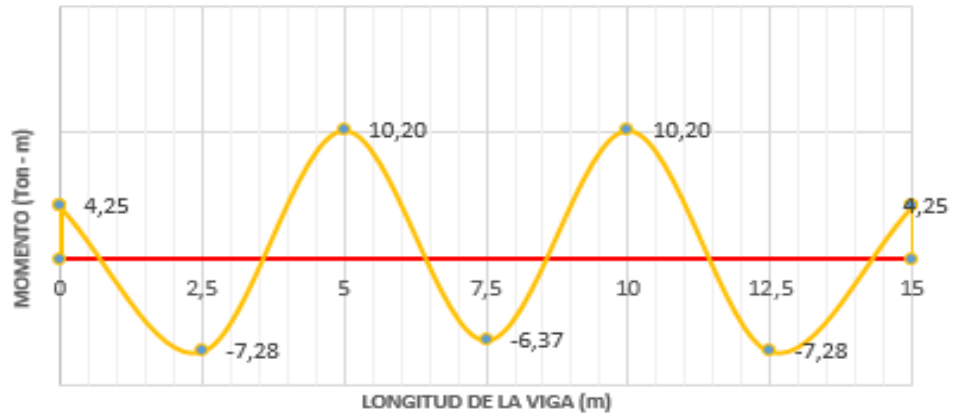
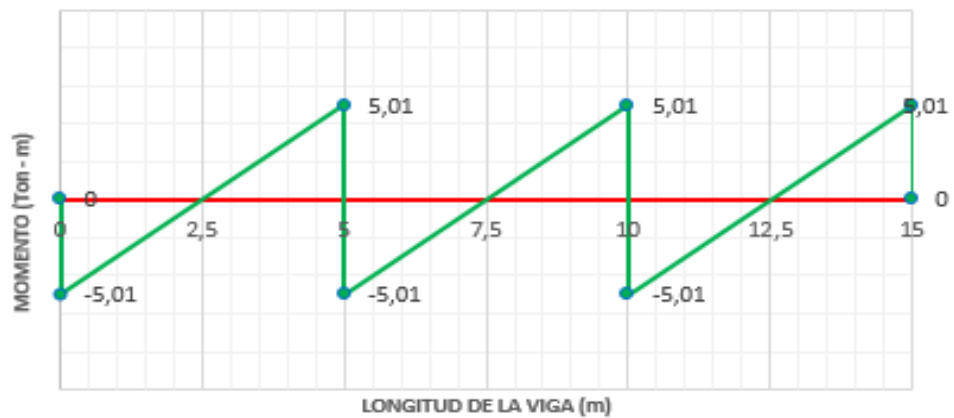


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA



DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" POR SISMO

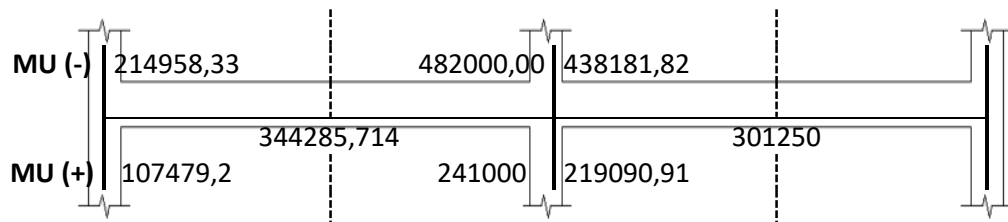


;

;

ML	20833,33	50000,00	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64
MV	44375,00	106500,00	96818,18
ML		35714,29	31250,00
MD		175892,86	153906,25
MV		76071,43	66562,50

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	44375,00	214958,3333	200833,3333	214958,3333
2	175892,86	35714,29	76071,43	305000	344285,7143	344285,7143
3	246250,00	50000,00	106500,00	427000	482000	482000
4	223863,64	45454,55	96818,18	388181,82	438181,8182	438181,8182
5	153906,25	31250,00	66562,50	266875	301250	301250



Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	Φv	AΦv	N° varillas	As disp	ρmin	ρ	ρmax	ρmin<ρ<ρmax	W	ΦMn	ΦMn>MU
EXTERIOR	A.E.N.	214958,33	1,44	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	A.E.P.	107479,17	0,72	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	P	344285,71	2,31	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	A.I.N.	482000,00	3,23	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	A.I.P.	241000,00	1,61	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	438181,82	2,93	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	A.E.P.	219090,91	1,47	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE
	P	301250,00	2,02	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	CUMPLE	0,114	1555533,64	CUMPLE

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,6 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 23,35 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 (1,6 \text{ cm}) = 12,8 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

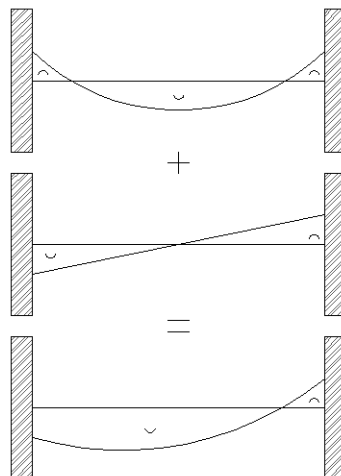
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
16	23,35	12,8	15	25
18	26,27	14,14	15	30

Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

Sismo de Izquierda a Derecha



Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 22,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior a<sup>+</sup> y M<sub>pr</sub><sup>+</sup>**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

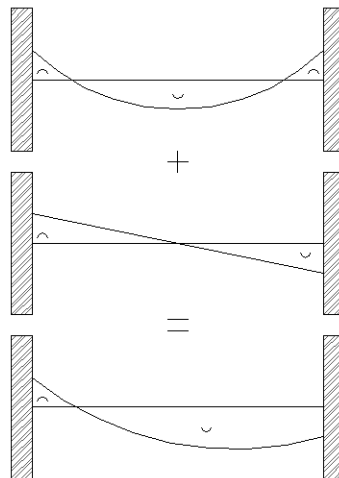
$$a^+ = 7,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{7,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 18,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Sismo de Derecha a Izquierda**





**Apoyo exterior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 22,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo interior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

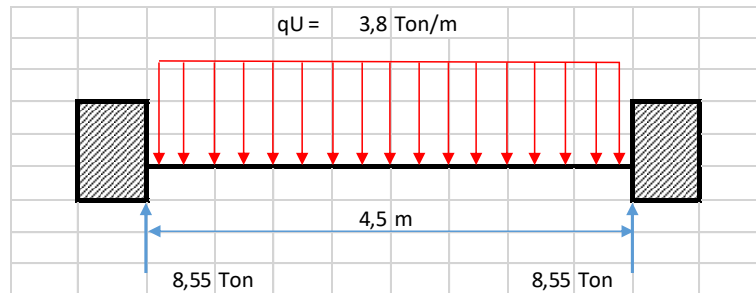
$$a^+ = 7,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{7,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 18,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

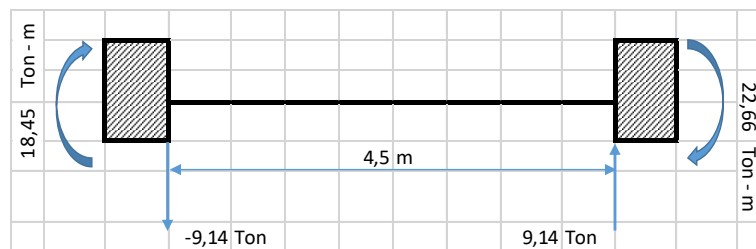
### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(3,8 \text{ Ton/m}) (4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 8,55 \text{ Ton}$$

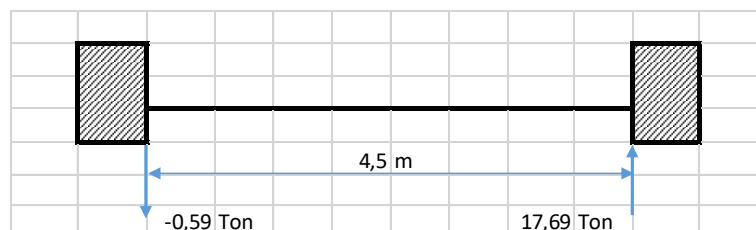
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{18,45 \text{ Ton-m} + 22,66 \text{ Ton-m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 9,14 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 17,69 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{17,69 \text{ Ton}}{2} > 8,55 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$8,85 \text{ Ton} > 8,55 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{17,69 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 23,59 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$23,59 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$23,59 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$23,59 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$23,59 \text{ Ton} < 24,48 \text{ Ton}$$

**Determinar diámetro de estribos y espaciamiento**

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_S}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (38,9 \text{ cm})}{(23,59 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 5,44 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 38,9 \text{ cm}/4 = 79,73 \text{ cm} \\ 6 (1,6 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (45 \text{ cm}) = 90 \text{ mm}$$

Adoptar estribos es zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\varnothing_{10 \text{ mm}} \text{ c}/90 \text{ mm}$

#### DIRECCION EJE X – CUARTO NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	45 cm
	$d =$	38,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	30 cm
	$C_2 =$	30 cm

#### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(45 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 37,80 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Longitud Nominal

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = \begin{matrix} L_{x1} - L_{\text{columna}} \\ L_{x2} - L_{\text{columna}} \\ L_{x3} - L_{\text{columna}} \end{matrix}$$

$$L_{x1} = L_{x2} = L_{x3} = L_{x4} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 4,50 \text{ m}$$

**Comprobar**  $\rightarrow \frac{ln}{d} \geq 4$

$\frac{450 \text{ cm}}{38,9 \text{ cm}} \geq 4$  ;  $11,57 \geq 4 \rightarrow$  **SI CUMPLE**

**Comprobar**  $\rightarrow h \leq 3b_w$

$45 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$

$45 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \rightarrow$  **SI CUMPLE**

**Comprobar**  $\rightarrow$  Para elementos sismoresistentes  $\rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$

$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow$  **SI CUMPLE**

$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases}$

$30 \text{ cm} < 30 \text{ cm} + 45 \text{ cm}$

$30 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \rightarrow$  **SI CUMPLE**

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$q_D = W_D \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$

$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$

$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$

$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$

$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$

$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$

$$M_E^- = \frac{q_D (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 9,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_L (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 1,88 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

$$\text{Cortante en la Viga debido al Sismo} \rightarrow V_E = 2 \text{ Ton}$$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{x1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(2 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 5 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{x1} - L_{columna}}{L_{x1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (5 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 4,70 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

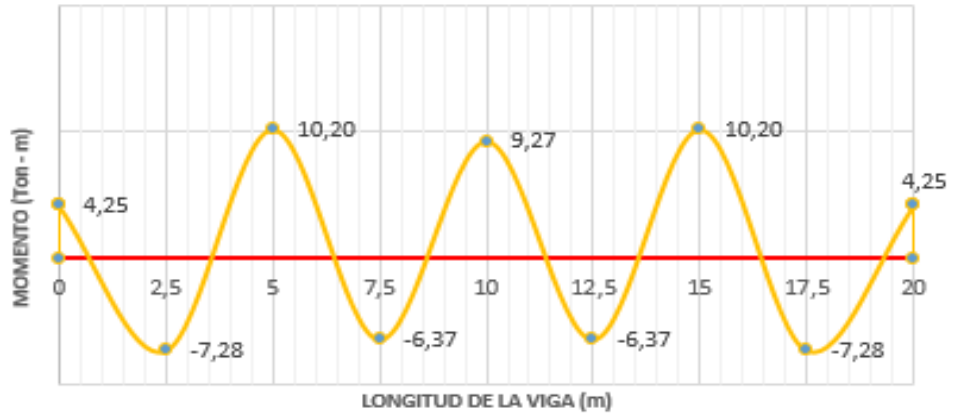


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

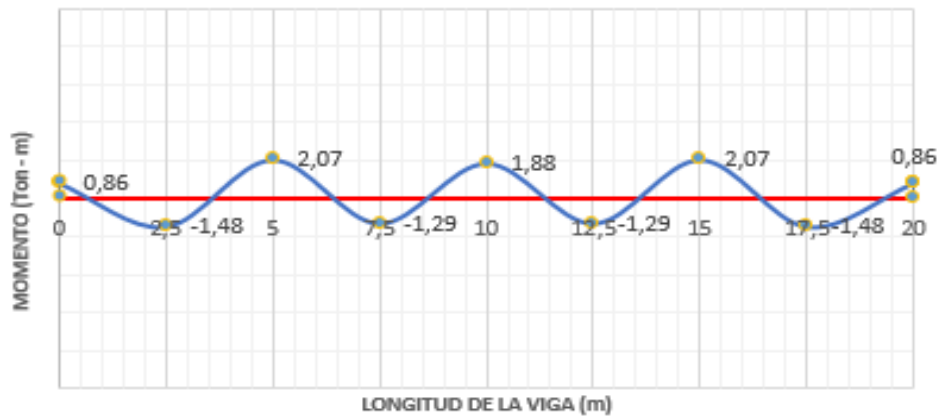
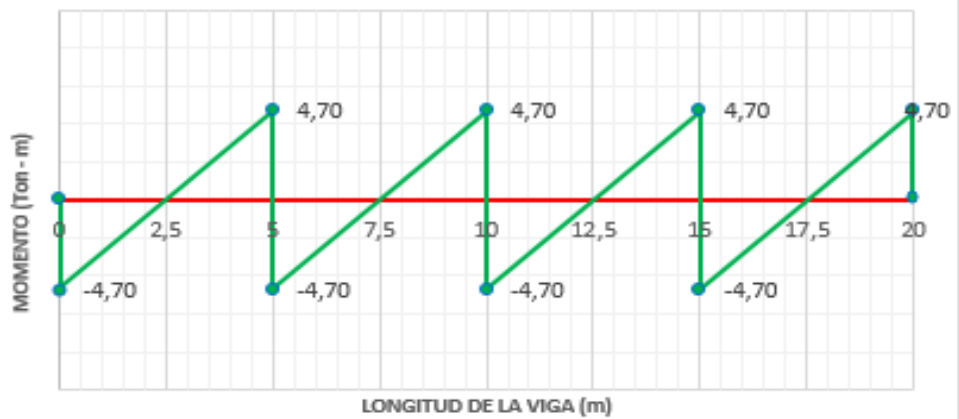


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" POR SISMO

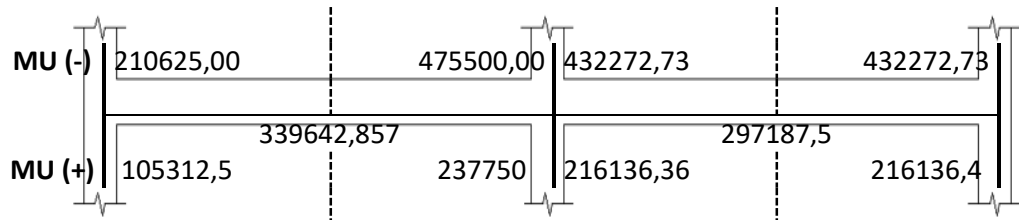


;

;

ML	20833,33	50000,00	45454,55	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64	223863,64
MV	41666,67	100000,00	90909,09	90909,09
ML		35714,29		31250,00
MD		175892,86		153906,25
MV		71428,57		62500,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	41666,67	210625	198125	210625
2	175892,86	35714,29	71428,57	300357,1429	339642,8571	339642,857
3	246250,00	50000,00	100000,00	420500	475500	475500
4	223863,64	45454,55	90909,09	382272,73	432272,7273	432272,727
5	153906,25	31250,00	62500,00	262812,5	297187,5	297187,5
6	223863,64	45454,55	90909,09	382272,73	432272,7273	432272,727





Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	Φv	AΦv	N° varillas	As disp	ρmin	ρ	ρmax	ρmin<ρ<ρmax	W	ΦMn	ΦMn>MU
<b>EXTERIOR</b>	<b>A.E.N.</b>	210625,00	1,41	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.E.P.</b>	105312,50	0,71	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,114	1555533,64	<b>CUMPLE</b>
	<b>P</b>	339642,86	2,27	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,114	1555533,64	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.N.</b>	475500,00	3,18	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.P.</b>	237750,00	1,59	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,114	1555533,64	<b>CUMPLE</b>
<b>INTERIOR</b>	<b>A.E.N.</b>	432272,73	2,89	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.E.P.</b>	216136,36	1,45	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,114	1555533,64	<b>CUMPLE</b>
	<b>P</b>	297187,50	1,99	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,114	1555533,64	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.N.</b>	432272,73	2,89	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.P.</b>	216136,36	1,45	4,35	16	2,01	5 Φ16	10,05	0,0033	0,00763	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,114	1555533,64	<b>CUMPLE</b>

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,6 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 23,35 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

**$L_{dh_{min}} = 8d_b$  o **15 cm****

$$L_{dh_{min}} = 8 (1,6 \text{ cm}) = 12,8 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

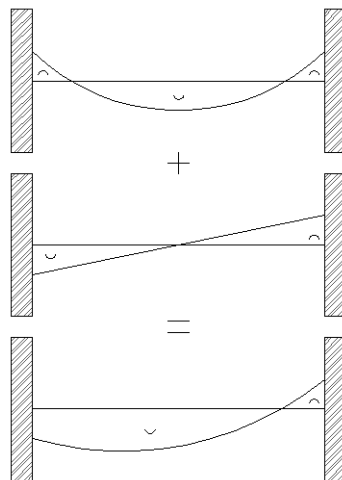
<b>Longitud de Anclaje</b>				
<b>Varilla (mm)</b>	<b>Ldh calculado (cm)</b>	<b>Ldh<sub>min</sub></b>		<b>Ldh (cm)</b>
		<b>Ldh<sub>1</sub> (cm)</b>	<b>Ldh<sub>2</sub> (cm)</b>	
16	23,35	12,8	15	25
18	26,27	14,14	15	30

**Determinar el refuerzo a cortante**

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

**Sismo de Izquierda a Derecha**



**Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 22,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

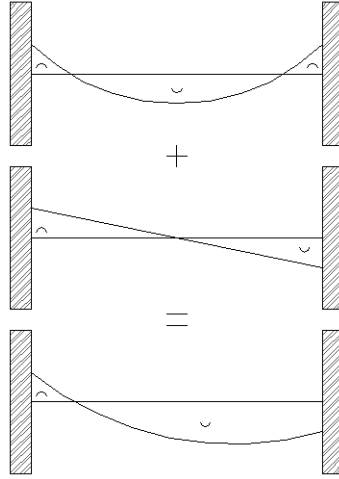
$$a^+ = 7,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{7,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 18,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Sismo de Derecha a Izquierda



#### Apoyo exterior $a^-$ y $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 22,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Apoyo interior $a^+$ y $M_{pr}^+$

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

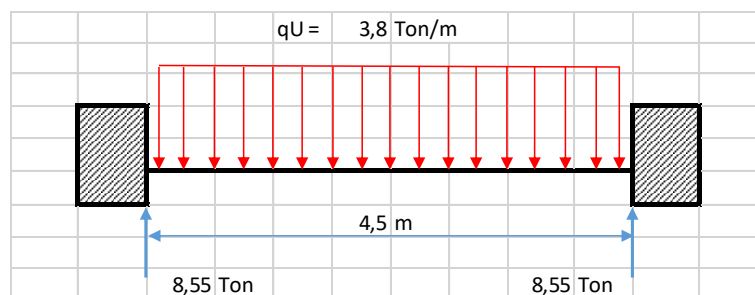
$$a^+ = 7,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (10,05 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{7,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 18,45 \text{ Ton} - \text{m}$$

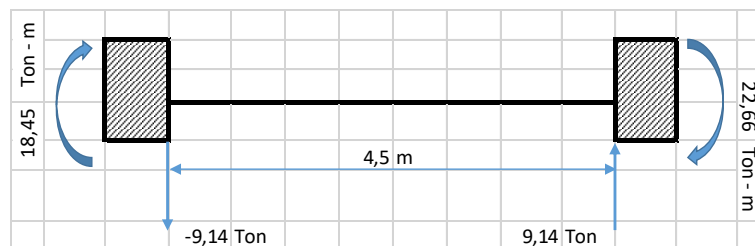
### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(3,8 \text{ Ton/m})(4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 8,55 \text{ Ton}$$

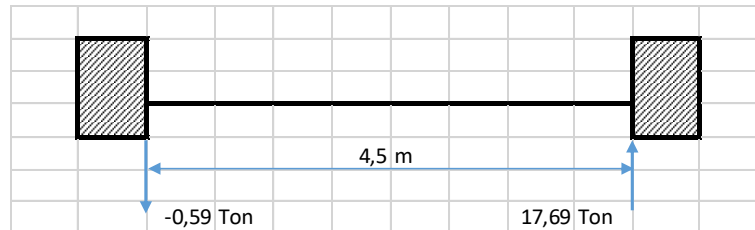
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{18,45 \text{ Ton} - \text{m} + 22,66 \text{ Ton} - \text{m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 9,14 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 17,69 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{17,69 \text{ Ton}}{2} > 8,55 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$8,85 \text{ Ton} > 8,55 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{17,69 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 23,59 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$23,59 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$23,59 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$23,59 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$23,59 \text{ Ton} < 24,48 \text{ Ton}$$

### Determinar diámetro de estribos y espaciamiento

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (38,9 \text{ cm})}{(23,59 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 5,44 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 38,9 \text{ cm}/4 = 9,73 \text{ cm} \\ 6 (1,6 \text{ cm}) = 9,6 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (45 \text{ cm}) = 90 \text{ mm}$$

Adoptar estribos en zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/90 \text{ mm}$

### DIRECCION EJE Y – TERCER NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	45 cm
	$d =$	38,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	35 cm
	$C_2 =$	35 cm

### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(45 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 37,80 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Longitud Nominal

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = \begin{matrix} L_{y1} - L_{\text{columna}} \\ L_{y2} - L_{\text{columna}} \\ L_{y3} - L_{\text{columna}} \end{matrix}$$

$$L_{y1} = L_{y2} = L_{y3} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$$

$$\frac{450 \text{ cm}}{38,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$11,57 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow h \leq 3b_w$$

$$45 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$$

$$45 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \text{Para elementos sismoresistentes} \rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$$

$$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(35 \text{ cm}) = 70 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(35 \text{ cm}) = 52,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 35 \text{ cm} + 52,50 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 87,50 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$



$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

$$\text{Cortante en la Viga debido al Sismo} \rightarrow V_E = 3,69 \text{ Ton}$$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{y1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(3,69 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 9,23 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{y1} - L_{columna}}{L_{y1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (9,23 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 8,67 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

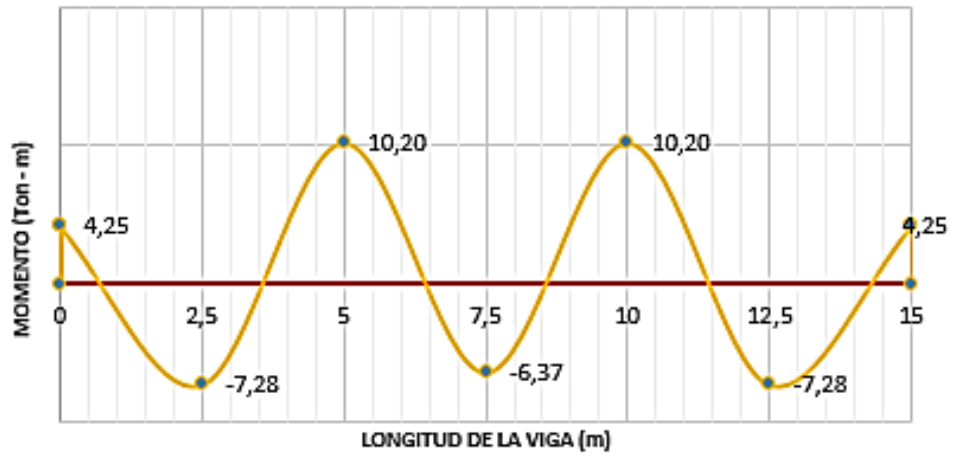


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

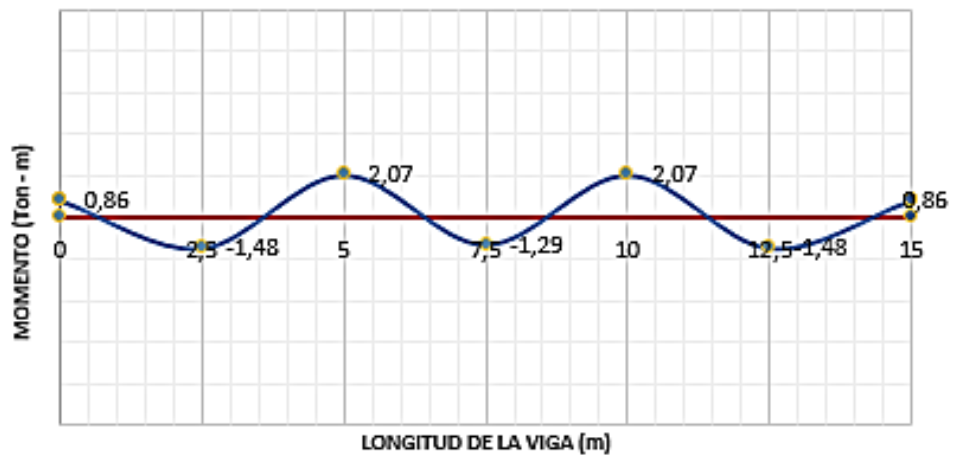
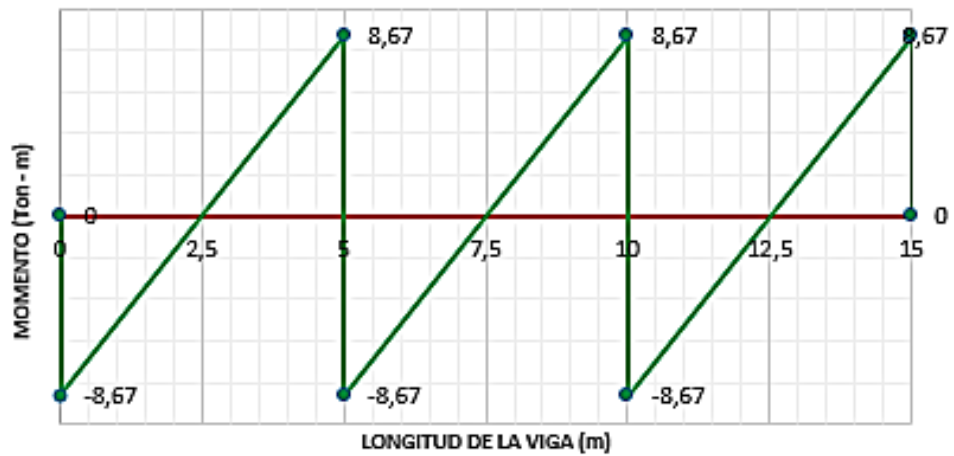
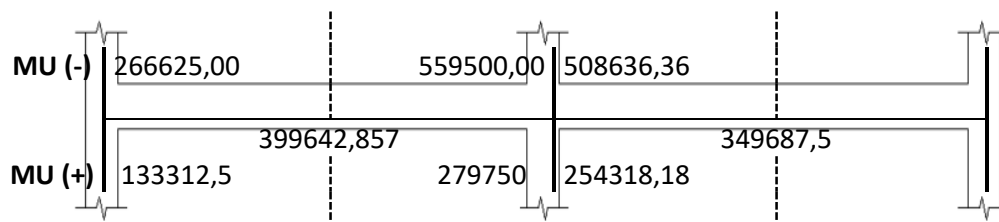


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" POR SISMO



ML	20833,33	50000,00	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64
MV	76666,67	184000,00	167272,73
ML		35714,29	31250,00
MD		175892,86	153906,25
MV		131428,57	115000,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	76666,67	266625	233125	266625
2	175892,86	35714,29	131428,57	360357,1429	399642,8571	399642,8571
3	246250,00	50000,00	184000,00	504500	559500	559500
4	223863,64	45454,55	167272,73	458636,36	508636,3636	508636,3636
5	153906,25	31250,00	115000,00	315312,5	349687,5	349687,5



Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	$\Phi_v$	A $\Phi_v$	N° varillas	As disp	$\rho_{min}$	$\rho$	$\rho_{max}$	$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$	W	$\Phi_{Mn}$	$\Phi_{Mn} > MU$
<b>EXTERIOR</b>	<b>A.E.N.</b>	266625,00	1,79	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,179	2331470,94	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.E.P.</b>	133312,50	0,89	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>P</b>	399642,86	2,68	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.N.</b>	559500,00	3,75	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,179	2331470,94	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.P.</b>	279750,00	1,87	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
<b>INTERIOR</b>	<b>A.E.N.</b>	508636,36	3,41	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,179	2331470,94	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.E.P.</b>	254318,18	1,70	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>P</b>	349687,50	2,34	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,8 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 26,27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 (1,8 \text{ cm}) = 14,4 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
18	26,27	14,4	15	30
20	29,18	16,0	15	30

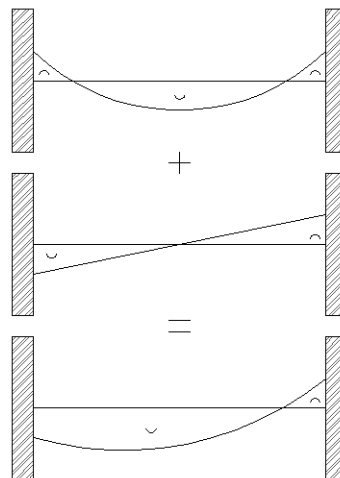
**Determinar el refuerzo a cortante**

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

**Sismo de Izquierda a Derecha**

Apoyo interior a<sup>-</sup> y M<sub>pr</sub><sup>-</sup>



$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 27,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

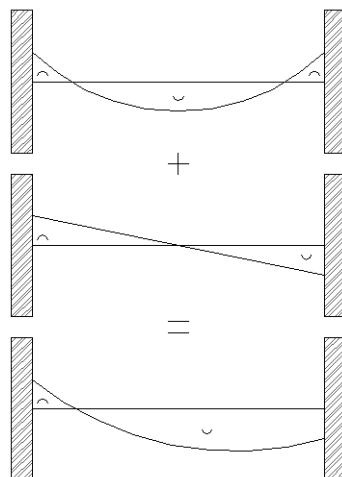
$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 22,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Sismo de Derecha a Izquierda**

**Apoyo exterior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**



$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 27,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo interior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

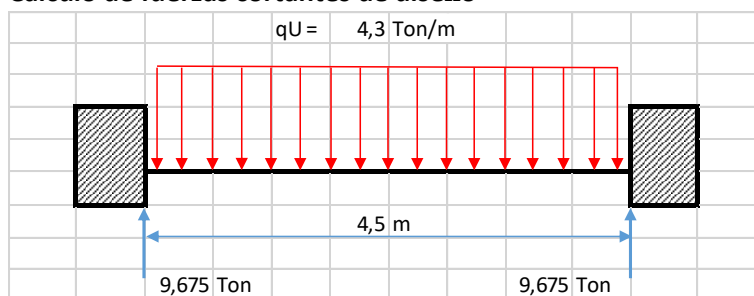
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 22,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

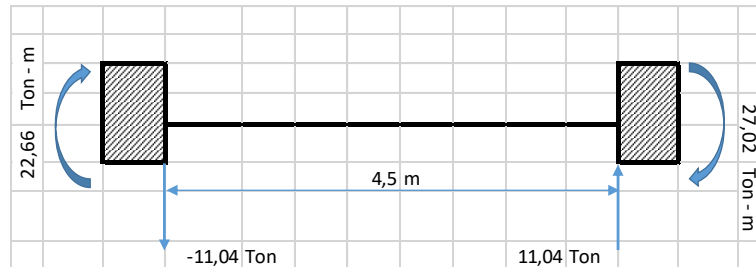
#### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(4,3 \text{ Ton/m}) (4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 9,675 \text{ Ton}$$

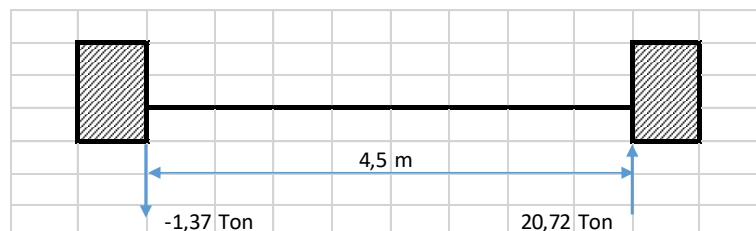
**Carga por sismo de Izquierda a Derecha**



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{22,66 \text{ Ton} - \text{m} + 27,02 \text{ Ton} - \text{m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 11,04 \text{ Ton}$$

**Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha**



$$V_U = 20,72 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{20,72 \text{ Ton}}{2} > 9,675 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$



$$10,36 \text{ Ton} > 9,675 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{20,72 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 27,63 \text{ Ton}$$

### Condición 1

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$27,63 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$27,63 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton}$$

### Condición 2

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$27,63 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$27,63 \text{ Ton} < 28,30 \text{ Ton}$$

### Determinar diámetro de estribos y espaciamiento

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_S}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (38,9 \text{ cm})}{(27,63 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 4,64 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 38,9 \text{ cm}/4 = 9,73 \text{ cm} \\ 6 (1,8 \text{ cm}) = 10,8 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (45 \text{ cm}) = 80 \text{ mm}$$

Adoptar estribos es zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/90 \text{ mm}$

**DIRECCION EJE X – TERCER NIVEL**

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	45 cm
	$d =$	38,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	30 cm
	$C_2 =$	30 cm

**Revisión de Dimensiones**

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(45 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 37,80 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \mathbf{SI \ CUMPLE}$$

**Longitud Nominal**

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = \begin{matrix} L_{x1} - L_{columna} \\ L_{x2} - L_{columna} \\ L_{x3} - L_{columna} \\ L_{x4} - L_{columna} \end{matrix}$$

$$L_{x1} = L_{x2} = L_{x3} = L_{x4} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 4,50 \text{ m}$$

**Comprobar**  $\rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$

$$\frac{450 \text{ cm}}{38,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$11,57 \geq 4 \quad \rightarrow \quad \mathbf{SI \ CUMPLE}$$

**Comprobar**  $\rightarrow \quad h \leq 3b_w$

$$45 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$$

$$45 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

**Comprobar**  $\rightarrow$  Para elementos sismoresistentes  $\rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$

$$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(35 \text{ cm}) = 70 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(35 \text{ cm}) = 52,50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 35 \text{ cm} + 52,50 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 87,50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \quad \rightarrow \quad q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \quad \rightarrow \quad M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \quad \rightarrow \quad M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \quad \rightarrow \quad M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \quad \rightarrow \quad M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \quad \rightarrow \quad M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \quad \rightarrow \quad M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \quad \rightarrow \quad M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \quad \rightarrow \quad M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_D (L)^2}{11} \quad \rightarrow \quad M_E^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \quad \rightarrow \quad M_E^+ = 9,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_L (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 1,88 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

$$\text{Cortante en la Viga debido al Sismo} \rightarrow V_E = 3,46 \text{ Ton}$$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{x1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(3,46 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 8,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{x1} - L_{columna}}{L_{x1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (8,65 \text{ Ton} - \text{m})$$
$$M_{Vi} = 8,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

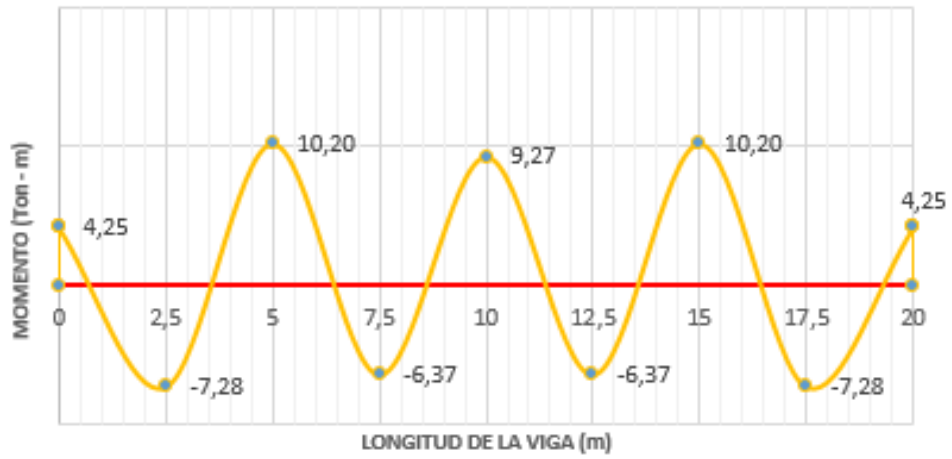


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

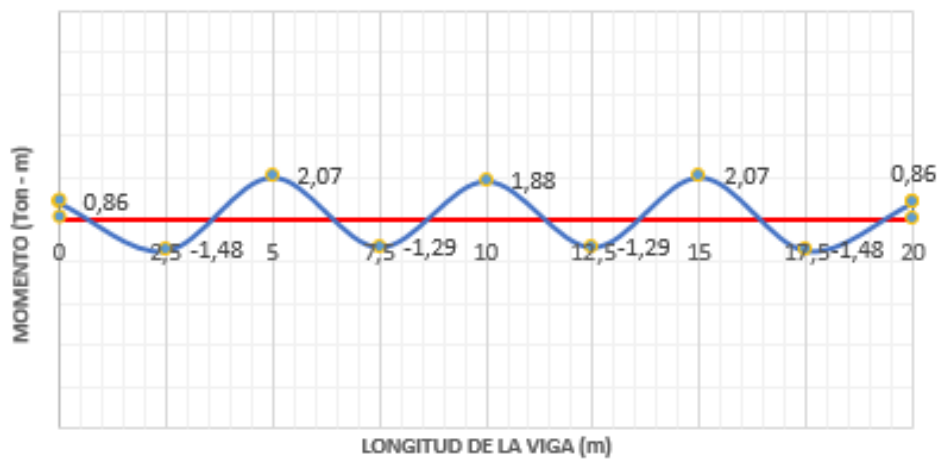
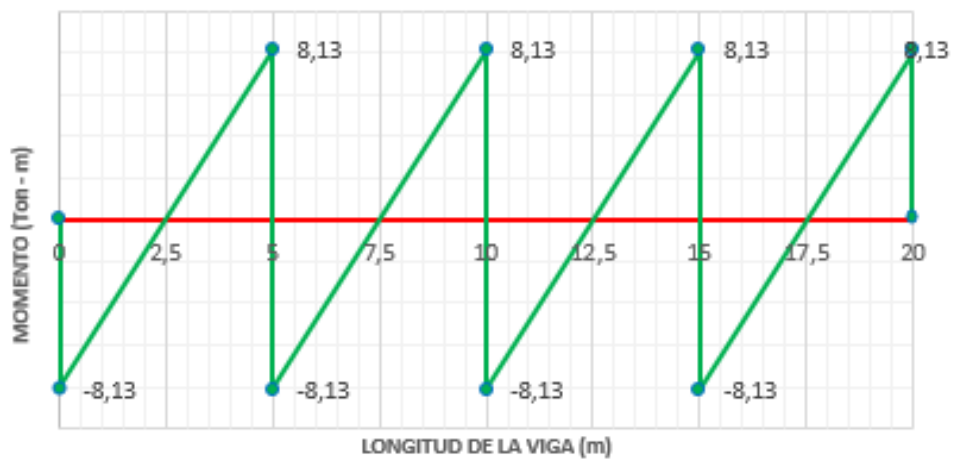
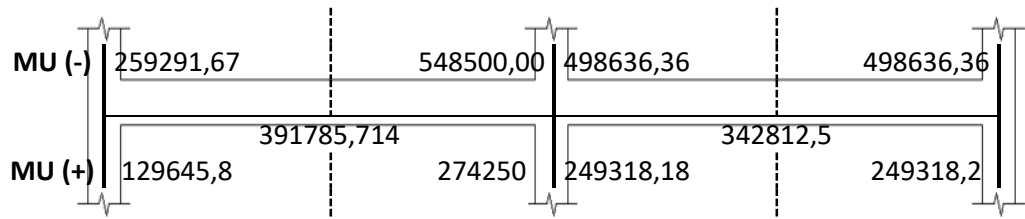


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" POR SISMO



ML	20833,33	50000,00	45454,55	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64	223863,64
MV	72083,33	173000,00	157272,73	157272,73
ML		35714,29		31250,00
MD		175892,86		153906,25
MV		123571,43		108125,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	72083,33	259291,6667	228541,6667	259291,6667
2	175892,86	35714,29	123571,43	352500	391785,7143	391785,7143
3	246250,00	50000,00	173000,00	493500	548500	548500
4	223863,64	45454,55	157272,73	448636,36	498636,3636	498636,3636
5	153906,25	31250,00	108125,00	308437,5	342812,5	342812,5
6	223863,64	45454,55	157272,73	448636,36	498636,3636	498636,3636



Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	$\Phi_v$	A $\Phi_v$	N° varillas	As disp	$\rho_{min}$	$\rho$	$\rho_{max}$	$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$	W	$\Phi_{Mn}$	$\Phi_{Mn} > MU$
EXTERIOR	A.E.N.	259291,67	1,74	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.E.P.	129645,83	0,87	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	P	391785,71	2,62	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	A.I.N.	548500,00	3,67	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.I.P.	274250,00	1,84	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	498636,36	3,34	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.E.P.	249318,18	1,67	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	P	342812,50	2,30	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	A.I.N.	498636,36	3,34	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.I.P.	249318,18	1,67	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,8 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 26,27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 (1,8 \text{ cm}) = 14,4 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

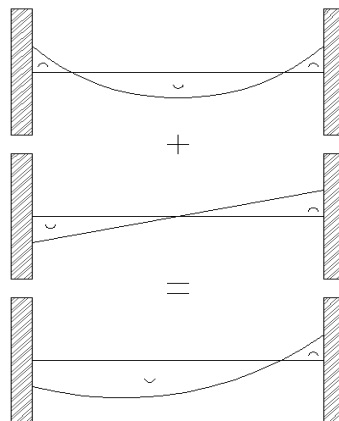
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
18	26,27	14,4	15	30
20	29,18	16,0	15	30

**Determinar el refuerzo a cortante**

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

**Sismo de Izquierda a Derecha**





**Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 27,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

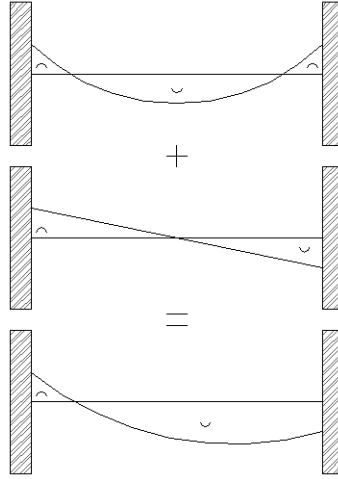
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 22,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Sismo de Derecha a Izquierda



### Apoyo exterior $a^-$ y $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 27,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Apoyo interior $a^+$ y $M_{pr}^+$

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

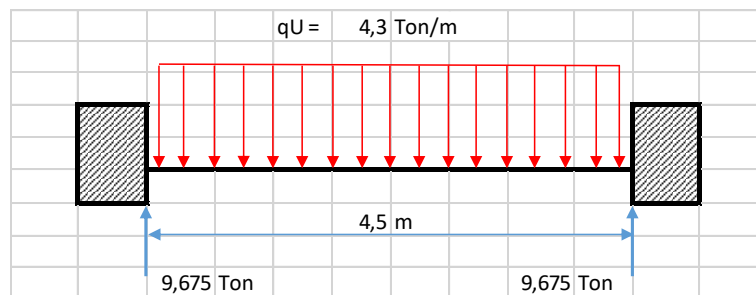
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 38,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 22,65 \text{ Ton} - \text{m}$$

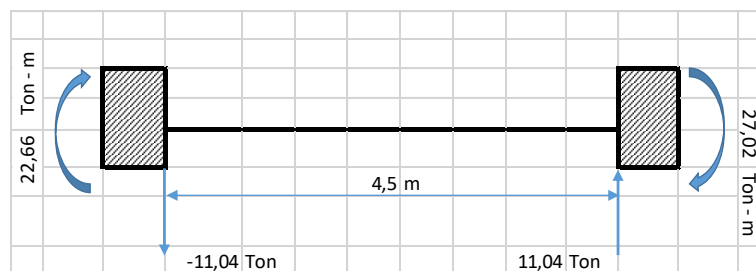
### Calculo de fuerzas cortantes de diseno



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(4,3 \text{ Ton/m})(4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 9,675 \text{ Ton}$$

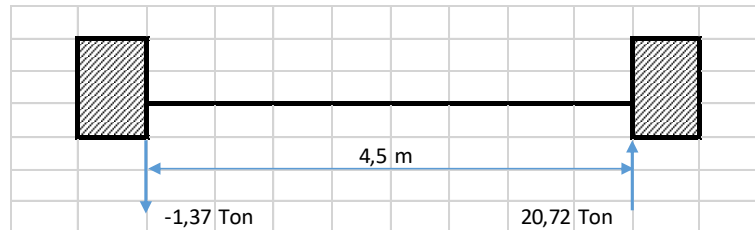
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{22,66 \text{ Ton} - \text{m} + 27,02 \text{ Ton} - \text{m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 11,04 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 20,72 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{20,72 \text{ Ton}}{2} > 9,675 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$10,36 \text{ Ton} > 9,675 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{20,72 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 27,63 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$27,63 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$27,63 \text{ Ton} < 42,96 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$27,63 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (38,9 \text{ cm})$$

$$27,63 \text{ Ton} < 28,30 \text{ Ton}$$

### Determinar diámetro de estribos y espaciamiento

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (38,9 \text{ cm})}{(27,63 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 4,64 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 38,9 \text{ cm}/4 = 9,73 \text{ cm} \\ 6 (1,8 \text{ cm}) = 10,8 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (45 \text{ cm}) = 80 \text{ mm}$$

Adoptar estribos es zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/90 \text{ mm}$

### DIRECCION EJE Y – SEGUNDO NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	50 cm
	$d =$	43,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	40 cm
	$C_2 =$	40 cm

### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(50 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 42,00 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Longitud Nominal

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = \begin{matrix} L_{y1} - L_{columna} \\ L_{y2} - L_{columna} \\ L_{y3} - L_{columna} \end{matrix}$$

$$L_{y1} = L_{y2} = L_{y3} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{y1}} = l_{n_{y2}} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4 ; \frac{450 \text{ cm}}{43,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$10,25 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow h \leq 3b_w$$

$$50 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm}) ; 50 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \text{Para elementos sismoresistentes} \rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$$

$$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(40 \text{ cm}) = 80 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(40 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 40 \text{ cm} + 60 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} < 100 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m})(4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

**Cortante en la Viga debido al Sismo**  $\rightarrow V_E = 4,84 \text{ Ton}$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{y1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(4,84 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 12,09 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{y1} - L_{columna}}{L_{y1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (12,09 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 11,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

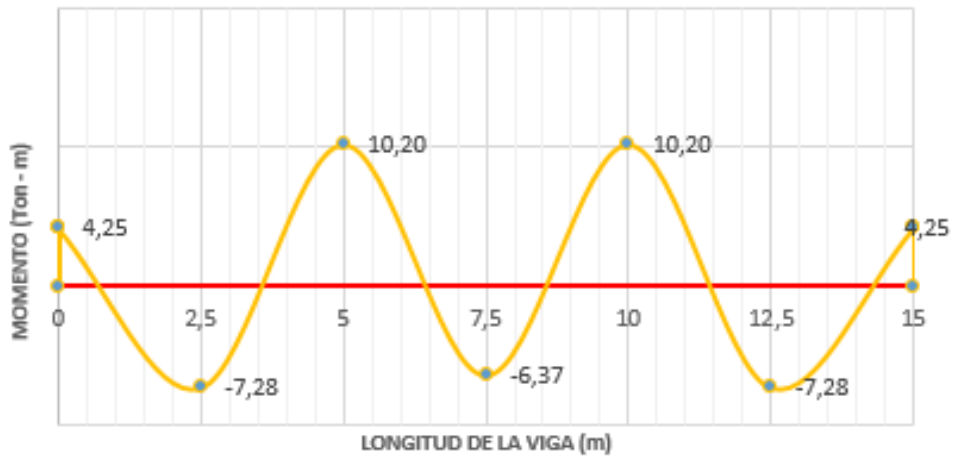


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

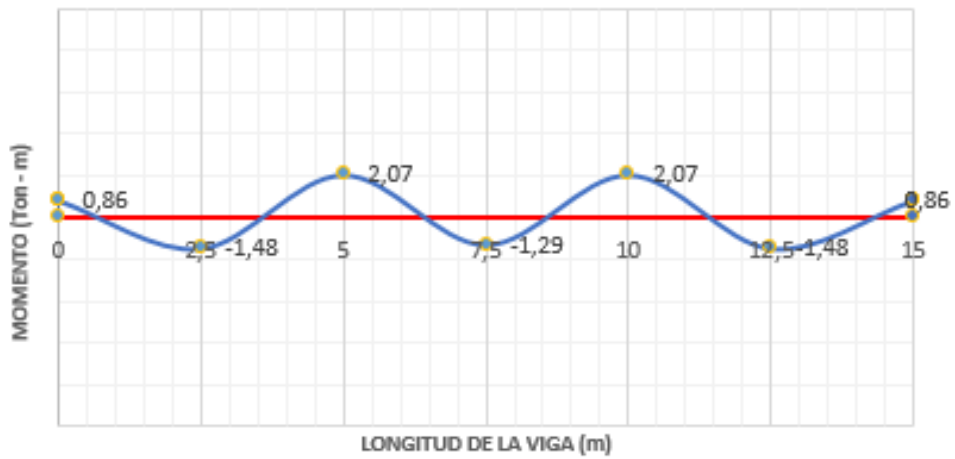
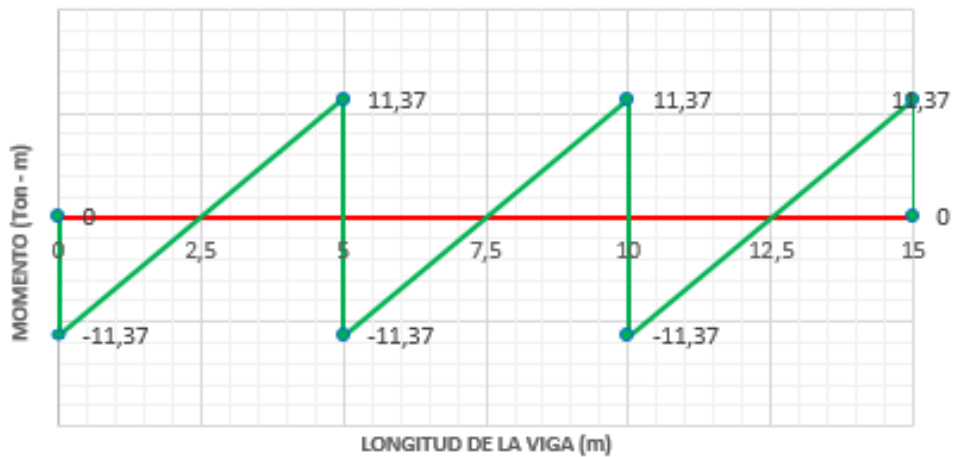


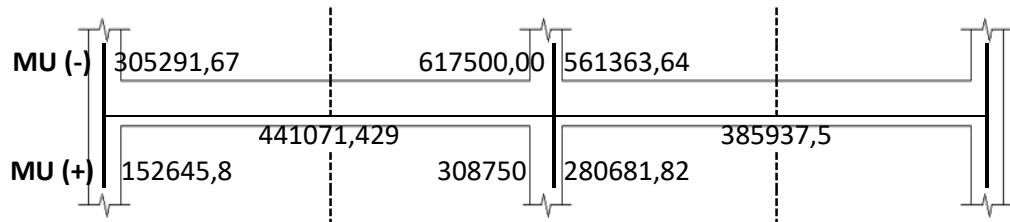
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" POR SISMO





ML	20833,33	50000,00	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64
MV	100833,33	242000,00	220000,00
ML		35714,29	31250,00
MD		175892,86	153906,25
MV		172857,14	151250,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	100833,33	305291,6667	257291,6667	305291,6667
2	175892,86	35714,29	172857,14	401785,7143	441071,4286	441071,4286
3	246250,00	50000,00	242000,00	562500	617500	617500
4	223863,64	45454,55	220000,00	511363,64	561363,6364	561363,6364
5	153906,25	31250,00	151250,00	351562,5	385937,5	385937,5



Tramo	Localización	MU (kg - cm)	As req	As min	$\Phi_v$	A $\Phi_v$	N° varillas	As disp	$\rho_{min}$	$\rho$	$\rho_{max}$	$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$	W	$\Phi_{Mn}$	$\Phi_{Mn} > MU$
EXTERIOR	A.E.N.	305291,67	2,04	4,35	22	3,80	5 $\Phi 22$	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.E.P.	152645,83	1,02	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	P	441071,43	2,95	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	A.I.N.	617500,00	4,13	4,35	22	3,80	5 $\Phi 22$	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.I.P.	308750,00	2,07	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	561363,64	3,76	4,35	22	3,80	5 $\Phi 22$	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.E.P.	280681,82	1,88	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE
	P	385937,50	2,58	4,35	18	2,54	5 $\Phi 18$	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	CUMPLE	0,145	1930835,49	CUMPLE

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,8 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 26,27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 (1,8 \text{ cm}) = 14,4 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

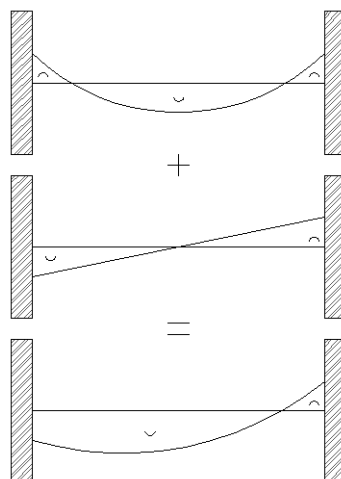
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
18	26,27	14,4	15	30
22	32,10	17,6	15	35

**Determinar el refuerzo a cortante**

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

**Sismo de Izquierda a Derecha**



**Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

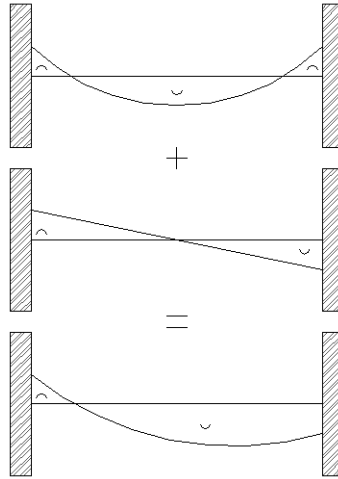
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 26 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Sismo de Derecha a Izquierda



#### Apoyo exterior $a^-$ y $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Apoyo interior $a^+$ y $M_{pr}^+$

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

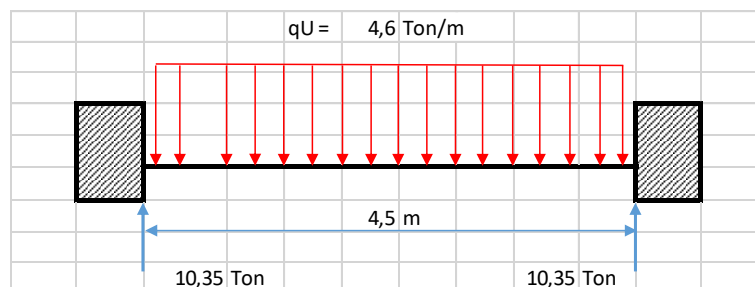
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 26 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Calculo de fuerzas cortantes de diseno**



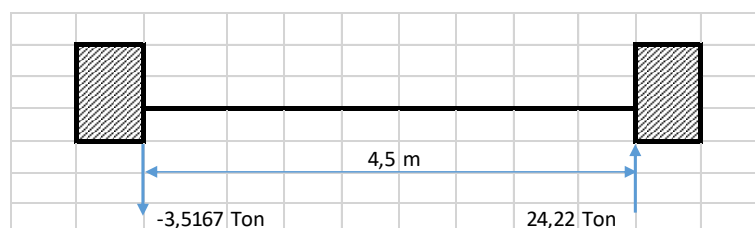
$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(4,6 \text{ Ton/m}) (4,5 \text{ m})}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{36,4 \text{ Ton} - \text{m} + 26 \text{ Ton} - \text{m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 13,87 \text{ Ton}$$

**Carga Gravitacional ms Carga de Sismo de Izquierda a Derecha**



$$V_U = 24,22 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{24,22 \text{ Ton}}{2} > 10,35 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$12,11 \text{ Ton} > 10,35 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{24,22 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 32,29 \text{ Ton}$$

### Condición 1

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$32,29 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$32,29 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton}$$

### Condición 2

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$32,29 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$32,29 \text{ Ton} < 34,37 \text{ Ton}$$

### Determinar diámetro de estribos y espaciamiento

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_S}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (43,9 \text{ cm})}{(32,29 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 4,48 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 43,9 \text{ cm}/4 = 10,97 \text{ cm} \\ 6 (1,8 \text{ cm}) = 10,8 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2h = 2(50 \text{ cm}) = 100 \text{ mm}$$

Adoptar estribos en zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/100 \text{ mm}$

#### DIRECCION EJE X – SEGUNDO NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	50 cm
	$d =$	43,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	40 cm
	$C_2 =$	40 cm

#### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(50 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 42,00 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Longitud Nominal

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = \begin{matrix} L_{x1} - L_{\text{columna}} \\ L_{x2} - L_{\text{columna}} \\ L_{x3} - L_{\text{columna}} \\ L_{x4} - L_{\text{columna}} \end{matrix}$$

$$L_{x1} = L_{x2} = L_{x3} = L_{x4} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$$



$$\frac{450 \text{ cm}}{43,9 \text{ cm}} \geq 4$$

10,25  $\geq$  4  $\rightarrow$  **SI CUMPLE**

**Comprobar**  $\rightarrow$   **$h \leq 3b_w$**

$$50 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$$

50 cm  $\leq$  90 cm  $\rightarrow$  **SI CUMPLE**

**Comprobar**  $\rightarrow$  **Para elementos sismoresistentes**  $\rightarrow$   **$b_w \geq 0,25 \text{ m}$**

0,30 m  $\geq$  0,25 m  $\rightarrow$  **SI CUMPLE**

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(40 \text{ cm}) = 80 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(40 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 40 \text{ cm} + 60 \text{ cm}$$

30 cm  $<$  100 cm  $\rightarrow$  **SI CUMPLE**

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_D (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 9,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_L (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 1,88 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara exterior

$$\text{Cortante en la Viga debido al Sismo} \rightarrow V_E = 4,53 \text{ Ton}$$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{x1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(4,53 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 11,34 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Sismo en cara interior

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{x1} - L_{columna}}{L_{x1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (11,34 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 10,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

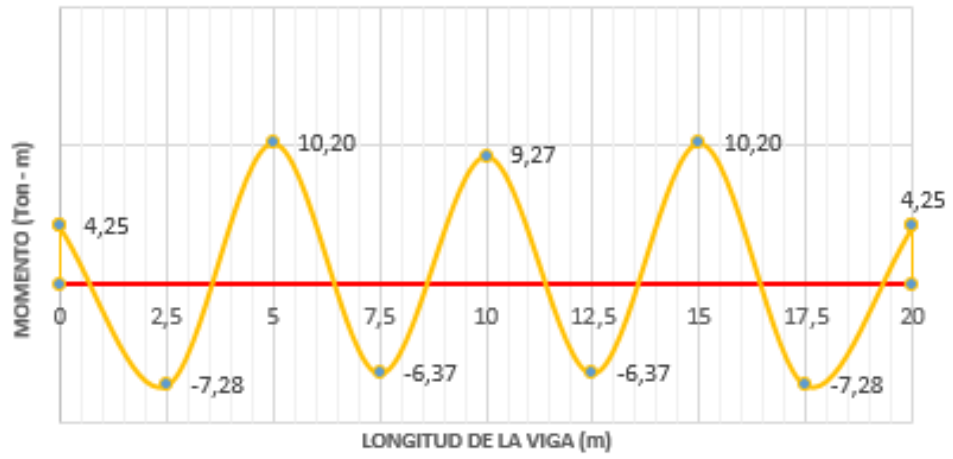


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

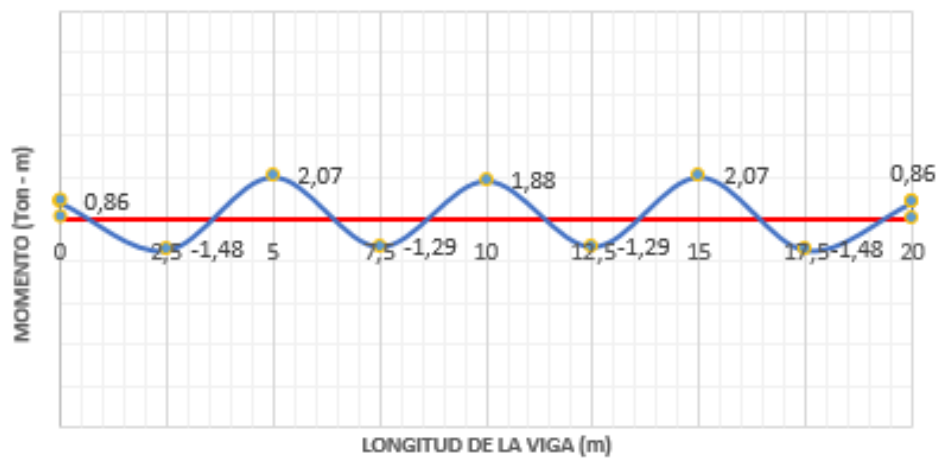
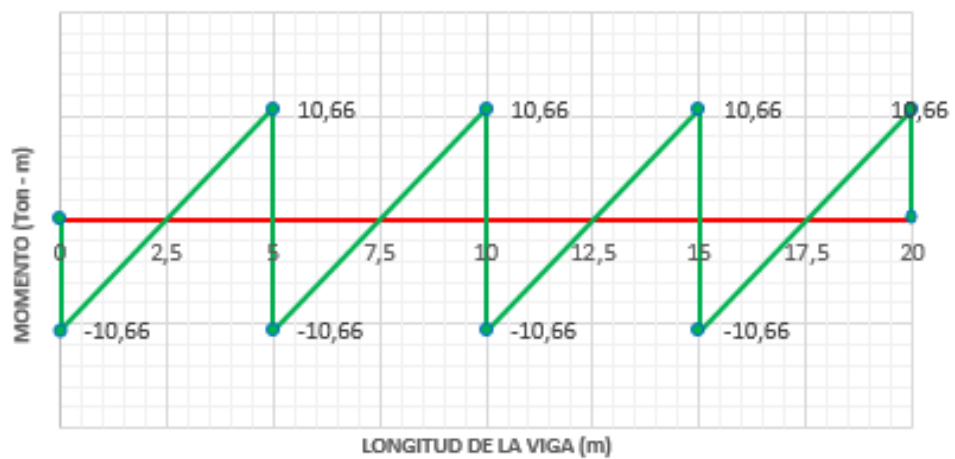
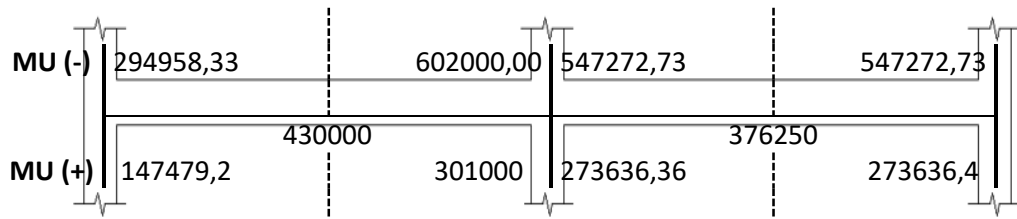


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" POR SISMO



ML	20833,33	50000,00	45454,55	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64	223863,64
MV	94375,00	226500,00	205909,09	205909,09
ML		35714,29		31250,00
MD		175892,86		153906,25
MV		161785,71		141562,50

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	94375,00	294958,3333	250833,3333	294958,3333
2	175892,86	35714,29	161785,71	390714,2857	430000	430000
3	246250,00	50000,00	226500,00	547000	602000	602000
4	223863,64	45454,55	205909,09	497272,73	547272,7273	547272,7273
5	153906,25	31250,00	141562,50	341875	376250	376250
6	223863,64	45454,55	205909,09	497272,73	547272,7273	547272,7273



Tramo	localización	MU (kg - cm)	As req	As min	Φv	AΦv	N° varillas	As disp	ρmin	ρ	ρmax	ρmin<ρ<ρmax	W	ΦMn	ΦMn>MU
<b>EXTERIOR</b>	<b>A.E.N.</b>	294958,33	1,97	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,216	2751166,79	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.E.P.</b>	147479,17	0,99	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>P</b>	430000,00	2,88	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.N.</b>	602000,00	4,03	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,216	2751166,79	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.P.</b>	301000,00	2,02	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
<b>INTERIOR</b>	<b>A.E.N.</b>	547272,73	3,66	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,216	2751166,79	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.E.P.</b>	273636,36	1,83	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>P</b>	376250,00	2,52	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.N.</b>	547272,73	3,66	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,216	2751166,79	<b>CUMPLE</b>
	<b>A.I.P.</b>	273636,36	1,83	4,35	18	2,54	5 Φ18	12,72	0,0033	0,00966	0,0212	<b>CUMPLE</b>	0,145	1930835,49	<b>CUMPLE</b>

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (1,8 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 26,27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{min}} = 8 (1,8 \text{ cm}) = 14,4 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

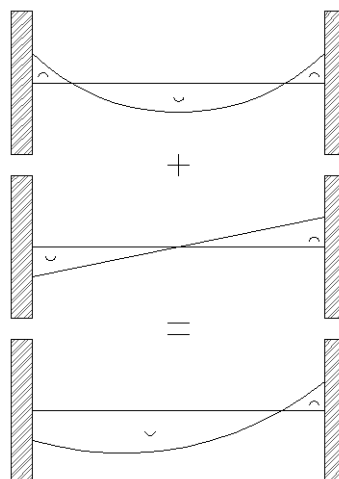
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
18	26,27	14,4	15	30
22	32,10	17,6	15	35

**Determinar el refuerzo a cortante**

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

**Sismo de Izquierda a Derecha**



**Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

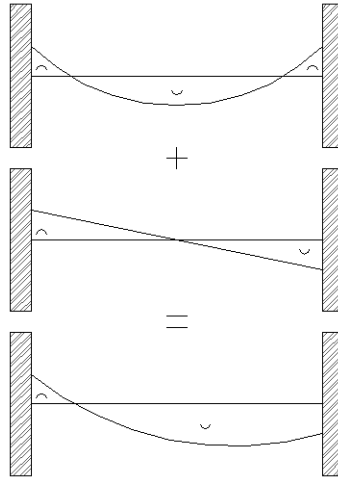
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 26 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Sismo de Derecha a Izquierda



#### Apoyo exterior $a^-$ y $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Apoyo interior $a^+$ y $M_{pr}^+$

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$



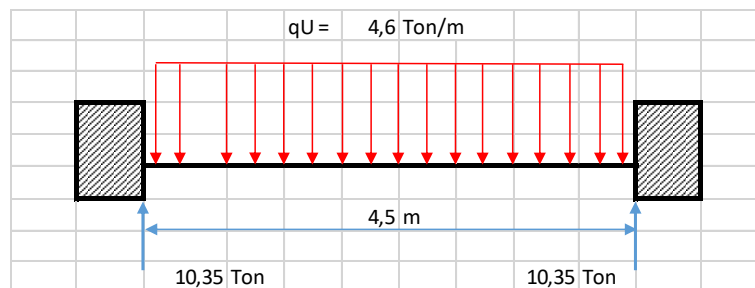
$$a^+ = 9,94 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (12,72 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{9,94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 26 \text{ Ton} - \text{m}$$

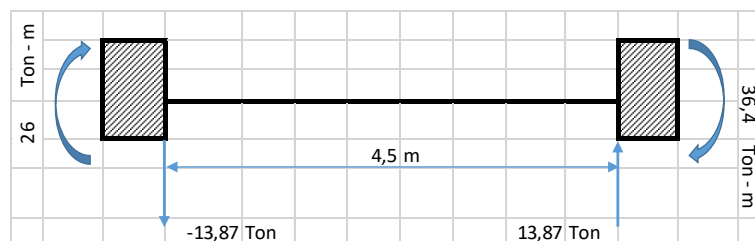
### Calculo de fuerzas cortantes de diseno



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(4,6 \text{ Ton/m})(4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 10,35 \text{ Ton}$$

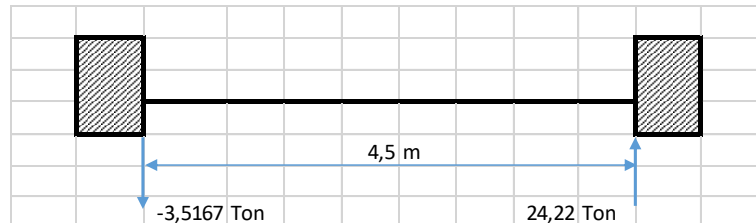
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{36,4 \text{ Ton} - \text{m} + 26 \text{ Ton} - \text{m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 13,87 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 24,22 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{24,22 \text{ Ton}}{2} > 10,35 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$12,11 \text{ Ton} > 10,35 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{24,22 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 32,29 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$32,29 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$32,29 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$32,29 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$32,29 \text{ Ton} < 34,57 \text{ Ton}$$

### Determinar diámetro de estribos y espaciamiento

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (43,9 \text{ cm})}{(32,29 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 4,48 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 43,9 \text{ cm}/4 = 10,97 \text{ cm} \\ 6 (1,8 \text{ cm}) = 10,8 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (50 \text{ cm}) = 100 \text{ mm}$$

Adoptar estribos es zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/100 \text{ mm}$

### DIRECCION EJE Y – PRIMER NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	50 cm
	$d =$	43,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	45 cm
	$C_2 =$	45 cm

### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(50 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 42,00 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Longitud Nominal

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = l_{ny3} = L_{y1} - L_{columna} = L_{y2} - L_{columna} = L_{y3} - L_{columna}$$

$$L_{y1} = L_{y2} = L_{y3} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{ny1} = l_{ny2} = 4,50 \text{ m}$$

**Comprobar**  $\rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$

$$\frac{450 \text{ cm}}{43,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$10,25 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Comprobar**  $\rightarrow h \leq 3b_w$

$$50 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$$

$$50 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Comprobar**  $\rightarrow$  Para elementos sismoresistentes  $\rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$

$$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(45 \text{ cm}) = 90 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(45 \text{ cm}) = 67,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} + 67,5 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 112,5 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Muerta

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left( \frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left( \frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} \right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento producido por Sismo en cara exterior**

**Cortante en la Viga debido al Sismo** →  $V_E = 6,54 \text{ Ton}$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{y1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(6,54 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 16,36 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento producido por Sismo en cara interior**

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{y1} - L_{columna}}{L_{y1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (16,36 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 15,38 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

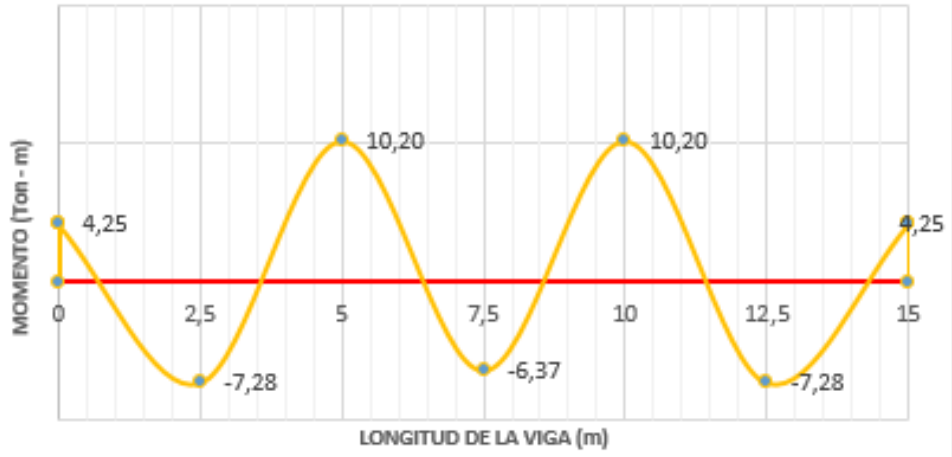


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

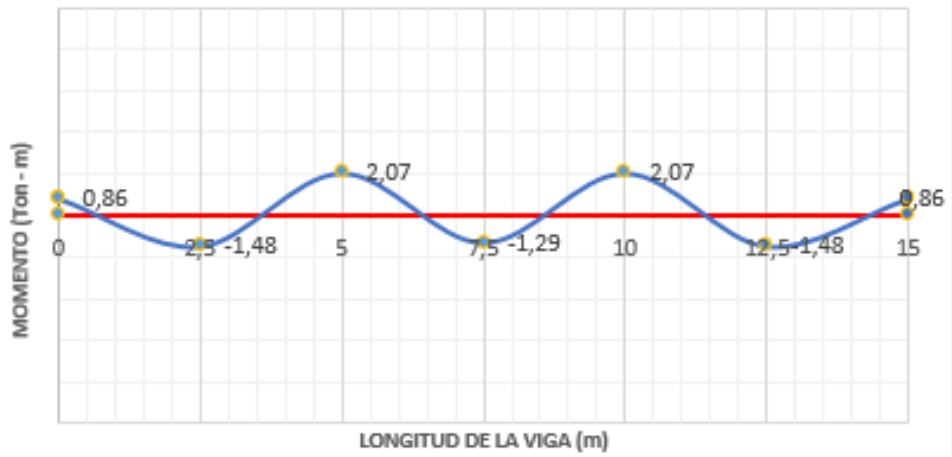
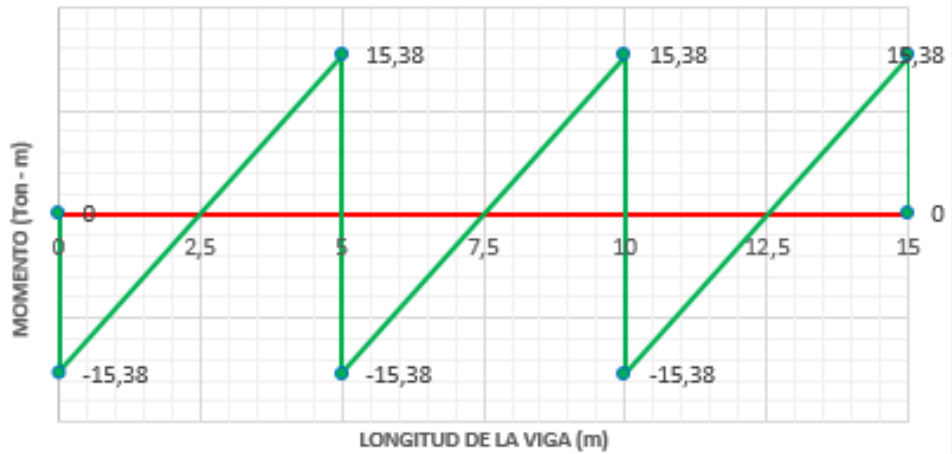
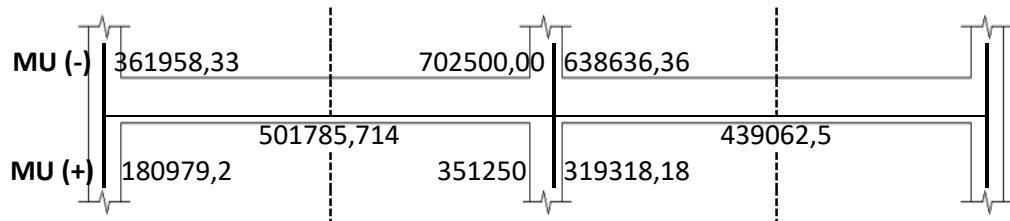


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "Y" POR SISMO



ML	20833,33	50000,00	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64
MV	136250,00	327000,00	297272,73
ML		35714,29	31250,00
MD		175892,86	153906,25
MV		233571,43	204375,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	136250,00	361958,3333	292708,3333	361958,3333
2	175892,86	35714,29	233571,43	462500	501785,7143	501785,7143
3	246250,00	50000,00	327000,00	647500	702500	702500
4	223863,64	45454,55	297272,73	588636,36	638636,3636	638636,3636
5	153906,25	31250,00	204375,00	404687,5	439062,5	439062,5





Tramo	localización	MU (kg - cm)	As req	As min	$\Phi_v$	A $\Phi_v$	N° varillas	As disp	$\rho_{min}$	$\rho$	$\rho_{max}$	$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$	W	$\Phi_{Mn}$	$\Phi_{Mn} > MU$
EXTERIOR	A.E.N.	361958,33	2,42	4,35	22	3,80	5 $\Phi 22$	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.E.P.	180979,17	1,21	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	P	501785,71	3,36	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.I.N.	702500,00	4,70	4,35	22	3,80	5 $\Phi 22$	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.I.P.	351250,00	2,35	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	638636,36	4,28	4,35	22	3,80	5 $\Phi 22$	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.E.P.	319318,18	2,14	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	P	439062,50	2,94	4,35	20	3,14	5 $\Phi 20$	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (2 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 29,18 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{min}} = 8 (2 \text{ cm}) = 16 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

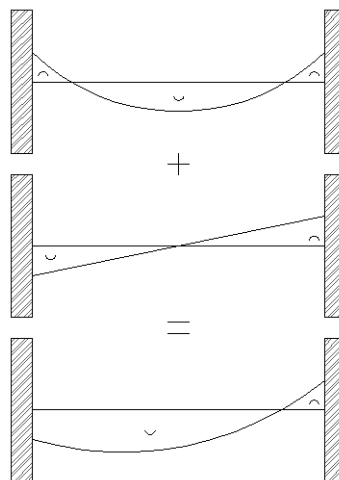
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
20	29,18	16	15	30
22	32,10	17,6	15	35

**Determinar el refuerzo a cortante**

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

**Sismo de Izquierda a Derecha**



**Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$= \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

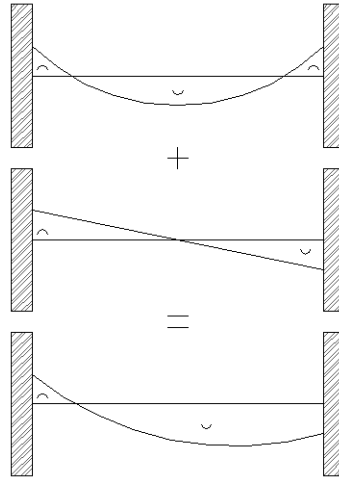
$$a^+ = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 31,14 \text{ Ton} - \text{m}$$

### Sismo de Derecha a Izquierda



#### Apoyo exterior $a^-$ y $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Apoyo interior $a^+$ y $M_{pr}^+$

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

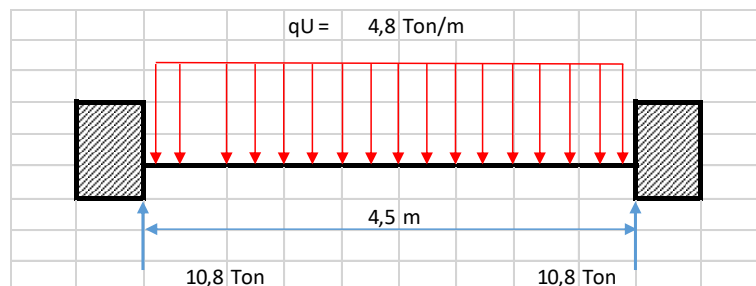
$$a^+ = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 31,14 \text{ Ton} - \text{m}$$

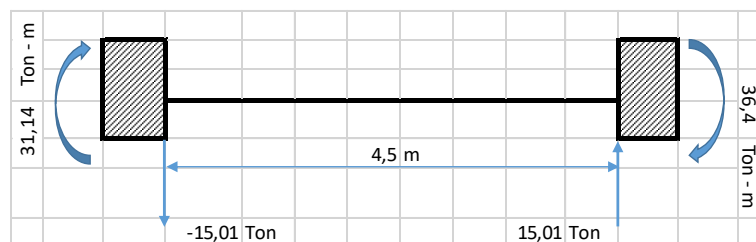
### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(4,8 \text{ Ton/m})(4,5 \text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 10,8 \text{ Ton}$$

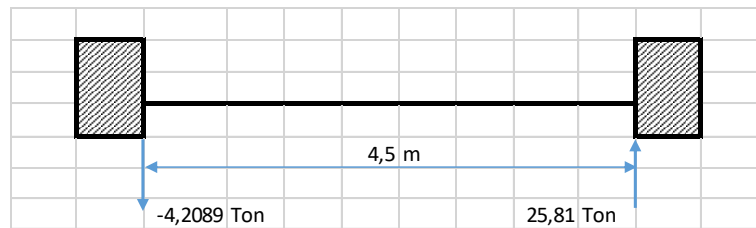
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{36,4 \text{ Ton} - \text{m} + 31,14 \text{ Ton} - \text{m}}{4,5 \text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 15,01 \text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 25,81 \text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$**

**Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{25,81 \text{ Ton}}{2} > 10,08 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$12,90 \text{ Ton} > 10,08 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{25,81 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 34,41 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$34,41 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$34,41 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$34,41 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$34,41 \text{ Ton} < 34,57 \text{ Ton}$$

**Determinar diámetro de estribos y espaciamiento**

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_s}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (43,9 \text{ cm})}{(34,41 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 4,21 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 43,9 \text{ cm}/4 = 10,97 \text{ cm} \\ 6 (2 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (50 \text{ cm}) = 100 \text{ mm}$$

Adoptar estribos es zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm}} \text{ c}/100 \text{ mm}$

#### DIRECCION EJE X – PRIMER NIVEL

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	50 cm
	$d =$	43,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$C_1 =$	45 cm
	$C_2 =$	45 cm

#### Revisión de Dimensiones

$$P_U < 0,10 A_g f'_c$$

$$0 < 0,10 (30 \text{ cm})(50 \text{ cm})(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0 < 42,00 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

#### Longitud Nominal

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = \begin{matrix} L_{x1} - L_{\text{columna}} \\ L_{x2} - L_{\text{columna}} \\ L_{x3} - L_{\text{columna}} \end{matrix}$$

$$L_{x4} - L_{\text{columna}}$$

$$L_{x1} = L_{x2} = L_{x3} = L_{x4} = 5 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}$$

$$L = l_{n_{x1}} = l_{n_{x2}} = l_{n_{x3}} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \frac{l_n}{d} \geq 4$$

$$\frac{450 \text{ cm}}{43,9 \text{ cm}} \geq 4$$

$$10,25 \geq 4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow h \leq 3b_w$$

$$50 \text{ cm} \leq (3)(30 \text{ cm})$$

$$50 \text{ cm} \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Comprobar} \rightarrow \text{Para elementos sismoresistentes} \rightarrow b_w \geq 0,25 \text{ m}$$

$$0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$b_w < C_2 + \text{menor} \begin{cases} 2C_2 = 2(45 \text{ cm}) = 90 \text{ cm} \\ 1,5C_1 = 1,5(45 \text{ cm}) = 67,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} + 67,5 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} < 112,5 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Momento producido por Carga Gravitacional Muerta**

$$q_D = W_D \cdot \left( \frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right)$$



$$q_D = (0,985 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right) \rightarrow q_D = 4,92 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_D (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 7,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_D (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 6,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_D (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 4,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_D (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 10,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_D (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(4,92 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 9,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Momento producido por Carga Gravitacional Viva

$$q_L = W_L \cdot \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2}\right)$$

$$q_L = (0,20 \text{ Ton/m}^2) \cdot \left(\frac{5 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2}\right) \rightarrow q_L = 1 \text{ Ton/m}$$

$$M_A^+ = \frac{q_L (L)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{14} \rightarrow M_A^+ = 1,48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_B^+ = \frac{q_L (L)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{16} \rightarrow M_B^+ = 1,29 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_C^- = \frac{q_L (L)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{24} \rightarrow M_C^+ = 0,86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D^- = \frac{q_L (L)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{10} \rightarrow M_D^+ = 2,07 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_E^- = \frac{q_L (L)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = \frac{(1 \text{ Ton/m}) (4,50)^2}{11} \rightarrow M_E^+ = 1,88 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Momento producido por Sismo en cara exterior

**Cortante en la Viga debido al Sismo** →  $V_E = 6,14 \text{ Ton}$

$$M_{VE} = \frac{V_E L_{x1}}{2} \rightarrow M_V = \frac{(6,14 \text{ Ton})(5 \text{ m})}{2} \rightarrow M_V = 15,34 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Momento producido por Sismo en cara interior**

$$M_{Vi} = \left( \frac{L_{x1} - L_{columna}}{L_{x1}} \right) M_{VE} \rightarrow M_{Vi} = \left( \frac{5 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{5} \right) (15,34 \text{ Ton} - \text{m})$$

$$M_{Vi} = 14,42 \text{ Ton} - \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL MUERTA

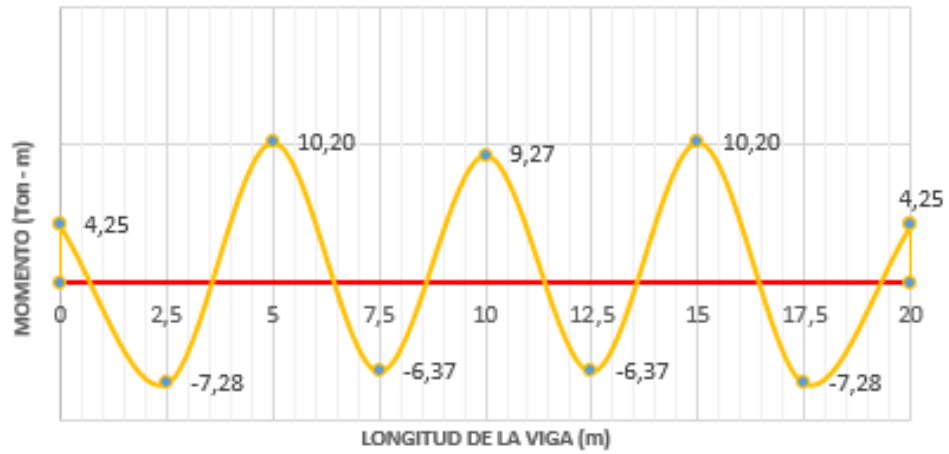


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" PARA CARGA GRAVITACIONAL VIVA

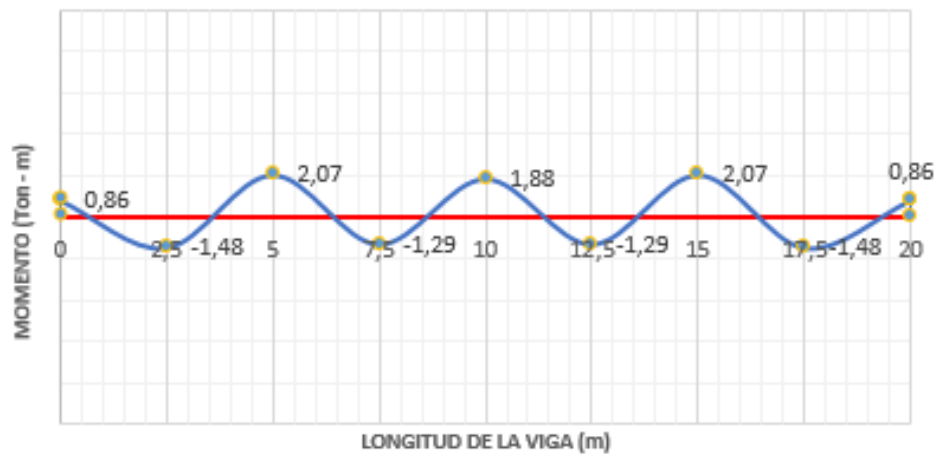
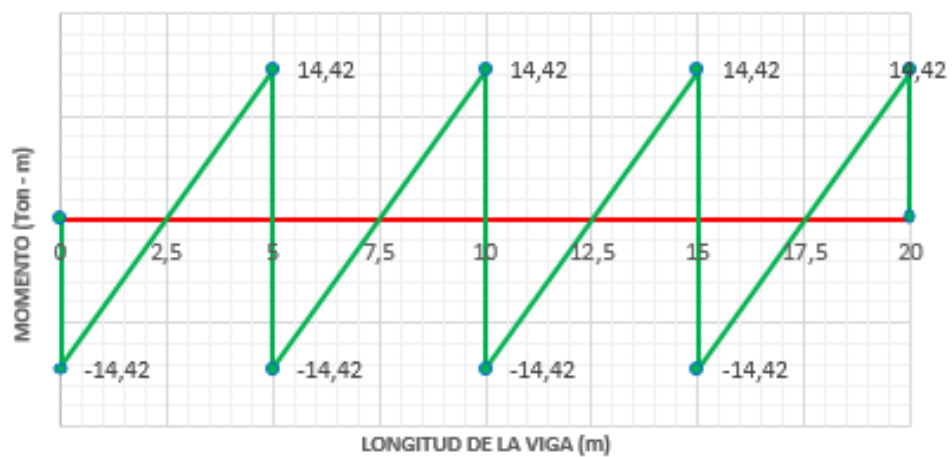
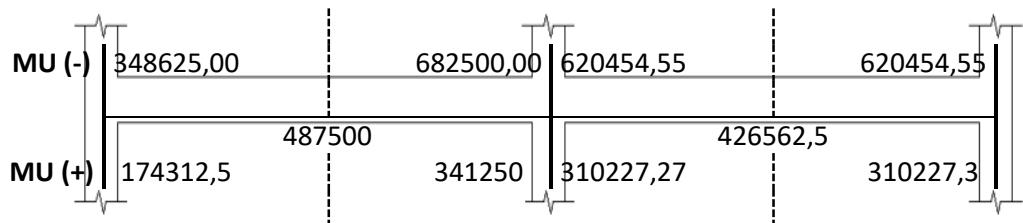


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DIRECCION "X" POR SISMO



ML	20833,33	50000,00	45454,55	45454,55
MD	102604,17	246250,00	223863,64	223863,64
MV	127916,67	307000,00	279090,91	279090,91
ML		35714,29		31250,00
MD		175892,86		153906,25
MV		219285,71		191875,00

Momentos y Combinación de Carga						
Sección	MD (kg - cm)	ML (kg - cm)	MV (kg - cm)	Combinación 1	Combinación 2	MU (kg - cm)
1	102604,17	20833,33	127916,67	348625	284375	348625
2	175892,86	35714,29	219285,71	448214,2857	487500	487500
3	246250,00	50000,00	307000,00	627500	682500	682500
4	223863,64	45454,55	279090,91	570454,55	620454,5455	620454,5455
5	153906,25	31250,00	191875,00	392187,5	426562,5	426562,5
6	223863,64	45454,55	279090,91	570454,55	620454,5455	620454,5455



Tramo	localización	MU (kg - cm)	As req	As min	Φv	AΦv	N° varillas	As disp	ρmin	ρ	ρmax	ρmin<ρ<ρmax	W	ΦMn	ΦMn>MU
EXTERIOR	A.E.N.	348625,00	2,33	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.E.P.	174312,50	1,17	4,35	20	3,14	5 Φ20	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	P	487500,00	3,26	4,35	20	3,14	5 Φ20	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.I.N.	682500,00	4,57	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.I.P.	341250,00	2,28	4,35	20	3,14	5 Φ20	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
INTERIOR	A.E.N.	620454,55	4,15	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.E.P.	310227,27	2,08	4,35	20	3,14	5 Φ20	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	P	426562,50	2,86	4,35	20	3,14	5 Φ20	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE
	A.I.N.	620454,55	4,15	4,35	22	3,80	5 Φ22	19,01	0,0033	0,01443	0,0212	CUMPLE	0,216	2751166,79	CUMPLE
	A.I.P.	310227,27	2,08	4,35	20	3,14	5 Φ20	15,71	0,0033	0,01193	0,0212	CUMPLE	0,179	2331470,94	CUMPLE

**Longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión**

$$L_{dh} = \frac{f_y d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$L_{dh} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2) (2 \text{ cm})}{17,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_{dh} = 29,18 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15 \text{ cm} \quad L_{dh_{\min}} = 8 (2 \text{ cm}) = 16 \text{ cm o } 15 \text{ cm}$$

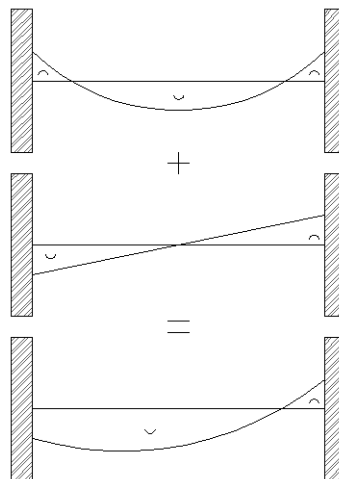
Longitud de Anclaje				
Varilla (mm)	Ldh calculado (cm)	Ldh <sub>min</sub>		Ldh (cm)
		Ldh <sub>1</sub> (cm)	Ldh <sub>2</sub> (cm)	
20	29,18	16	15	30
22	32,10	17,6	15	35

Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

Sismo de Izquierda a Derecha



Apoyo interior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo exterior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

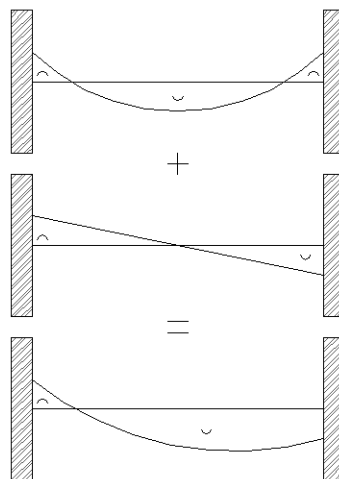
$$a^+ = 12,27 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 31,14 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Sismo de Derecha a Izquierda**



**Apoyo exterior  $a^-$  y  $M_{pr}^-$**

$$a^- = \frac{A_s^- (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^- = \frac{(19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^- = 14,85 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = (19,01 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{14,85 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 36,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

**Apoyo interior  $a^+$  y  $M_{pr}^+$**

$$a^+ = \frac{A_s^+ (1,25 f_y)}{0,8 f'_c b_w}$$

$$a^+ = \frac{(15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{0,8 (280 \text{ kg/cm}^2) (30 \text{ cm})}$$

$$a^+ = 12,27 \text{ cm}$$

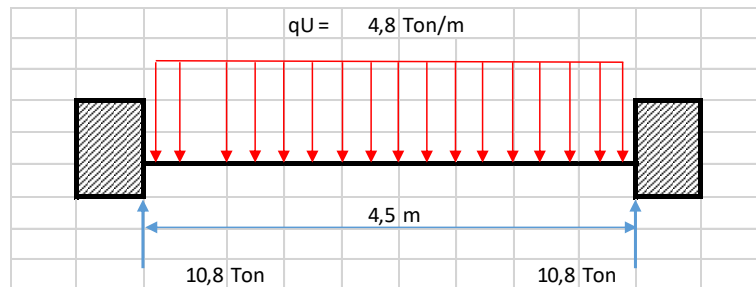
$$M_{pr}^+ = A_s^+ (1,25 f_y) \left( d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = (15,71 \text{ cm}^2)(1,25)(4200 \text{ kg/cm}^2) \left( 43,9 \text{ cm} - \frac{12,27 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 31,14 \text{ Ton} - \text{m}$$



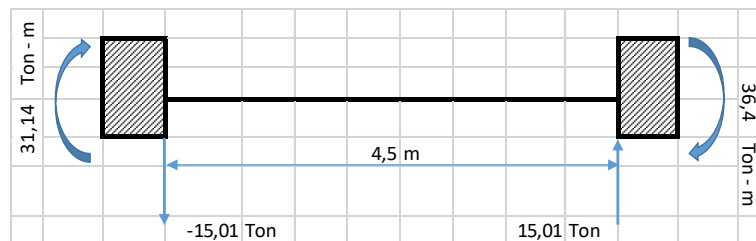
### Calculo de fuerzas cortantes de diseño



$$V_g = \frac{q_U L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{(4,8\text{ Ton/m})(4,5\text{ m})}{2} \rightarrow V_g = 10,8\text{ Ton}$$

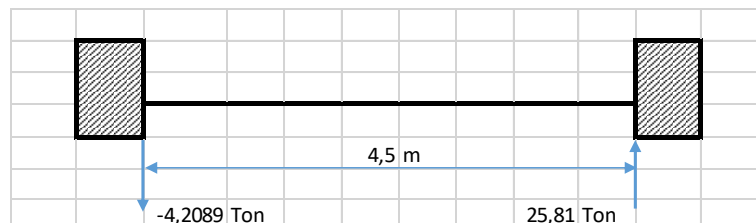
### Carga por sismo de Izquierda a Derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$V_{eq} = \frac{36,4\text{ Ton-m} + 31,14\text{ Ton-m}}{4,5\text{ m}} \rightarrow V_{eq} = 15,01\text{ Ton}$$

### Carga Gravitacional más Carga de Sismo de Izquierda a Derecha



$$V_U = 25,81\text{ Ton}$$

**Determinar  $V_S$** **Revisar**

$$\frac{V_U}{2} > V_g \rightarrow V_C = 0$$

$$\frac{25,81 \text{ Ton}}{2} > 10,08 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$12,90 \text{ Ton} > 10,08 \text{ Ton} \rightarrow V_C = 0$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{25,81 \text{ Ton}}{0,75} \rightarrow V_S = 34,41 \text{ Ton}$$

**Condición 1**

$$V_S < V_{S \max}$$

$$V_{S \max} = 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$34,41 \text{ Ton} < 2,2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$34,41 \text{ Ton} < 48,48 \text{ Ton}$$

**Condición 2**

$$V_S < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$34,41 \text{ Ton} < 1,1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} (30 \text{ cm}) (43,9 \text{ cm})$$

$$34,41 \text{ Ton} < 34,57 \text{ Ton}$$

**Determinar diámetro de estribos y espaciamiento**

$$\text{Asumimos } \phi_v = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_v} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{\phi_v} f_y d}{V_S}$$

$$S = \frac{(0,785 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (43,9 \text{ cm})}{(34,41 \text{ Ton}) (1000)}$$

$$S = 4,21 \text{ cm}$$

$$S < S_{\max} = \begin{cases} d/4 \\ 6 d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 43,9 \text{ cm}/4 = 10,97 \text{ cm} \\ 6 (2 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2 h = 2 (50 \text{ cm}) = 100 \text{ mm}$$

Adoptar estribos en zonas de confinamiento o de articulación plástica  $\phi_{10 \text{ mm c}/100 \text{ mm}}$

### Diseño de Columnas

#### DISEÑO DE COLUMNA INTERIOR ENTREPISO 1

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	50 cm
	$d =$	43,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$h_{\text{col}} =$	45 cm
	$b_{\text{col}} =$	45 cm

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(112,62 \text{ Ton}) + 1,6(22,50 \text{ Ton})$$

$$P_U = 171,14 \text{ Ton}$$

#### Revisar dimensiones de secciones

a) Las columnas son parte del sistema estructural resistente a carga sísmica

b)  $P_U > 0,10 A_g f'_c$

$$171,14 \text{ Ton} > 0,10 (45 \text{ cm})(45 \text{ cm}) \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$171,14 \text{ Ton} > 56,7 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

c)

$$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión menor en dirección ortogonal}} > 0,4$$

$$\frac{45 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} > 0,4 \rightarrow 1 > 0,4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

d) Dimensión menor de la sección transversal &gt; 30 cm

$$45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Determinar el refuerzo longitudinal requerido**

$$0,01 < \rho_g < 0,03 \rightarrow \rho_g = 0,01$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho_g b h$$

$$A_{s \text{ req}} = (0,01) (45 \text{ cm}) (45 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ req}} = 20,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utiliza varillas } \phi_{\text{varilla}} = 18 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_{\text{varilla}}} = 2,54 \text{ cm}^2$$

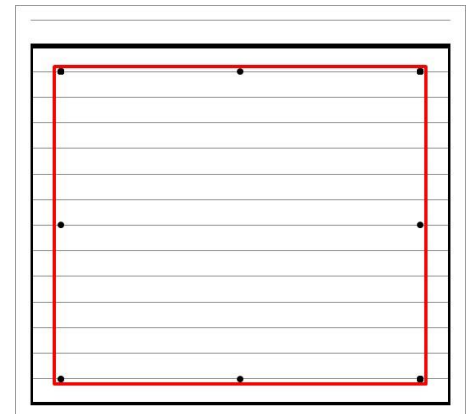
$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\phi_{\text{varilla}}}} = \frac{20,25 \text{ cm}^2}{2,54 \text{ cm}^2} = 7,95 \approx 8 \phi_{18}$$

$$A_{s \text{ disp}} > A_{s \text{ req}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas } A_{\phi_{\text{varilla}}} > A_{s \text{ req}}$$

$$(8)(2,54 \text{ cm}^2) > 20,25 \text{ cm}^2$$

$$20,32 \text{ cm}^2 > 20,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

**Calculo del Momento Nominal**

Se tomará en cuenta una carga axial igual a la suma de la carga muerta, la carga viva y la carga absoluta de sismo para ingresar al diagrama de interacción propio de la columna.

Hay que tomar en cuenta que para este chequeo se debe utilizar el diagrama de interacción nominal de la columna, es decir, sin considerar el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

$$P_n = 135,12 \text{ Ton}$$

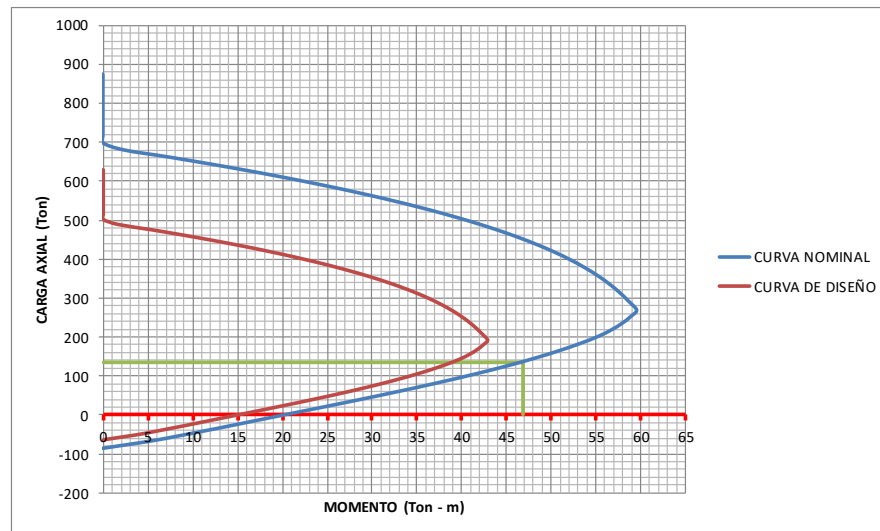


Diagrama de interacción Nominal y de Diseño

Se calcula el momento Nominal máximo probable dando como resultado

$$M_n = 46,80 \text{ Ton} - \text{m}$$

## DISEÑO DE COLUMNA INTERIOR ENTREPISO 2

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	50 cm
	$d =$	43,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$h_{col} =$	40 cm
	$b_{col} =$	40 cm

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(87,95 \text{ Ton}) + 1,6(17,5 \text{ Ton})$$

$$P_U = 133,54 \text{ Ton}$$

### Revisar dimensiones de secciones

a) Las columnas son parte del sistema estructural resistente a carga sísmica

b)  $P_U > 0,10 A_g f'_c$

$$133,54 \text{ Ton} > 0,10 (40 \text{ cm})(40 \text{ cm}) \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$160,58 \text{ Ton} > 44,8 \text{ Ton} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

c)

$$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión menor en dirección ortogonal}} > 0,4$$

$$\frac{40 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} > 0,4 \rightarrow 1 > 0,4 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

d) Dimensión menor de la sección transversal  $> 30 \text{ cm}$

$$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Determinar el refuerzo longitudinal requerido

$$0,01 < \rho_g < 0,03 \rightarrow \rho_g = 0,01$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho_g b h$$

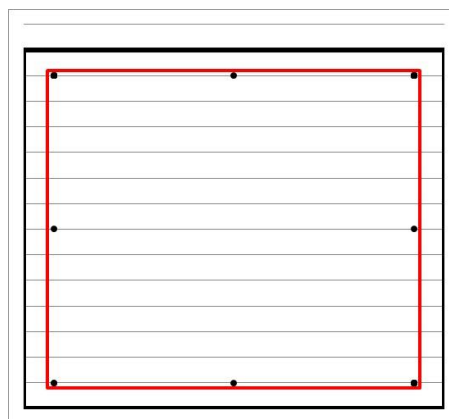
$$A_{s \text{ req}} = (0,01) (40 \text{ cm}) (40 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ req}} = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utiliza varillas } \phi_{\text{varilla}} = 16 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi_{\text{varilla}}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\phi_{\text{varilla}}}} = \frac{16 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 7,96 \approx 8 \phi_{16}$$

$$A_s \text{ disp} > A_s \text{ req}$$



$$N^{\circ} \text{ varillas } A_{\phi \text{ varilla}} > A_{s \text{ req}}$$

$$(8)(2,01 \text{ cm}^2) > 16 \text{ cm}^2$$

$$16,08 \text{ cm}^2 > 16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Calculo del Momento Nominal

Se tomará en cuenta una carga axial igual a la suma de la carga muerta, la carga viva y la carga absoluta de sismo para ingresar al diagrama de interacción propio de la columna.

Hay que tomar en cuenta que para este chequeo se debe utilizar el diagrama de interacción nominal de la columna, es decir, sin considerar el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

$$P_n = 105,45 \text{ Ton}$$

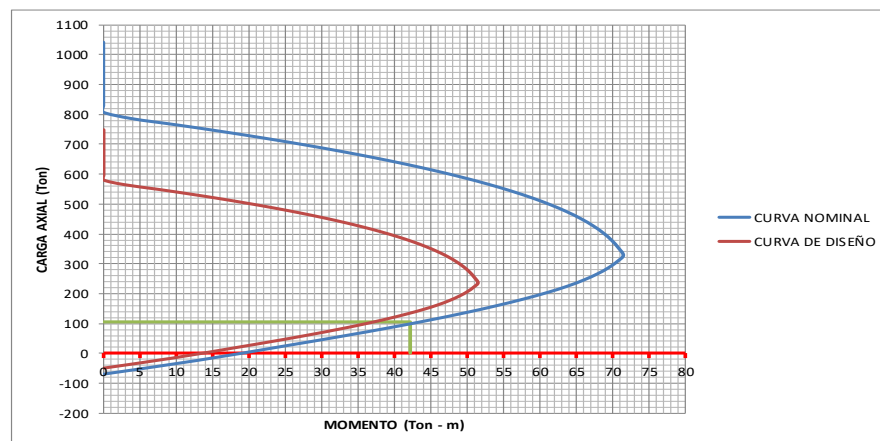


Diagrama de interacción Nominal y de Diseño

Se calcula el momento Nominal máximo probable dando como resultado

$$M_n = 42,12 \text{ Ton - m}$$

### DISEÑO DE COLUMNA INTERIOR ENTREPISO 3

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	45 cm
	$d =$	38,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$h_{col} =$	35 cm
	$b_{col} =$	35 cm

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(63,32 \text{ Ton}) + 1,6(12,5 \text{ Ton})$$

$$P_U = 95,98 \text{ Ton}$$

Revisar dimensiones de secciones

a) Las columnas son parte del sistema estructural resistente a carga sísmica

b)  $P_U > 0,10 A_g f'_c$

$$95,98 \text{ Ton} > 0,10 (35 \text{ cm})(35 \text{ cm}) \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$96,98 \text{ Ton} > 34,3 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

c)

$$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión menor en dirección ortogonal}} > 0,4$$

$$\frac{35 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} > 0,4 \quad \rightarrow \quad 1 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

d) Dimensión menor de la sección transversal > 30 cm

$$35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

Determinar el refuerzo longitudinal requerido

$$0,01 < \rho_g < 0,03 \quad \rightarrow \quad \rho_g = 0,01$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho_g b h$$

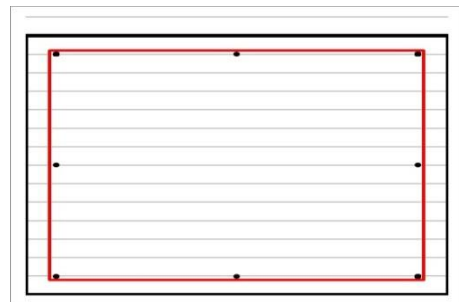
$$A_{s \text{ req}} = (0,01) (35 \text{ cm}) (35 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ req}} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utiliza varillas } \phi_{\text{varilla}} = 14 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_{\phi_{\text{varilla}}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\phi_{\text{varilla}}}} = \frac{12,25 \text{ cm}^2}{1,54 \text{ cm}^2} = 7,96 \approx 8 \phi_{14}$$

$$A_{s \text{ disp}} > A_{s \text{ req}}$$





$$N^{\circ} \text{ varillas } A_{\phi \text{ varilla}} > A_{s \text{ req}}$$

$$(8)(1,54 \text{ cm}^2) > 12,25 \text{ cm}^2$$

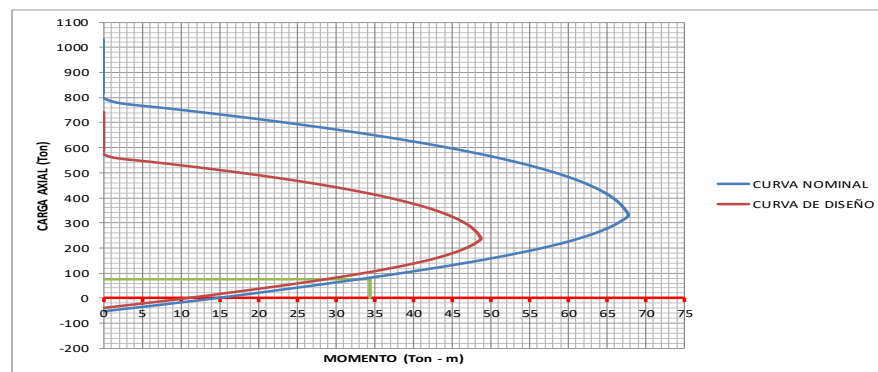
$$12,32 \text{ cm}^2 > 12,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Calculo del Momento Nominal

Se tomará en cuenta una carga axial igual a la suma de la carga muerta, la carga viva y la carga absoluta de sismo para ingresar al diagrama de interacción propio de la columna.

Hay que tomar en cuenta que para este chequeo se debe utilizar el diagrama de interacción nominal de la columna, es decir, sin considerar el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

$$P_n = 76,33 \text{ Ton}$$



**Diagrama de interacción Nominal y de Diseño**

Se calcula el momento Nominal máximo probable dando como resultado

$$M_n = 34,44 \text{ Ton - m}$$

### DISEÑO DE COLUMNA INTERIOR ENTREPISO 4

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	45 cm
	$d =$	38,9 cm
	$b_w =$	30 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$h_{col} =$	30 cm
	$b_{col} =$	30 cm

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(38,7 \text{ Ton}) + 1,6(7,5 \text{ Ton})$$

$$P_U = 58,44 \text{ Ton}$$

**Revisar dimensiones de secciones**

a) Las columnas son parte del sistema estructural resistente a carga sísmica

b)  $P_U > 0,10 A_g f'_c$

$$58,44 \text{ Ton} > 0,10 (30 \text{ cm})(30 \text{ cm}) \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$58,44 \text{ Ton} > 25,2 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

c)

$$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión menor en dirección ortogonal}} > 0,4$$

$$\frac{30 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} > 0,4 \quad \rightarrow \quad 1 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

d) Dimensión menor de la sección transversal  $> 30 \text{ cm}$

$$30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

**Determinar el refuerzo longitudinal requerido**

$$0,01 < \rho_g < 0,03 \quad \rightarrow \quad \rho_g = 0,01$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho_g b h$$

$$A_{s \text{ req}} = (0,01) (30 \text{ cm}) (30 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ req}} = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utiliza varillas } \phi_{\text{varilla}} = 12 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_{\phi_{\text{varilla}}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\phi_{\text{varilla}}}} = \frac{9 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 7,96 \approx 8 \phi_{12}$$

$$A_{s \text{ disp}} > A_{s \text{ req}}$$

$$N^\circ \text{ varillas } A_{\phi_{\text{varilla}}} > A_{s \text{ req}}$$



$$(8)(1,13 \text{ cm}^2) > 9 \text{ cm}^2$$

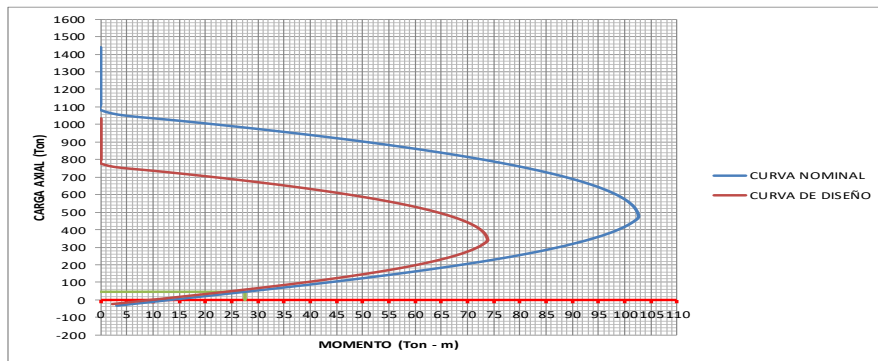
$$9,04 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Calculo del Momento Nominal

Se tomará en cuenta una carga axial igual a la suma de la carga muerta, la carga viva y la carga absoluta de sismo para ingresar al diagrama de interacción propio de la columna.

Hay que tomar en cuenta que para este chequeo se debe utilizar el diagrama de interacción nominal de la columna, es decir, sin considerar el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

$$P_n = 46,2 \text{ Ton}$$



**Diagrama de interacción Nominal y de Diseño**

Se calcula el momento Nominal máximo probable dando como resultado

$$M_n = 27,45 \text{ Ton - m}$$

### DISEÑO DE COLUMNA INTERIOR ENTREPISO 5

PARAMETROS		
Material	$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>
	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Sección de Viga	$h =$	35 cm
	$d =$	28,9 cm
	$b_w =$	25 cm
	$L =$	5 m
Sección de Columna	$h_{col} =$	30 cm
	$b_{col} =$	30 cm

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(17,08 \text{ Ton}) + 1,6(3,5 \text{ Ton})$$

$$P_U = 26,09 \text{ Ton}$$

### Revisar dimensiones de secciones

a) Las columnas son parte del sistema estructural resistente a carga sísmica

b)  $P_U > 0,10 A_g f'_c$

$$26,09 \text{ Ton} > 0,10 (30 \text{ cm})(30 \text{ cm}) \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$26,09 \text{ Ton} > 25,2 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

c)

$$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión menor en dirección ortogonal}} > 0,4$$

$$\frac{30 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} > 0,4 \quad \rightarrow \quad 1 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

d) Dimensión menor de la sección transversal  $> 30 \text{ cm}$

$$30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

### Determinar el refuerzo longitudinal requerido

$$0,01 < \rho_g < 0,03 \quad \rightarrow \quad \rho_g = 0,01$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho_g b h$$

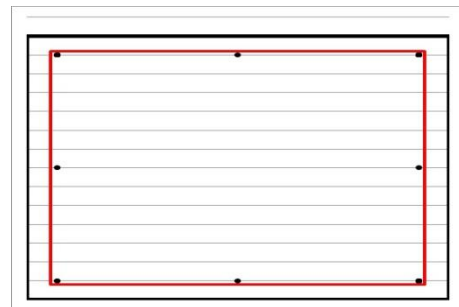
$$A_{s \text{ req}} = (0,01) (30 \text{ cm}) (30 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ req}} = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utiliza varillas } \phi_{\text{varilla}} = 12 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_{\phi_{\text{varilla}}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\phi_{\text{varilla}}}} = \frac{9 \text{ cm}^2}{1,13 \text{ cm}^2} = 7,96 \approx 8 \phi_{12}$$

$$A_{s \text{ disp}} > A_{s \text{ req}}$$



$$N^{\circ} \text{ varillas } A_{\emptyset \text{ varilla}} > A_{s \text{ req}}$$

$$(8)(1,13 \text{ cm}^2) > 9 \text{ cm}^2$$

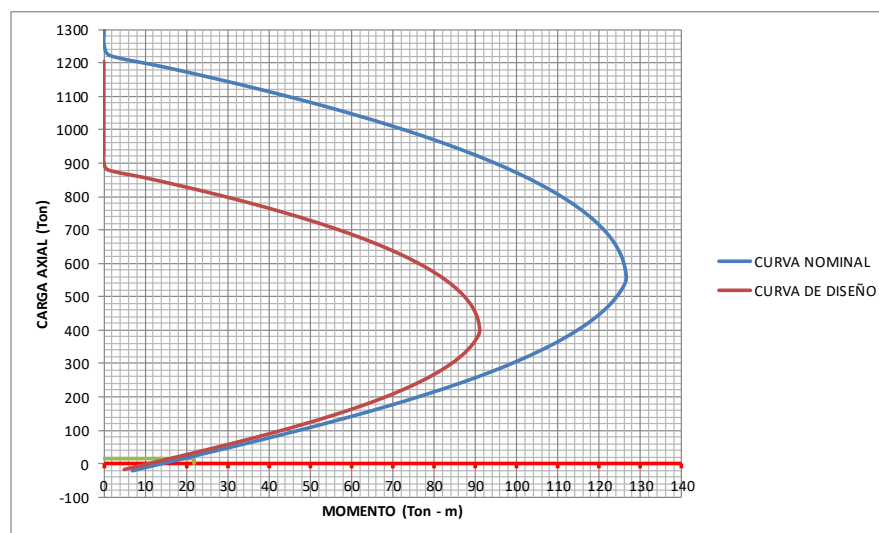
$$9,04 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

### Calculo del Momento Nominal

Se tomará en cuenta una carga axial igual a la suma de la carga muerta, la carga viva y la carga absoluta de sismo para ingresar al diagrama de interacción propio de la columna.

Hay que tomar en cuenta que para este chequeo se debe utilizar el diagrama de interacción nominal de la columna, es decir, sin considerar el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

$$P_n = 16,58 \text{ Ton}$$



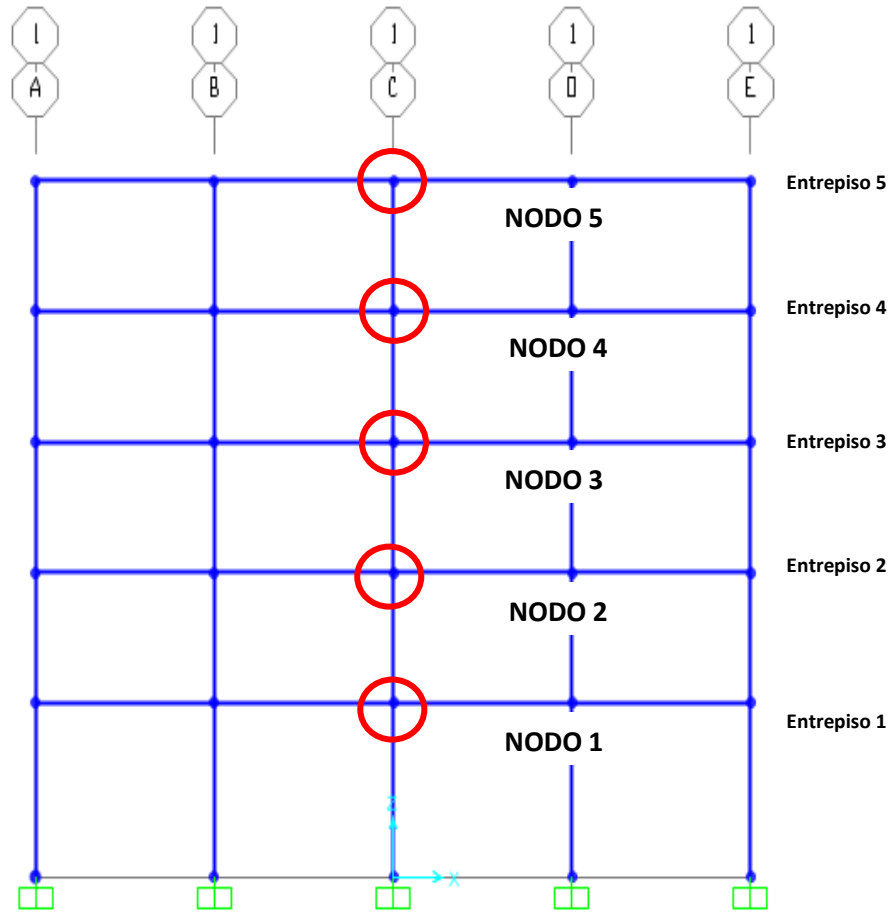
### Diagrama de interacción Nominal y de Diseño

Se calcula el momento Nominal máximo probable dando como resultado

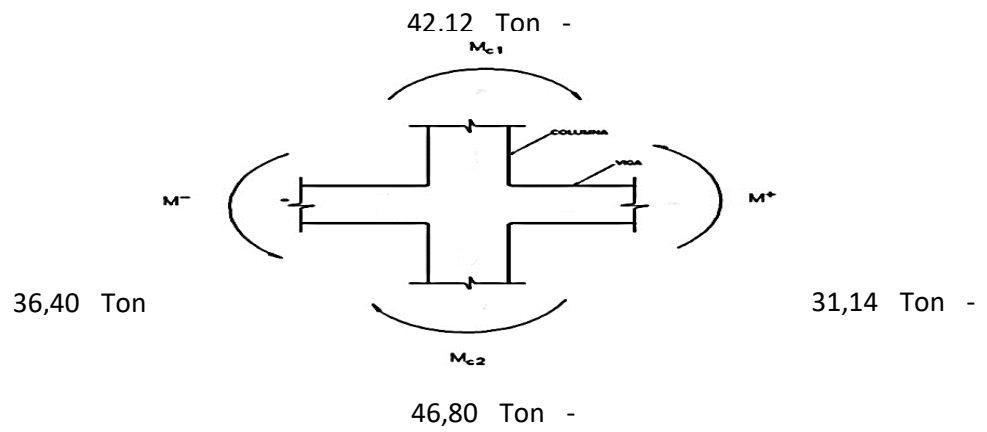
$$M_n = 21,89 \text{ Ton - m}$$

**Criterio Columna fuerte – Viga débil**

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} \geq 1,2$$



**Entrepiso 1 – Nodo 1**

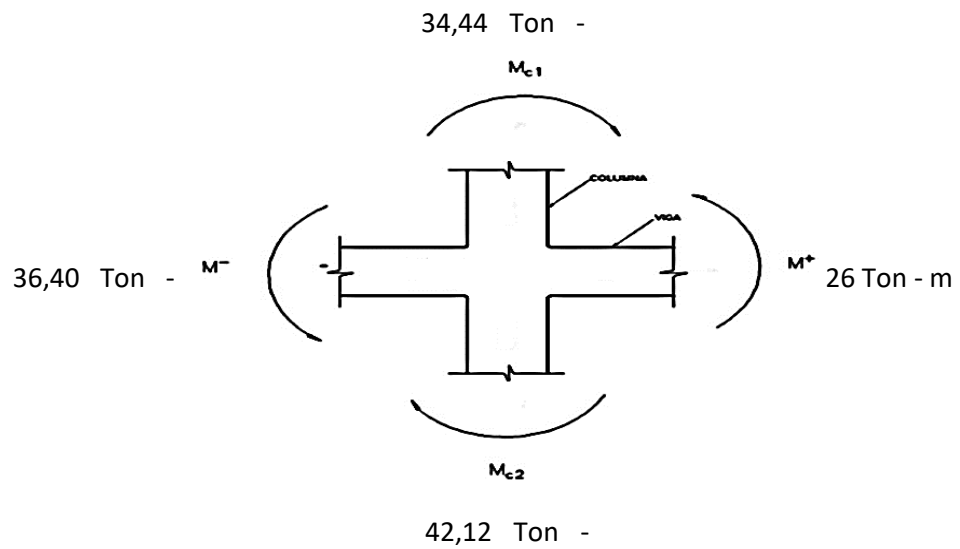


$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} \geq 1,2$$

$$\frac{42,12 \text{ Ton - m} + 46,80 \text{ Ton - m}}{36,40 \text{ Ton - m} + 31,14 \text{ Ton - m}} \geq 1,2$$

$$1,32 \geq 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

### Entrepiso 2 – Nodo 2

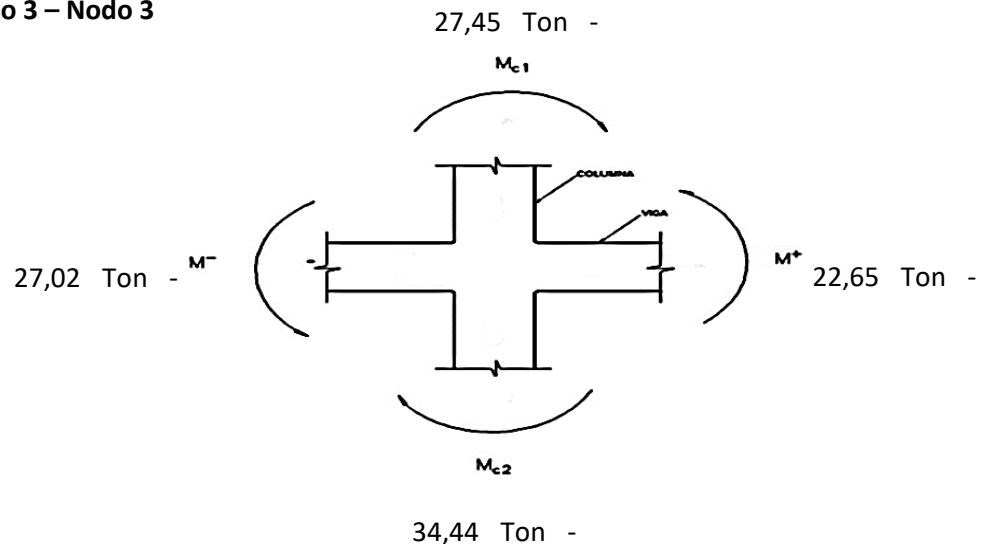


$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} \geq 1,2$$

$$\frac{34,44 \text{ Ton - m} + 42,12 \text{ Ton - m}}{36,40 \text{ Ton - m} + 26 \text{ Ton - m}} \geq 1,2$$

$$1,23 \geq 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

**Entrepiso 3 – Nodo 3**

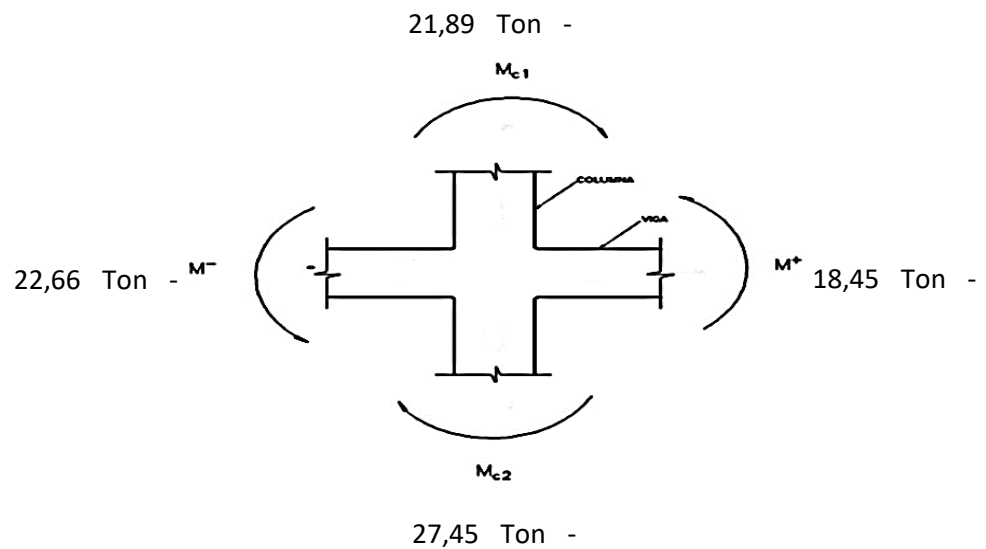


$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} \geq 1,2$$

$$\frac{27,45 \text{ Ton} - m + 34,44 \text{ Ton} - m}{27,02 \text{ Ton} - m + 22,65 \text{ Ton} - m} \geq 1,2$$

$$1,25 \geq 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

**Entrepiso 4 – Nodo 4**



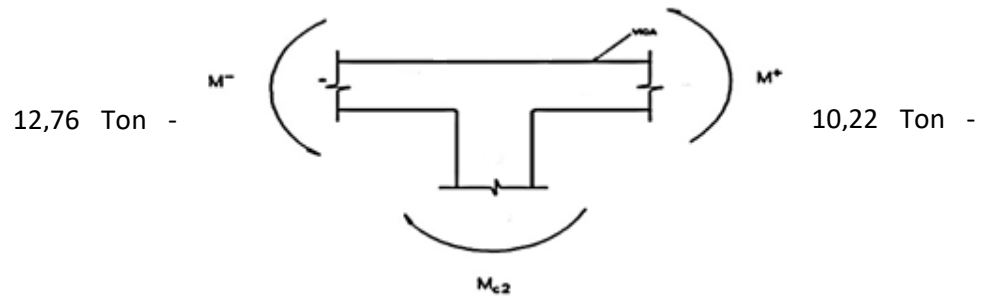
$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} \geq 1,2$$



$$\frac{21,89 \text{ Ton} - \text{m} + 27,45 \text{ Ton} - \text{m}}{22,66 \text{ Ton} - \text{m} + 18,45 \text{ Ton} - \text{m}} \geq 1,2$$

$$1,21 \geq 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

### Entrepiso 5 – Nodo 5



$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} \geq 1,2$$

$$21,89 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{21,89 \text{ Ton} - \text{m}}{12,76 \text{ Ton} - \text{m} + 10,22 \text{ Ton} - \text{m}} \geq 1,2$$

$$0,95 \geq 1,2 \quad \rightarrow \quad \text{NO CUMPLE}$$

A pesar de no cumplir la condición se acepta la revisión columna fuerte – viga débil debido a que las columnas del último piso son las ultimas que fluyen **NEC 2015**

### Diseño de la Cimentación

Verificación de  $l_{v1} = l_{v2}$  para que no exista excentricidad

#### ESQUINERA

$$T = \sqrt{A_{zapata} + \frac{(t_1 - t_2)}{2}}$$

$$T = \sqrt{5,76 \text{ m}^2 + \frac{(30 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{2}}$$

$$T = 2,4 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_{zapata} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}}$$

$$S = \sqrt{5,76 \text{ m}^2} - \frac{(30 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{2}$$

$$S = 2,40 \text{ m}$$

**BORDE**

$$T = \sqrt{A_{\text{Zapata}}} + \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$T = \sqrt{7,29 \text{ m}^2} + \frac{(35 \text{ cm} - 35 \text{ cm})}{2}$$

$$T = 2,70 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_{\text{Zapata}}} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$S = \sqrt{7,29 \text{ m}^2} - \frac{(35 \text{ cm} - 35 \text{ cm})}{2}$$

$$S = 2,70 \text{ m}$$

**CENTRALES**

$$T = \sqrt{A_{\text{Zapata}}} + \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$T = \sqrt{10,24 \text{ m}^2} + \frac{(45 \text{ cm} - 45 \text{ cm})}{2}$$

$$T = 3,20 \text{ m}$$

$$S = \sqrt{A_{\text{Zapata}}} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$S = \sqrt{10,24 \text{ m}^2} - \frac{(45 \text{ cm} - 45 \text{ cm})}{2}$$

$$S = 3,20 \text{ m}$$

**Comprobación de Excentricidad****ESQUINERA**

$$l_{v1} = \frac{T - b}{2} \quad \rightarrow \quad l_{v1} = \frac{2,40 \text{ m} - 0,3 \text{ m}}{2} \quad \rightarrow \quad l_{v1} = 1,05 \text{ m}$$

**CUMPLE**

$$l_{v2} = \frac{S - h}{2} \rightarrow l_{v2} = \frac{2,40 \text{ m} - 0,3 \text{ m}}{2} \rightarrow l_{v2} = 1,05 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{b}{6} \rightarrow e_x = \frac{5,06 \text{ Ton-m}}{33,77 \text{ Ton}} < \frac{2,40 \text{ m}}{6} \rightarrow e_x = 0,15 \text{ m} < 0,40 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} < \frac{b}{6} \rightarrow e_y = \frac{5,06 \text{ Ton-m}}{33,77 \text{ Ton}} < \frac{2,40 \text{ m}}{6} \rightarrow e_y = 0,15 \text{ m} < 0,40 \text{ m}$$

**BORDE**

$$l_{v1} = \frac{T - b}{2} \rightarrow l_{v1} = \frac{2,70 \text{ m} - 0,35 \text{ m}}{2} \rightarrow l_{v1} = 1,175 \text{ m}$$

$$l_{v2} = \frac{S - h}{2} \rightarrow l_{v2} = \frac{2,70 \text{ m} - 0,35 \text{ m}}{2} \rightarrow l_{v2} = 1,175 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{b}{6} \rightarrow e_x = \frac{11,61 \text{ Ton-m}}{66,35 \text{ Ton}} < \frac{2,70 \text{ m}}{6} \rightarrow e_x = 0,175 \text{ m} < 0,45 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} < \frac{b}{6} \rightarrow e_y = \frac{11,61 \text{ Ton-m}}{66,35 \text{ Ton}} < \frac{2,70 \text{ m}}{6} \rightarrow e_y = 0,175 \text{ m} < 0,45 \text{ m}$$

**CUMPLE****CENTRALES**

$$l_{v1} = \frac{T - b}{2} \rightarrow l_{v1} = \frac{3,20 \text{ m} - 0,45 \text{ m}}{2} \rightarrow l_{v1} = 1,375 \text{ m}$$

$$l_{v2} = \frac{S - h}{2} \rightarrow l_{v2} = \frac{3,20 \text{ m} - 0,45 \text{ m}}{2} \rightarrow l_{v2} = 1,375 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{b}{6} \rightarrow e_x = \frac{28,92 \text{ Ton-m}}{128,52 \text{ Ton}} < \frac{3,20 \text{ m}}{6} \rightarrow e_x = 0,225 \text{ m} < 0,53 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} < \frac{b}{6} \rightarrow e_y = \frac{28,92 \text{ Ton-m}}{128,52 \text{ Ton}} < \frac{3,20 \text{ m}}{6} \rightarrow e_y = 0,225 \text{ m} < 0,53 \text{ m}$$

**CUMPLE****Reacción Neta del Terreno**

Si el esfuerzo máximo es superior al esfuerzo permisible se requerirá incrementar la sección transversal de cimentación.

**ESQUINERA**

$$P = 33,78 \text{ Ton}$$

$$W_{nU} = \frac{P}{A_{Zapata}} \rightarrow W_{nU} = \frac{33,78 \text{ Ton}}{2,40 \text{ m} \times 2,40 \text{ m}} \rightarrow W_{nU} = 5,86 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\max} < q_{\text{adm}} \rightarrow 5,86 \text{ Ton/m}^2 < 13,29 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

#### BORDE

$$P = 67,55 \text{ Ton}$$

$$W_{nU} = \frac{P}{A_{Zapata}} \rightarrow W_{nU} = \frac{67,55 \text{ Ton}}{2,70 \text{ m} \times 2,70 \text{ m}} \rightarrow W_{nU} = 9,27 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\max} < q_{\text{adm}} \rightarrow 9,27 \text{ Ton/m}^2 < 13,29 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

#### CENTRALES

$$P = 128,52 \text{ Ton}$$

$$W_{nU} = \frac{P}{A_{Zapata}} \rightarrow W_{nU} = \frac{135,12 \text{ Ton}}{3,20 \text{ m} \times 3,20 \text{ m}} \rightarrow W_{nU} = 13,19 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\max} < q_{\text{adm}} \rightarrow 13,19 \text{ Ton/m}^2 < 13,29 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

#### Esfuerzos Últimos del suelo

La carga está ubicada en el centro de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

#### ESQUINERA

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(28,16 \text{ Ton}) + 1,6(5,62 \text{ Ton})$$

$$P_U = 42,78 \text{ Ton}$$

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = 1,2(4,22 \text{ Ton} \cdot \text{m}) + 1,6(0,84 \text{ Ton} \cdot \text{m})$$

$$M_U = 6,408 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$e_x = e_y = \frac{M_U}{P_U} = \frac{6,408 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{42,78 \text{ Ton}} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$q_1 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{42,78 \text{ Ton}}{5,76 \text{ m}^2} \left( 1 + \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} + \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} \right)$$

$$q_1 = 13 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_2 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{42,78 \text{ Ton}}{5,76 \text{ m}^2} \left( 1 - \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} + \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} \right)$$

$$q_2 = 7,42 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_3 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{42,78 \text{ Ton}}{5,76 \text{ m}^2} \left( 1 + \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} - \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} \right)$$

$$q_3 = 7,42 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_4 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{42,78 \text{ Ton}}{5,76 \text{ m}^2} \left( 1 - \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} - \frac{6(0,15 \text{ m})}{2,40 \text{ m}} \right)$$

$$q_4 = 1,86 \text{ Ton /m}^2$$

#### **BORDE**

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(56,30 \text{ Ton}) + 1,6(11,25 \text{ Ton})$$

$$P_U = 85,56 \text{ Ton}$$

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = 1,2(9,85 \text{ Ton - m}) + 1,6(1,96 \text{ Ton - m})$$

$$M_U = 15 \text{ Ton - m}$$

$$e_x = e_y = \frac{M_U}{P_U} = \frac{15 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{85,56 \text{ Ton}} = 0,175 \text{ m} = 17,5 \text{ cm}$$

$$q_1 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{85,56 \text{ Ton}}{7,29 \text{ m}^2} \left( 1 + \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} + \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} \right)$$

$$q_1 = 20,86 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_2 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{85,56 \text{ Ton}}{7,29 \text{ m}^2} \left( 1 - \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} + \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} \right)$$

$$q_2 = 11,74 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_3 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{85,56 \text{ Ton}}{7,29 \text{ m}^2} \left( 1 + \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} - \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} \right)$$

$$q_3 = 11,74 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_4 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{85,56 \text{ Ton}}{7,29 \text{ m}^2} \left( 1 - \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} - \frac{6(0,175 \text{ m})}{2,70 \text{ m}} \right)$$

$$q_4 = 2,61 \text{ Ton /m}^2$$

#### **CENTRALES**

$$P_U = 1,2P_D + 1,6P_L$$

$$P_U = 1,2(112,62 \text{ Ton}) + 1,6(22,50 \text{ Ton})$$

$$P_U = 171,14 \text{ Ton}$$

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_U = 1,2(25,34 \text{ Ton} \cdot \text{m}) + 1,6(5,06 \text{ Ton} \cdot \text{m})$$

$$M_U = 38,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$e_x = e_y = \frac{M_U}{P_U} = \frac{38,50 \text{ Ton} - \text{m}}{171,14 \text{ Ton}} = 0,225 \text{ m} = 22,5 \text{ cm}$$

$$q_1 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{171,14 \text{ Ton}}{12,25 \text{ m}^2} \left( 1 + \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} + \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} \right)$$

$$q_1 = 24,74 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$q_2 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_2 = \frac{171,14 \text{ Ton}}{12,25 \text{ m}^2} \left( 1 - \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} + \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} \right)$$

$$q_2 = 13,97 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$q_3 = \frac{P_U}{A} \left( 1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{171,14 \text{ Ton}}{12,25 \text{ m}^2} \left( 1 + \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} - \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} \right)$$

$$q_3 = 13,97 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$q_4 = \frac{P_U}{A} \left( 1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$q_4 = \frac{171,14 \text{ Ton}}{12,25 \text{ m}^2} \left( 1 - \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} - \frac{6(0,225 \text{ m})}{3,50 \text{ m}} \right)$$

$$q_4 = 3,19 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

**Calculo de los desplazamientos en la interacción suelo - zapata**

**ESQUINERA**

**Dirección x**

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_2}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{13 \text{ Ton /m}^2 + 7,42 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\max} = 10,21 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_2}{2}$$

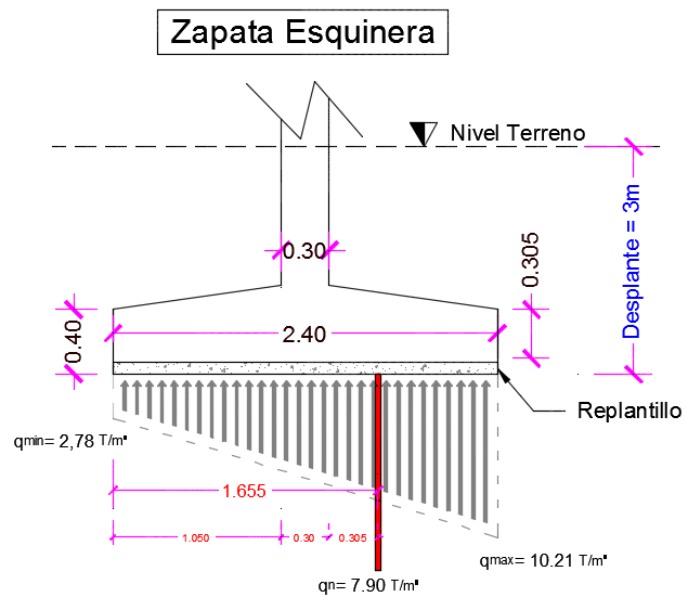
$$q_{\min} = \frac{13 \text{ Ton /m}^2 - 7,42 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\min} = 2,78 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (x_1 + h_{\text{col}} + d)$$

$$q_n = 2,78 \text{ Ton /m}^2 + \frac{10,21 \text{ Ton /m}^2 - 2,78 \text{ Ton /m}^2}{2.4 \text{ m}} (1,05 \text{ m} + 0,3 \text{ cm} + 0,305 \text{ cm})$$

$$q_n = 7,90 \text{ Ton /m}^2$$





**Dirección y**

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_3}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{13 \text{ Ton /m}^2 + 7,42 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\max} = 10,21 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_3}{2}$$

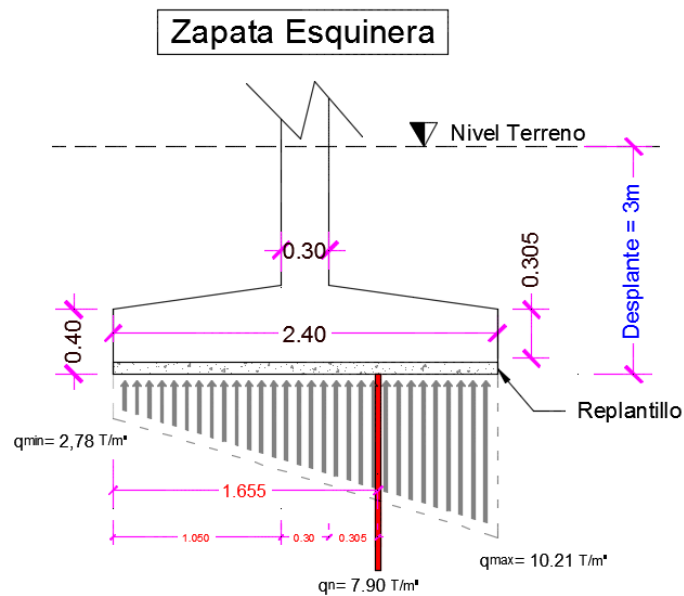
$$q_{\min} = \frac{13 \text{ Ton /m}^2 - 7,42 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\min} = 2,78 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (y_1 + h_{\text{col}} + d)$$

$$q_n = 2,78 \text{ Ton /m}^2 + \frac{10,21 \text{ Ton /m}^2 - 2,78 \text{ Ton /m}^2}{2.4 \text{ m}} (1,05 \text{ m} + 0,3 \text{ cm} + 0,305 \text{ cm})$$

$$q_n = 7,90 \text{ Ton /m}^2$$



Distribución de esfuerzos en dirección y en zapata esquinera  
Fuente: Propia

## Desplazamiento en el punto O

$$\delta_o = \frac{q_{\max}}{K}$$

$$\delta_o = \frac{1,021 \text{ Kg/cm}^2}{2,78 \text{ Kg/cm}^3}$$

$$\delta_o = 0,36 \text{ cm} \equiv 3,6 \text{ mm}$$

## Desplazamiento en el punto 1

$$\delta_1 = \frac{q_{\min}}{K}$$

$$\delta_1 = \frac{0,278 \text{ Kg/cm}^2}{2,78 \text{ Kg/cm}^3}$$

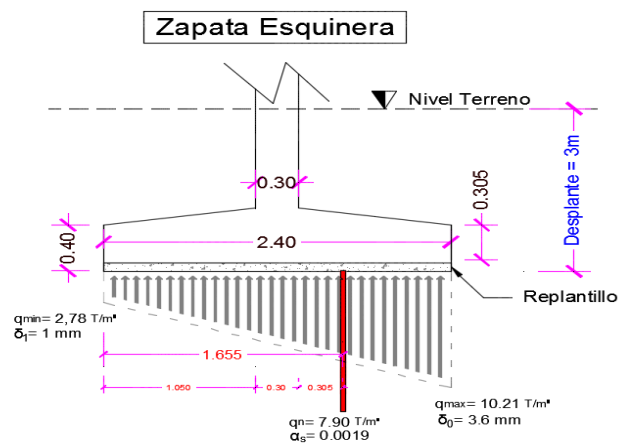
$$\delta_1 = 0,1 \text{ cm} \equiv 1 \text{ mm}$$

## Giro en la zapata

$$\alpha_s = \frac{q_{\max} + q_{\min}}{K B}$$

$$\alpha_s = \frac{1,021 \text{ Kg/cm}^2 + 0,278 \text{ Kg/cm}^2}{(2,78 \text{ Kg/cm}^3) (240 \text{ cm})}$$

$$\alpha_s = 0,0019$$



## BORDE

Dirección x

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_2}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{20,86 \text{ Ton /m}^2 + 11,74 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\max} = 16,3 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_2}{2}$$

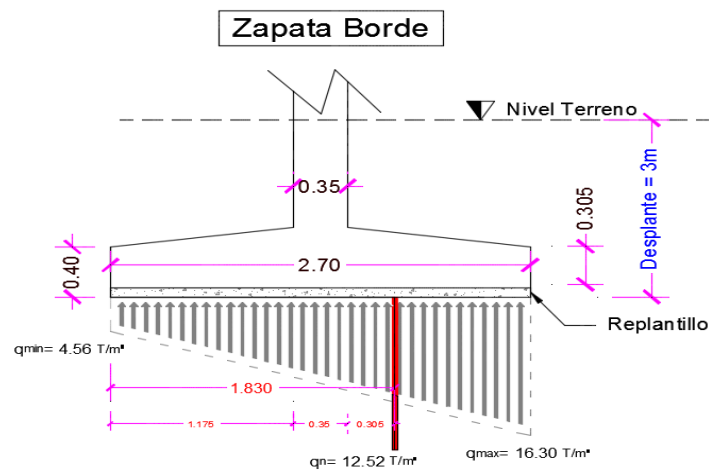
$$q_{\min} = \frac{20,86 \text{ Ton /m}^2 - 11,74 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\min} = 4,56 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (x_1 + h_{\text{col}} + d)$$

$$q_n = 4,56 \text{ Ton /m}^2 + \frac{16,3 \text{ Ton /m}^2 - 4,56 \text{ Ton /m}^2}{2,7 \text{ m}} (1,175 \text{ m} + 0,35 \text{ cm} + 0,305 \text{ cm})$$

$$q_n = 12,52 \text{ Ton /m}^2$$



**Dirección y**

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_3}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{20,86 \text{ Ton /m}^2 + 11,74 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\max} = 16,3 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_3}{2}$$

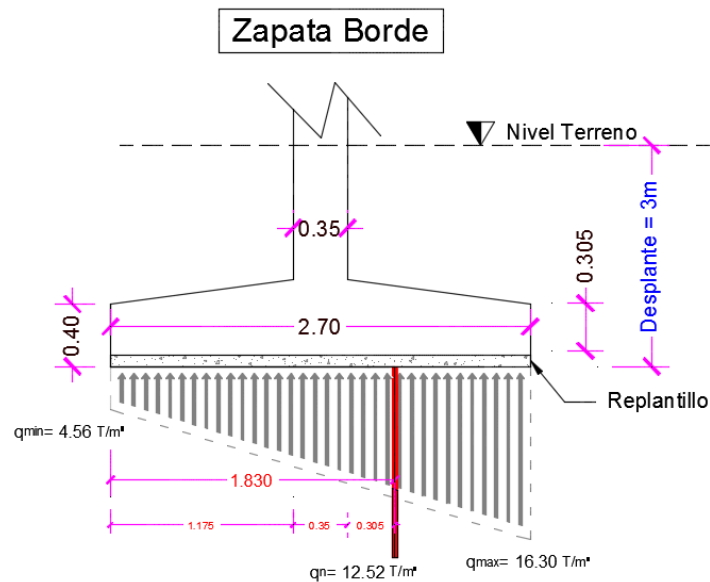
$$q_{\min} = \frac{20,86 \text{ Ton /m}^2 - 11,74 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\min} = 4,56 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (y_1 + h_{\text{col}} + d)$$

$$q_n = 4,56 \text{ Ton /m}^2 + \frac{16,3 \text{ Ton /m}^2 - 4,56 \text{ Ton /m}^2}{2,7 \text{ m}} (1,175 \text{ m} + 0,35 \text{ cm} + 0,305 \text{ cm})$$

$$q_n = 12,52 \text{ Ton /m}^2$$



### Desplazamiento en el punto O

$$\delta_o = \frac{q_{\max}}{K}$$

$$\delta_o = \frac{1,63 \text{ Kg/cm}^2}{2,78 \text{ Kg/cm}^3}$$

$$\delta_o = 0,58 \text{ cm} \equiv 5,8 \text{ mm}$$

### Desplazamiento en el punto 1

$$\delta_1 = \frac{q_{\min}}{K}$$

$$\delta_1 = \frac{0,456 \text{ Kg/cm}^2}{2,78 \text{ Kg/cm}^3}$$

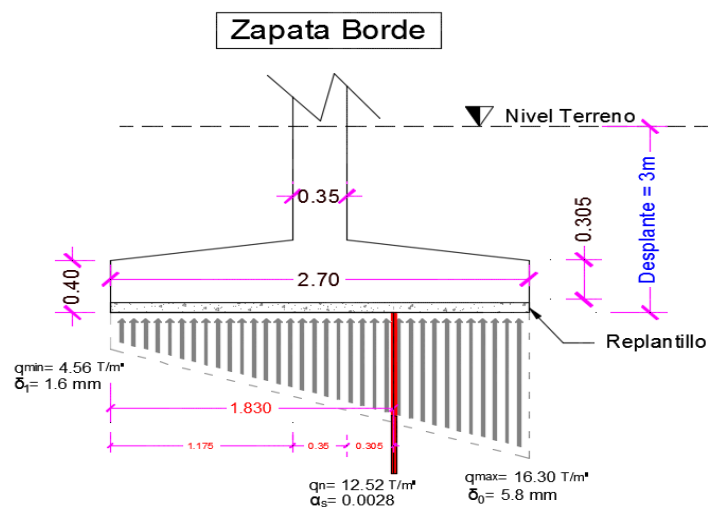
$$\delta_1 = 0,16 \text{ cm} \equiv 1,6 \text{ mm}$$

### Giro en la zapata

$$\alpha_s = \frac{q_{\max} + q_{\min}}{K B}$$

$$\alpha_s = \frac{1,63 \text{ Kg/cm}^2 + 0,456 \text{ Kg/cm}^2}{(2,78 \text{ Kg/cm}^3) (270 \text{ cm})}$$

$$\alpha_s = 0,0028$$



## CENTRALES

Dirección x

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_2}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{24,74 \text{ Ton /m}^2 + 13,97 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\max} = 19,36 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_2}{2}$$

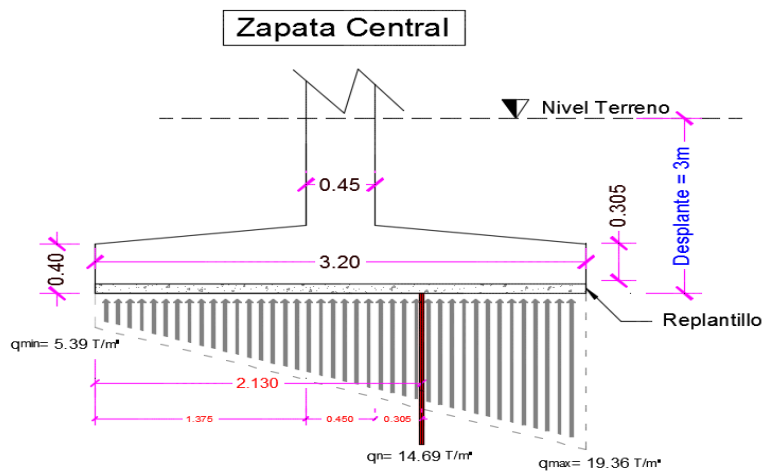
$$q_{\min} = \frac{24,74 \text{ Ton /m}^2 - 13,97 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\min} = 5,39 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (x_1 + h_{\text{col}} + d)$$

$$q_n = 5,39 \text{ Ton /m}^2 + \frac{19,36 \text{ Ton /m}^2 - 5,39 \text{ Ton /m}^2}{3,2 \text{ m}} (1,375 \text{ m} + 0,45 \text{ cm} + 0,305 \text{ cm})$$

$$q_n = 14,69 \text{ Ton /m}^2$$



Dirección y

$$q_{\max} = \frac{q_1 + q_3}{2}$$

$$q_{\max} = \frac{24,74 \text{ Ton /m}^2 + 13,97 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\max} = 19,36 \text{ Ton /m}^2$$

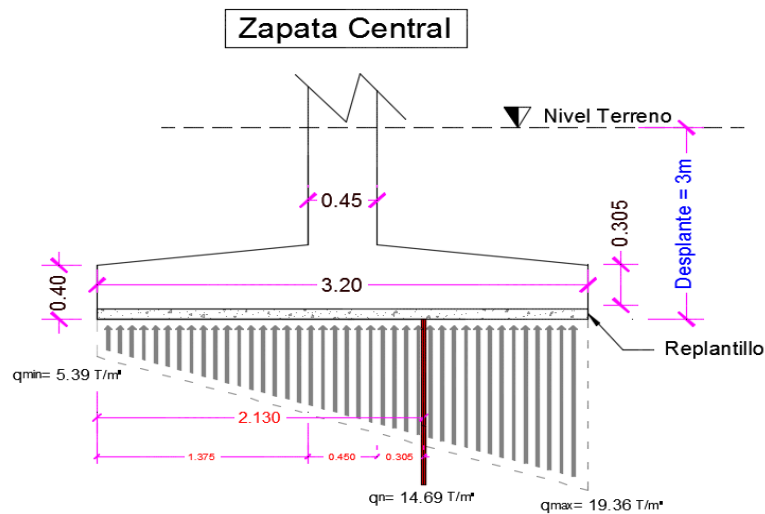
$$q_{\min} = \frac{q_1 - q_3}{2} ; q_{\min} = \frac{24,74 \text{ Ton /m}^2 - 13,97 \text{ Ton /m}^2}{2}$$

$$q_{\min} = 5,39 \text{ Ton /m}^2$$

$$q_n = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{b} (y_1 + h_{\text{col}} + d)$$

$$q_n = 5,39 \text{ Ton /m}^2 + \frac{19,36 \text{ Ton /m}^2 - 5,39 \text{ Ton /m}^2}{3,2 \text{ m}} (1,375 \text{ m} + 0,45 \text{ cm} + 0,305 \text{ cm})$$

$$q_n = 14,69 \text{ Ton /m}^2$$



### Desplazamiento en el punto O

$$\delta_o = \frac{q_{\max}}{K}$$

$$\delta_o = \frac{1,936 \text{ Kg /cm}^2}{2,78 \text{ Kg /cm}^3}$$

$$\delta_o = 0,69 \text{ cm} \equiv 6,9 \text{ mm}$$

## Desplazamiento en el punto 1

$$\delta_1 = \frac{q_{\min}}{K}$$

$$\delta_1 = \frac{0,539 \text{ Kg/cm}^2}{2,78 \text{ Kg/cm}^3}$$

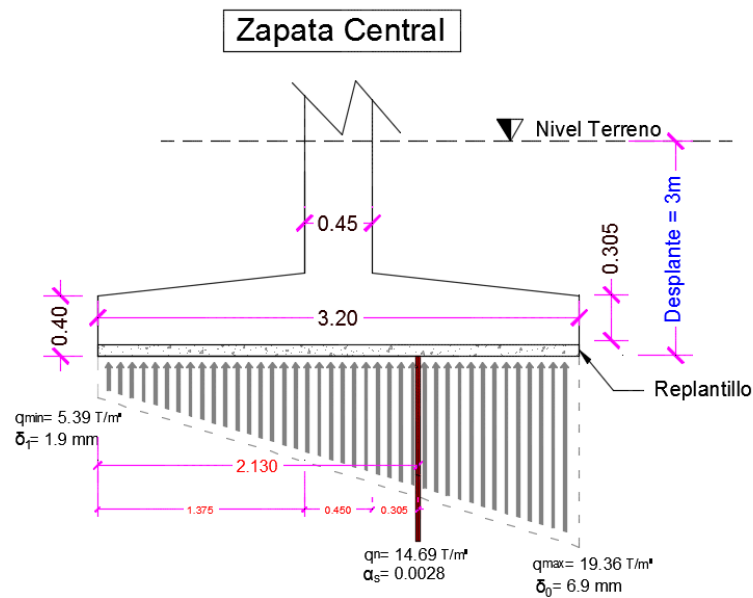
$$\delta_1 = 0,19 \text{ cm} \equiv 1,9 \text{ mm}$$

## Giro en la zapata

$$\alpha_s = \frac{q_{\max} + q_{\min}}{K B}$$

$$\alpha_s = \frac{1,936 \text{ Kg/cm}^2 + 0,539 \text{ Kg/cm}^2}{(2,78 \text{ Kg/cm}^3) (320 \text{ cm})}$$

$$\alpha_s = 0,0028$$





## Diseño por Flexión

### ESQUINERA

#### Refuerzo en Dirección Longitudinal

$$M_U = \frac{W_U S I_v^2}{2}$$

$$M_U = \frac{(5,86 \text{ Ton/m}^2) (2,40 \text{ m}) (1,05 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_U = 7,75 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \phi_j f_y d}$$

$$A_s = \frac{7,75 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{(0,9) (0,9) (4200 \text{ kg/cm}^2) (30,5 \text{ cm})}$$

$$A_s = 7,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} S d$$

$$A_{s \text{ min}} = (0,0018) (240 \text{ cm}) (30,5 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ min}} = 13,18 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{USAR}$$

$$\text{Usar } \phi_{20} \quad \rightarrow \quad A_{\phi_{20}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ min}}}{A_{\phi_{20}}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{13,18 \text{ cm}^2}{3,14 \text{ cm}^2} = 4,19 \quad \rightarrow \quad 5\phi_{20}$$

#### Espaciamiento

$$s = \frac{S - 2\text{recub} - \phi_{20}}{N^{\circ} \text{ varillas} - 1}$$

$$s = \frac{240 \text{ cm} - 2(7,5 \text{ cm}) - 2 \text{ cm}}{5 - 1} = 55,75 \text{ cm}$$

Usar  $5\phi_{20} @ 56 \text{ cm}$

#### Refuerzo en Dirección Transversal

$$A_{st} = \frac{A_s T}{S}$$

$$A_{st} = \frac{(13,18 \text{ cm}^2) (240 \text{ cm})}{160 \text{ cm}}$$

$$A_{st} = 13,18 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{st}}{A_{\phi_{20}}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{13,18 \text{ cm}^2}{3,14 \text{ cm}^2} = 4,19 \rightarrow 5\phi_{20}$$

### Espaciamiento

$$s = \frac{T - 2\text{recub} - \phi_{20}}{N^{\circ} \text{ varillas} - 1}$$

$$s = \frac{240 \text{ cm} - 2(7,5 \text{ cm}) - 2 \text{ cm}}{5 - 1} = 55,75 \text{ cm}$$

Usar  $5\phi_{20} @ 56 \text{ cm}$

### BORDE

#### Refuerzo en Dirección Longitudinal

$$M_U = \frac{W_U S l_v^2}{2}$$

$$M_U = \frac{(9,27 \text{ Ton/m}^2) (2,70 \text{ m}) (1,175 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_U = 17,27 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \phi_j f_y d}$$

$$A_s = \frac{17,27 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{(0,9) (0,9) (4200 \text{ kg/cm}^2) (30,5 \text{ cm})}$$

$$A_s = 16,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USAR}$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} S d$$

$$A_{s \text{ min}} = (0,0018) (270 \text{ cm}) (30,5 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ min}} = 14,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \phi_{20} \rightarrow A_{\phi_{20}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{st}}{A_{\phi_{20}}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{16,64 \text{ cm}^2}{3,14 \text{ cm}^2} = 5,30 \quad \rightarrow \quad 6\phi_{20}$$

#### Espaciamiento

$$s = \frac{S - 2\text{recub} - \phi_{20}}{N^{\circ} \text{ varillas} - 1}$$

$$s = \frac{270 \text{ cm} - 2(7,5 \text{ cm}) - 2 \text{ cm}}{6 - 1} = 50,6 \text{ cm}$$

Usar  $6\phi_{20} @ 51 \text{ cm}$

#### Refuerzo en Dirección Transversal

$$A_{st} = \frac{A_s T}{S}$$

$$A_{st} = \frac{(16,34 \text{ cm}^2) (230 \text{ cm})}{230 \text{ cm}}$$

$$A_{st} = 16,34 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_{st}}{A_{\phi_{20}}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{16,34 \text{ cm}^2}{3,14 \text{ cm}^2} = 5,20 \quad \rightarrow \quad 6\phi_{20}$$

#### Espaciamiento

$$s = \frac{T - 2\text{recub} - \phi_{20}}{N^{\circ} \text{ varillas} - 1}$$

$$s = \frac{270 \text{ cm} - 2(7,5 \text{ cm}) - 2 \text{ cm}}{6 - 1} = 50,6 \text{ cm}$$

Usar  $6\phi_{20} @ 43 \text{ cm}$

### CENTRALES

#### Refuerzo en Dirección Longitudinal

$$M_U = \frac{W_U S I_v^2}{2}$$

$$M_U = \frac{(13,19 \text{ Ton/m}^2) (3,20 \text{ m}) (1,375 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_U = 39,89 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \phi_j f_y d}$$

$$A_s = \frac{39,89 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{(0,9)(0,9)(4200 \text{ kg/cm}^2)(30,5 \text{ cm})}$$

$$A_s = 38,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USAR}$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} S d$$

$$A_{s \text{ min}} = (0,0018)(320 \text{ cm})(30,5 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ min}} = 17,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \phi_{20} \rightarrow A_{\phi_{20}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_{\phi_{20}}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{38,45 \text{ cm}^2}{3,14 \text{ cm}^2} = 12,24 \rightarrow 12\phi_{20}$$

#### Espaciamiento

$$s = \frac{S - 2\text{recub} - \phi_{20}}{N^{\circ} \text{ varillas} - 1}$$

$$s = \frac{320 \text{ cm} - 2(7,5 \text{ cm}) - 2 \text{ cm}}{12 - 1} = 27,54 \text{ cm}$$

Usar  $12\phi_{20} @ 28 \text{ cm}$

#### Refuerzo en Dirección Transversal

$$A_{st} = \frac{A_s T}{S}$$

$$A_{st} = \frac{(36,58 \text{ cm}^2)(320 \text{ cm})}{320 \text{ cm}}$$

$$A_{st} = 36,58 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_{\phi_{20}}}$$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{36,58 \text{ cm}^2}{3,14 \text{ cm}^2} = 11,65 \rightarrow 12\phi_{20}$$

#### Espaciamiento

$$s = \frac{T - 2\text{recub} - \phi_{20}}{N^{\circ} \text{ varillas} - 1}$$

$$s = \frac{320 \text{ cm} - 2(7,5 \text{ cm}) - 2 \text{ cm}}{12 - 1} = 27,54 \text{ cm}$$

Usar  $12\phi_{20} @ 28$

### ESQUINERA

$$F = 0.25 A_a P_U$$

$$F = 0.25 (0,1080)(42,78 \text{ Ton})$$

$$F = 1,15 \text{ Ton}$$

### BORDE

$$F = 0.25 A_a P_U$$

$$F = 0.25 (0,1080)(83,64 \text{ Ton})$$

$$F = 2,26 \text{ Ton}$$

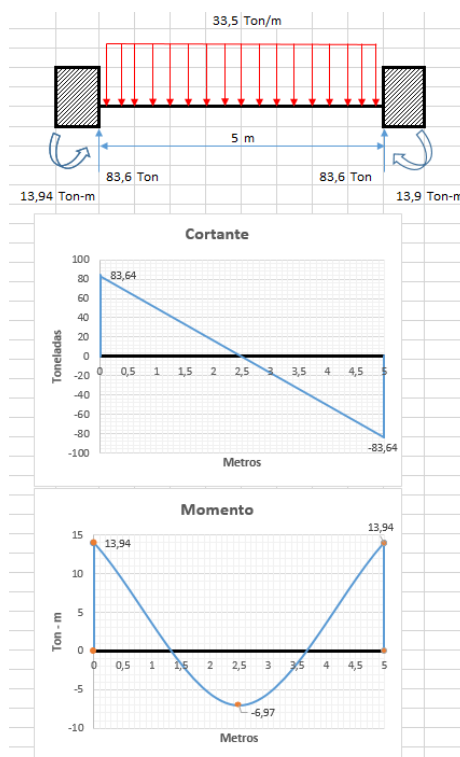
### CENTRALES

$$F = 0.25 A_a P_U$$

$$F = 0.25 (0,1080)(160,58 \text{ Ton})$$

$$F = 4,33 \text{ Ton}$$

### Borde y Conexión Borde – Borde



**Dimensión Mínima para la viga de amarre  $b = L/20$  para DES (especial de disipación de energía)**

$$b = \frac{L}{20} \rightarrow b = \frac{500}{20} \rightarrow b = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{escogemos } b = 30 \text{ cm}$$

**Se tomará una altura  $h$  igual al 60% de la dimensión de la base**

$$h = 1,6 b \rightarrow h = 1,5 (30 \text{ cm}) \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga de amarre**

30 cm x 45 cm

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d = 38,9 \text{ cm}$$

**Materiales**

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

**Calculo de la cuantía balanceada de acero**

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

**Calculo de la cuantía máxima de acero**

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

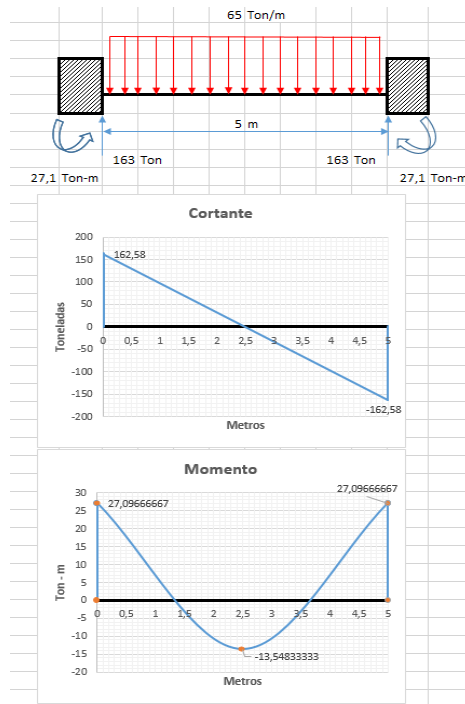
### Calculo de la cuantía mínima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

VIGA DE AMARRE					
Mu (Ton m)	As req (cm2)	As min (cm2)	Φ varilla (mm)	refuerzo	As disp (cm2)
13,94	10,53	3,85	18	5	12,72
6,97	5,27	3,85	14	4	6,16

VIGA DE AMARRE					
cuantía	cuantía min	cuantía max	w	ΦMn	ΦMn>Mu
0,0109	0,0033	0,0212	0,164	17,17	<b>CUMPLE</b>
0,0053	0,0033	0,0212	0,079	8,69	<b>CUMPLE</b>

Conexión Central – Borde y Conexión Central – Central



Dimensión Mínima para la viga de amarre  $b = L/20$  para DES (especial de disipación de energía)

$$b = \frac{L}{20} \rightarrow b = \frac{500}{20} \rightarrow b = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{escogemos } b = 30 \text{ cm}$$

Se tomara una altura  $h$  igual al 60% de la dimensión de la base

$$h = 1,6 b \rightarrow h = 1,5 (30 \text{ cm}) \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{recubrimiento} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2} - \Phi_{\text{estribo}}$$

$$d = 45 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - \frac{2,2}{2} \text{ cm} - 1 \text{ cm}$$

$$d = 38,9 \text{ cm}$$

**Dimensiones de la Viga de amarre**

30 cm x 45 cm

**Materiales**



$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

#### Calculo de la cuantía balanceada de acero

$$\rho_b = \beta_1 \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \left( \frac{0,85 f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \left( \frac{0,85 (280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_b = 0,0283$$

#### Calculo de la cuantía máxima de acero

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 (0,0283)$$

$$\rho_{\max} = 0,0212$$

#### Calculo de la cuantía mínima de acero

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0033 \text{ OK} \\ \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{f'_c}}{f_y} \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,8 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0032 \end{array} \right.$$

VIGA DE AMARRE					
Mu (Ton m)	As req (cm2)	As min (cm2)	Φ varilla (mm)	refuerzo	As disp (cm2)
27,09	20,48	3,85	18	6	22,81
13,54	10,24	3,85	14	6	12,06

VIGA DE AMARRE					
cuantía	cuantía min	cuantía max	w	ΦMn	ΦMn>Mu
0,0195	0,0033	0,0212	0,293	28,62	CUMPLE
0,0103	0,0033	0,0212	0,155	16,36	CUMPLE

#### Diseño de los Aisladores Sísmicos

A continuación, se presentan los datos de entrada para el diseño de los aisladores y los datos preliminares del proyecto que sirve para desarrollar independientemente cada caso.

DATOS DE ENTRADA			
CARGA VIVA DE LA ESTRUCTURA	$W_L$	0,9	Ton/m <sup>2</sup>
CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA	$W_D$	4,504	Ton/m <sup>2</sup>
AREA TRIBUTARIA MENOR	$A_{tmenor}$	6,25	m <sup>2</sup>
AREA TRIBUTARIA MAYOR	$A_{tmayor}$	25	m <sup>2</sup>
AREA DE LA ESTRUCTURA	$A$	300	m <sup>2</sup>
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA	$W$	1621,2	Ton
CARGA MAXIMA PARA LO CUAL ACTUA EL AISLADOR	$P_{max}$	135,10	Ton
CARGA MINIMA PARA LO CUAL ACTUA EL AISLADOR	$P_{min}$	33,78	Ton
PERIODO OBJETIVO DESEADO	$T_D$	0,60	seg

Los datos de la tabla 4.1 se obtuvieron de los del pre-diseño, realizado en el Capítulo III.

#### DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Con los datos anteriores se procede a calcular un aislador tipo HDR, para lo cual se establece los siguientes datos particulares.

PROPIEDADES DE INICIO PARA EL DISEÑO DE AISLADORES HDR		
PROPIEDADES	UNIDADES	AISLADOR
MODULO DE RIGIDEZ A CORTANTE	0,7	MPa
AMORTIGUAMIENTO	15	%
MÁXIMA DEFORMACIÓN LATERAL A CORTANTE	1,5	
CARGA MAXIMA PARA LO CUAL ACTUA EL AISLADOR	135,10	Ton
MÓDULO DE ELASTICIDAD VOLUMÉTRICO	2000	MPa
ESPESOR DE LAS CAPAS	m	0,01
TIPO DE CONEXIÓN	Empernada	Empernada

#### 1. Calculo de la Aceleración espectral

$S_s$  y  $S_1$  Considerando la aceleración de respuesta espectral máximo en el Ecuador es:

$$S_s = 1,5 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,6 \text{ g}$$

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1,3$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

$$S_{M1} = (1,3)(0,6 \text{ g}) = 0,78 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (0,78 \text{ g}) = 0,52 \text{ g}$$

## 2. Cálculo de la rigidez horizontal total del sistema de aislación

Rigidez horizontal de cada aislador

$$K_H = m \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

$$K_H = \frac{135,10 \text{ Ton}}{9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \left( \frac{2\pi}{2 \text{ seg}} \right)^2$$

$$K_H = 136,06 \text{ Ton / m}$$

Desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento, asumiendo = 15 %, por lo que  $B_D = B_M = 1,37$  según ASCE 7 -10

## 3. Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento, asumiendo un amortiguamiento efectivo del 20% como dato inicial

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D}$$

$$D_D = \frac{(9,8 \text{ m/s}^2) (0,52) (2 \text{ seg})}{(4\pi^2) (1,37)}$$

$$D_D = 0,188 \text{ m}$$

#### 4. Suma de las alturas de las capas del caucho

Considerando una deformación de corte directa máxima  $\gamma_s = 150\%$

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_s}$$

$$t_r = \frac{0,188 \text{ m}}{1,5}$$

$$t_{r \text{ min}} = 0,125 \text{ m}$$

Ahora con una deformación de corte máxima admisible  $\gamma_{\text{max}} = 250\%$

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_s}$$

$$t_r = \frac{0,188 \text{ m}}{2,5}$$

$$t_r = 0,075 \text{ m}$$

Calculo de la suma de capas de caucho

$$n = \frac{t_r}{\text{espesor}}$$

$$n = \frac{0,125 \text{ m}}{0,01 \text{ m}}$$

$$n = 12,50 \text{ capas}$$

Asumiendo  $n = 23$  capas

$$t_r = \text{espesor} \cdot n$$

$$t_r = (0,01 \text{ m}) (23 \text{ capas})$$

$$t_r = 0,23 \text{ m}$$

#### 5. Área que necesitaría el aislador

$$A = \frac{K_H t_r}{G_A}$$

$$A = \frac{(136,06 \text{ Ton / m}) (0,125 \text{ m})}{(70 \text{ Ton / m}^2)}$$

$$A = 0,243 \text{ m}^2$$

6. **Diámetro exterior del aislador asumiendo un valor para el diámetro inicial**  
 **$D_i = 15 \text{ cm}$**

$$D_e = \sqrt{\frac{4 A}{\pi} + D_i^2}$$

$$D_e = \sqrt{\frac{(4)(0,243 \text{ m}^2)}{\pi} + (0,15 \text{ m})^2}$$

$$D_e = 0,576 \text{ m}$$

En base a lo calculado se asume  **$D_e = 0,60 \text{ m}$** , lo que nos daría un área:

$$A = \pi \left( \frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right)$$

$$A = \pi \left( \frac{(0,60 \text{ m})^2}{4} - \frac{(0,15 \text{ m})^2}{4} \right)$$

$$A = 0,265 \text{ m}^2$$

7. **Cálculo de la rigidez horizontal de cada aislador**

$$K_H = \frac{G_A A}{t_r}$$

$$K_H = \frac{(70 \text{ Ton / m}^2) (0,265 \text{ m}^2)}{(0,23 \text{ m})}$$

$$K_H = 80,67 \text{ Ton / m}$$

### 8. Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$K_{H \text{ total}} = N K_H$$

$$K_{H \text{ total}} = (20)(80,67 \text{ Ton / m})$$

$$K_{H \text{ total}} = 1613,48 \text{ Ton / m}$$

### 9. Cálculo del período real del sistema de aislamiento

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{H \text{ total}}}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{1621,125 \text{ Ton}}{(9,8 \text{ m/s}^2)}}{1613,48 \text{ Ton / m}}}$$

$$T = 2,01 \text{ seg}$$

→ Se cumple la hipótesis de período deseado de 2 seg.

### 10. Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D}$$

$$D_D = \frac{(9,8 \text{ m/s}^2) (0,52) (2,01 \text{ seg})}{(4\pi^2) (1,37)}$$

$$D_D = 0,190 \text{ m}$$

### 11. Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma.

$$D_{TD\text{ Norma}} = 1,1 D_D$$

$$D_{TD\text{ Norma}} = (1,1) (0,190\text{ m})$$

$$D_{TD\text{ Norma}} = 0,209\text{ m}$$

## 12. Verificación de la deformación a cortante máximo

$$\gamma_s = \frac{D_{D\text{ Norma}}}{t_{r\text{ min}}}$$

$$\gamma_s = \frac{0,209\text{ m}}{0,125\text{ m}}$$

$$\gamma_s = 1,67 \rightarrow 167\%$$

## 13. Cálculo del cortante de diseño de los elementos por encima de la inter. de aislamiento y el cortante de base elástico

$$V_s = \frac{K_{H\text{ total}} D_D}{R}$$

$$V_s = \frac{(1613,48\text{ Ton / m}) (0,190\text{ m})}{8}$$

$$V_s = 38,32\text{ Ton}$$

$$C_s = \frac{V_s}{W}$$

$$C_s = \frac{38,32\text{ Ton}}{1621,125\text{ Ton}}$$

$$C_s = 0,024 \rightarrow 2,4\%$$

## 14. Procedimiento para determinar los detalles de los aisladores

a) Cálculo del factor de forma con  $t = 0,01\text{m}$ .

$$S = \frac{D_e - D_i}{4 t} > 10$$

$$S = \frac{0,60 \text{ m} - 0,15 \text{ m}}{4 (0,01 \text{ m})} > 10$$

$$S = 11,25 > 10 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

b) Cálculo del módulo de compresión del compuesto caucho y acero para un aislador, considerando el módulo de elasticidad volumétrico de:

$$k = 20000 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

$$E_c = \left( \frac{1}{6 G_A S^2} + \frac{4}{3k} \right)^{-1}$$

$$E_c = \left( \frac{1}{6 (70 \text{ Ton} / \text{m}^2) (11,25^2)} + \frac{4}{3(20000 \text{ Ton} / \text{m}^2)} \right)^{-1}$$

$$E_c = 11698,76 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

c) Cálculo de la rigidez vertical compuesta del sistema de aislamiento

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r}$$

$$K_v = \frac{(11698,76 \text{ Ton} / \text{m}^2) (0,265 \text{ m}^2)}{0,23 \text{ m}}$$

$$K_v = 13479 \text{ Ton} / \text{m}$$

$$K_{v \text{ total}} = N k_v$$

$$K_{v \text{ total}} = (20) (13479 \text{ Ton} / \text{m})$$

$$K_{v \text{ total}} = 269580 \text{ Ton} / \text{m}$$

d) Verificación de la frecuencia natural vertical

El período vertical real es:



$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{V \text{ total}}}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{1621,125 \text{ Ton}}{(9,8 \text{ m/s}^2)}}{269580 \text{ Ton / m}}}$$

$$T = 0,156 \text{ seg}$$

La frecuencia natural vertical debe ser:

$$f_v > 6 \text{ Hz}$$

$$f_v = \frac{1}{T}$$

$$f_v = \frac{1}{0,156 \text{ seg}}$$

$$f_v = 6,42 \text{ Hz} > 6 \text{ Hz} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

e) Altura total del aislador (h)

$$h = 2t_a + t_r + (n - 1)t_s$$

$$h = 2(0,025 \text{ m}) + 0,23 \text{ m} + (23 - 1)(0,003 \text{ m})$$

$$h = 0,346 \text{ m}$$

Los discos de acero tendrán un recubrimiento de **5mm**, de modo que el diámetro para cada aislador es

$$\phi_s = D_e - 2\text{recubrimiento}$$

$$\phi_s = 0,60 \text{ m} - 2(0,005 \text{ m})$$

$$\phi_s = 0,59 \text{ m}$$

**14. Procedimiento para determinar el coeficiente de seguridad a pandeo**

a) Cálculo de la inercia del disco de acero, y no de la sección transversal completa para estar al lado de la seguridad al momento de determinar la carga crítica.

$$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{\varnothing_s}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right]$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{0,59 \text{ m}}{2} \right)^4 - \left( \frac{0,15 \text{ m}}{2} \right)^4 \right]$$

$$I = 0,0059 \text{ m}^4$$

Carga de pandeo de Euler de cada aislador es:

$$P_E = \frac{\pi^2 E_C I}{3 t_r^2}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 (11698,76 \text{ Ton / m}^2) (0,0059 \text{ m}^4)}{3 (0,23 \text{ m})^2}$$

$$P_E = 4292,54 \text{ Ton}$$

b) Cálculo de la rigidez efectiva a cortante

Área efectiva a cortante de un aislador

$$A_s = A \frac{(t_r + (n - 1)(t_s))}{t_r}$$

$$A_s = (0,265 \text{ m}^2) \frac{(0,23 \text{ m} + (23 - 1)(0,003 \text{ m}))}{0,23 \text{ m}}$$

$$A_s = 0,341 \text{ m}^2$$

Rigidez a cortante de cada aislador

$$P_S = G_A A_s$$

$$P_S = (70 \text{ Ton / m}^2) (0,341 \text{ m}^2)$$

$$P_S = 23,87 \text{ Ton}$$

c) Cálculo de la carga crítica para cada tipo de aislador

$$P_{\text{CRITICA}} = \sqrt{P_E P_S}$$

$$P_{\text{CRITICA}} = \sqrt{(4292,54 \text{ Ton})(23,87 \text{ Ton})}$$

$$P_{\text{CRITICA}} = 320,12 \text{ Ton}$$

d) Cálculo del coeficiente de seguridad

$$FS = \frac{P_{\text{CRITICA}}}{P_{\text{MAX}}} > 2$$

$$FS = \frac{320,12 \text{ Ton}}{135,10 \text{ Ton}} > 2$$

$$FS = 2,37 > 2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

15. Procedimiento para determinar el desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento en el caso del sismo máximo esperado

a) Incremento del 20% de deformación a cortante y un decremento de amortiguamiento de un 1%

$$G'_A = 1,20 G_A$$

$$G'_A = 1,20 (70 \text{ Ton} / \text{m}^2)$$

$$G'_A = 84 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

b) Cálculo de la rigidez horizontal del sistema de aislamiento

$$K_H = \frac{G'_A A}{t_r}$$

$$K_H = \frac{(84 \text{ Ton} / \text{m}^2) (0,265 \text{ m}^2)}{(0,23 \text{ m})}$$

$$K_H = 96,78 \text{ Ton} / \text{m}$$

Rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$K_{H \text{ total}} = N K_H$$

$$K_{H \text{ total}} = (20)(211,12 \text{ Ton} / \text{m})$$

$$K_{H \text{ total}} = 1935,65 \text{ Ton} / \text{m}$$

d) Período efectivo en el máximo desplazamiento del sistema aislado

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{H \text{ total}}}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{1621,125 \text{ Ton}}{(9,8 \text{ m/s}^2)}}{1935,65 \text{ Ton} / \text{m}}}$$

$$T = 1,84 \text{ seg}$$

e) Desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M}$$

$$D_M = \frac{(9,8 \text{ m/s}^2) (0,78) (1,84 \text{ seg})}{(4\pi^2) (1,35)}$$

$$D_M = 0,264 \text{ m}$$

El valor de  $B_M$  se obtuvo de la interpolación.

f) Desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión

$$D_{TD \text{ Norma}} = 1,1 D_D$$

$$D_{TD\text{ Norma}} = (1,1) (0,264\text{ m})$$

$$D_{TD\text{ Norma}} = 0,2904\text{ m}$$

16. Determinación del desplazamiento de rodamiento y verificación del volcamiento global

$$D_{MAX} = \frac{D_e}{1 + K_H \left( \frac{h}{P_{MAX}} \right)}$$

$$D_{MAX} = \frac{0,60\text{ m}}{1 + (80,67\text{ Ton / m}) \left( \frac{0,346\text{ m}}{135,10\text{ Ton}} \right)}$$

$$D_{MAX} = 0,497\text{ m}$$

Se confirma que los desplazamientos anteriores son mucho menores que los cálculos y por tanto cumple la verificación.

## RESUMEN DE RESULTADOS

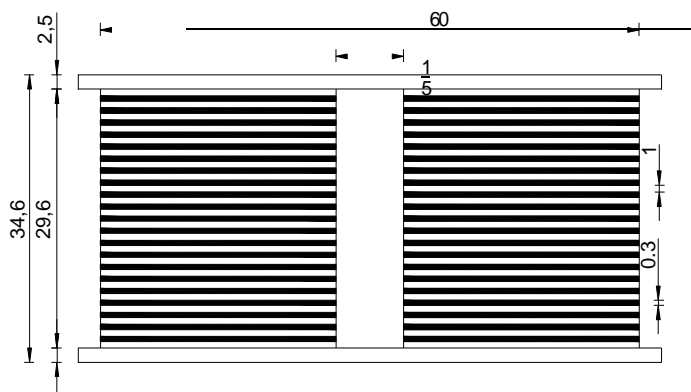
CARACTERÍSTICAS	AISLADOR	UNIDADES
Numero de Aisladores del Sistema	20	u
Altura total	34,6	cm
Diámetro del caucho	60	cm
Atura del caucho	23	cm
Número de capas de caucho	23	u
Espesor de la capa de caucho	1	cm
Diámetro de los discos de acero	59	cm
Altura total de discos de acero	6,6	cm
Número de discos de acero	22	u
Espesor de los discos de acero	0,3	cm
Espesor de la placa de anclaje	2,5	cm

Longitud de la plana de anclaje	70	cm
---------------------------------	----	----

TABLA. 4.5. Características Geométricas de los aisladores HDR

Módulo de rigidez a corte	70	Ton/m <sup>2</sup>
Rigidez horizontal	80,67	Ton/m
Rigidez vertical	13479	Ton/m
Factor de Forma	11,25	
Módulo de Elasticidad de Caucho y Acero	11698,76	Ton/m <sup>2</sup>
Desplazamiento de Diseño	0,188	m

TABLA. 4.6. Características Mecánicas de los aisladores HDR



Configuración del aislador HDR, corte transversal

### COMBINACIONES DE AISLADORES CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)

Con los datos resumidos en la tabla 4.5, a continuación, se describe a detalle el diseño incluyendo núcleos de plomo a cierto número de aisladores

1. Desplazamientos máximos y cortantes de diseño del sistema de aislamiento y de la superestructura

a) Cálculo de la fuerza a deformación nula  $Q$  de los aisladores tipo A.

Con un diámetro del núcleo de plomo  $D_{pb} = 150\text{mm}$ , el área total de plomo es:

$$A_{pb} = \frac{N D_{pb}^2 \pi}{4}$$

$$A_{pb} = \frac{8 (0,15 \text{ m})^2 \pi}{4}$$

$$A_{pb} = 0,1414 \text{ m}^2$$

Fuerza deformación nula considerando la fuerza de fluencia del plomo  
 **$f = 90 \text{ MPa}$**

$$Q = f A_{pb}$$

$$Q = (900 \text{ Ton} / \text{m}^2) (0,1414 \text{ m}^2)$$

$$Q = 127,26 \text{ Ton}$$

Área del aislador con un orificio de diámetro exterior  **$D_e = 0,6 \text{ m}$**

$$A_{ANULAR} = \pi \left( \frac{D_e^2}{4} - \frac{D_{pb}^2}{4} \right)$$

$$A_{ANULAR} = \pi \left( \frac{(0,60 \text{ m})^2}{4} - \frac{(0,15 \text{ m})^2}{4} \right)$$

$$A_{ANULAR} = 0,265 \text{ m}^2$$

Rigidez elástica  **$k_r$**  del aislador

$$K_r = \frac{G_A A_{ANULAR}}{t_r}$$

$$K_r = \frac{(70 \text{ Ton} / \text{m}^2) (0,265 \text{ m}^2)}{(0,125 \text{ m})}$$

$$K_r = 148,40 \text{ Ton} / \text{m}$$

Rigidez efectiva del conjunto de aisladores

$$K_{\text{eff}} = N K_r + \frac{Q}{D_D}$$

$$K_{\text{eff}} = 8 (148,40 \text{ Ton / m}) + \frac{126,26 \text{ Ton}}{0,188 \text{ m}}$$

$$K_{\text{eff}} = 1864,11 \text{ Ton / m}$$

La rigidez efectiva para un solo aislador será  $K_{\text{HP}} = 233 \text{ Ton / m}$ , y se puede asumir que la rigidez vertical es 1000 veces el horizontal

Deformación de fluencia del conjunto de aisladores

$$D_y = \frac{Q}{9 N K_r}$$

$$D_y = \frac{126,26 \text{ Ton}}{9 (8)(148,40 \text{ Ton / m})}$$

$$D_y = 0,012 \text{ m}$$

La energía disipada se obtiene con la siguiente expresión simplificada

$$W_D = N Q (D_D - D_y)$$

$$W_D = (8) (126,26 \text{ Ton}) (0,188 \text{ m} - 0,012 \text{ m})$$

$$W_D = 177,77 \text{ Ton} - \text{m}$$

Cálculo del amortiguamiento efectivo del conjunto de aisladores

$$\beta_p = \frac{W_D}{2 \pi K_{\text{eff}} D_D^2}$$

$$\beta_p = \frac{177,77 \text{ Ton} - \text{m}}{2 \pi (1864,11 \text{ Ton / m}) (0,188 \text{ m})^2}$$

$$\beta_p = 0,43 \rightarrow 43,0\%$$

Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento



$$K_{HC} = N K_{HP} + N K_H$$

$$K_{HC} = 8 (233 \text{ Ton / m}) + 12 (136,06 \text{ Ton / m})$$

$$K_{HC} = 3496,83 \text{ Ton / m}$$

Cálculo del amortiguamiento compuesto del sistema de aislamiento

$$\beta = \frac{N \beta_p K_{HP} + N \beta_{HDR} K_H}{K_{HC}}$$

$$\beta = \frac{8 (0,43)(233 \text{ Ton / m}) + 12 (0,15) (136,06 \text{ Ton / m})}{3496,83 \text{ Ton / m}}$$

$$\beta = 0,30 \quad \rightarrow \quad 30,00 \%$$

Con los datos de la tabla propuesta por la **ASCE** y por interpolación se obtiene  $B_D = 1,70$ , con esto podemos calcular el desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento.

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D}$$

$$D_D = \frac{(9,8 \text{ m/s}^2) (0,52) (2,01 \text{ seg})}{(4\pi^2) (1,70)}$$

$$D_D = 0,152 \text{ m}$$

Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislamiento con efectos de torsión según la norma.

$$D_{TD \text{ Norma}} = 1,1 D_D$$

$$D_{TD \text{ Norma}} = (1,1) (0,152 \text{ m})$$

$$D_{TD \text{ Norma}} = 0,167 \text{ m}$$

Verificación de la deformación a cortante máximo

$$\gamma_s = \frac{D_{TD \text{ Norma}}}{t_{r \text{ min}}}$$

$$\gamma_s = \frac{0,167 \text{ m}}{0,125 \text{ m}}$$

$$\gamma_s = 1,34 \quad \rightarrow \quad 134 \%$$

Cálculo del período real del sistema de aislamiento

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{HC}}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{1621,125 \text{ Ton}}{(9,8 \text{ m/s}^2)}}{3496,83 \text{ Ton / m}}}$$

$$T = 1,37 \text{ seg}$$

Cálculo del cortante de diseño de los elementos por encima de la interfaz de aislamiento y el cortante de base elástico del código.

$$V_s = \frac{K_{HC} D_D}{R}$$

$$V_s = \frac{(3496,83 \text{ Ton / m}) (0,152 \text{ m})}{8}$$

$$V_s = 66,44 \text{ Ton}$$

$$C_s = \frac{V_s}{W}$$

$$C_s = \frac{66,44 \text{ Ton}}{1621,125 \text{ Ton}}$$

$$C_s = 0,041 \quad \rightarrow \quad 4,10 \%$$

a) Procedimiento para determinar al coeficiente de seguridad a pandeo y rigidez vertical del sistema de aislamiento

Estimación del factor de forma S del aislador de sección anular, que deberá ser **mayor a 10** para asegurar la rigidez vertical adecuada, espesor del caucho  $t_{\text{CAUCHO}} = 1 \text{ cm}$

$$S = \frac{D_e - D_{pb}}{4 t_{\text{CAUCHO}}}$$

$$S = \frac{0,60 \text{ m} - 0,15 \text{ m}}{4 (0,01 \text{ m})}$$

$$S = 11,25 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Cálculo del módulo de compresión del compuesto caucho y acero, sabiendo que la elasticidad volumétrica de:

$$k = 20000 \text{ Ton/m}^2$$

$$E_{\text{CANULAR}} = \left( \frac{1}{6 G_A S^2} + \frac{4}{3k} \right)^{-1}$$

$$E_{\text{CANULAR}} = \left( \frac{1}{6 (70 \text{ Ton/m}^2) (11,25^2)} + \frac{4}{3(20000 \text{ Ton/m}^2)} \right)^{-1}$$

$$E_{\text{CANULAR}} = 11698,76 \text{ Ton/m}^2$$

Inercia del disco de acero de sección anular

$$I_{\text{ANULAR}} = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{D_e}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_{PB}}{2} \right)^4 \right]$$

$$I_{\text{ANULAR}} = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{0,60 \text{ m}}{2} \right)^4 - \left( \frac{0,15 \text{ m}}{2} \right)^4 \right]$$

$$I_{\text{ANULAR}} = 0,0063 \text{ m}^4$$

Cálculo de la carga de pandeo de Euler  $P_E$

$$P_E = \frac{\pi^2 E_{C \text{ ANULAR}} I_{\text{ANULAR}}}{3 t_r^2}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 (11698,76 \text{ Ton / m}^2) (0,0063 \text{ m}^4)}{3 (0,23 \text{ m})^2}$$

$$P_E = 4583,56 \text{ Ton}$$

b) Cálculo de la rigidez efectiva a cortante

Área efectiva a cortante de un aislador

$$A_{S \text{ ANULAR}} = A_{\text{ANULAR}} \frac{(t_r + (n - 1)(t_s))}{t_r}$$

$$A_{S \text{ ANULAR}} = (0,265 \text{ m}^2) \frac{(0,23 \text{ m} + (23 - 1)(0,003 \text{ m}))}{0,23 \text{ m}}$$

$$A_{S \text{ ANULAR}} = 0,341 \text{ m}^2$$

Rigidez a cortante de cada aislador

$$P_S = G_A A_{S \text{ ANULAR}}$$

$$P_S = (70 \text{ Ton / m}^2) (0,341 \text{ m}^2)$$

$$P_S = 23,87 \text{ Ton}$$

Cálculo de la carga crítica del aislador de sección anular

$$P_{\text{CRITICA}} = \sqrt{P_E P_S}$$

$$P_{\text{CRITICA}} = \sqrt{(4583,56 \text{ Ton})(23,87 \text{ Ton})}$$

$$P_{\text{CRITICA}} = 330,77 \text{ Ton}$$

Cálculo del coeficiente de seguridad

$$FS = \frac{P_{CRITICA}}{P_{MAX}} > 2$$

$$FS = \frac{330,77 \text{ Ton}}{135,10 \text{ Ton}} > 2$$

$$FS = 2,45 > 2 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo de la rigidez vertical compuesta del sistema de aislamiento

$$A_{NUCLEO} = \frac{\pi}{4} D_{bp}^2$$

$$A_{NUCLEO} = \frac{\pi}{4} (0,15 \text{ m})^2 \quad A_{NUCLEO} = 0,0176 \text{ m}^2$$

La rigidez vertical del aislador con núcleo de plomo

$$K_{VP} = \frac{E_C A_{ANULAR} A_{ANULAR}}{t_r} + \frac{E_C A_{NUCLEO}}{t_p}$$

$$\text{Donde } t_p = h - 2e_p$$

$$t_p = 0,346 \text{ m} - 2 (0,025 \text{ m})$$

$$t_p = 0,296 \text{ m}$$

$$K_{VP} = \frac{(11698,76 \text{ Ton / m}^2) (0,265 \text{ m}^2)}{0,23 \text{ m}} + \frac{(11698,76 \text{ Ton / m}^2) (0,0176 \text{ m}^2)}{0,296 \text{ m}}$$

$$K_{VP} = 14174,61 \text{ Ton / m}$$

$$K_{VC} = N K_{VP} + N K_V$$

$$K_{VC} = 8 (14174,61 \text{ Ton / m}) + 12 (13479 \text{ Ton / m})$$

$$K_{VC} = 275144,88 \text{ Ton / m}$$

Verificación de la frecuencia natural vertical

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{VC}}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{1621,125 \text{ Ton}}{(9,8 \text{ m/s}^2)}}{275144,88 \text{ Ton / m}}}$$

$$T = 0,154 \text{ seg}$$

La frecuencia natural vertical es:

$$f_v > 6 \text{ Hz}$$

$$f_v = \frac{1}{T}$$

$$f_v = \frac{1}{0,154 \text{ seg}} \quad f_v = 6,49 \text{ Hz} \quad \rightarrow \quad \text{SI CUMPLE}$$

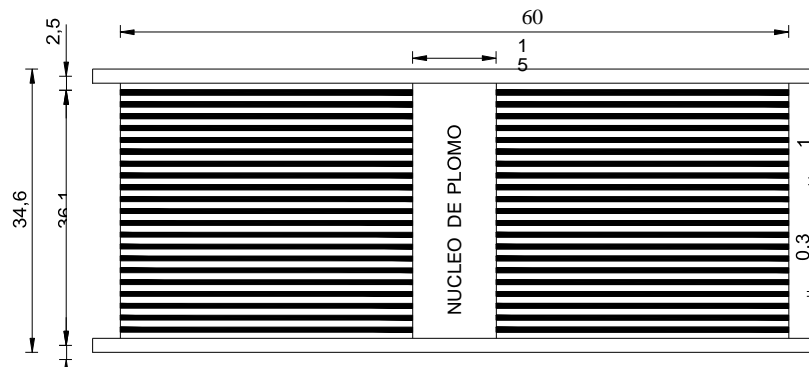
CARACTERÍSTICAS	AISLADOR	UNIDADES
Numero de Aisladores del Sistema	8	u
Altura total	34,6	cm
Diámetro exterior del caucho	60	cm
Diámetro interior del caucho	15	cm
Atura del caucho	23	cm
Número de capas de caucho	23	u
Espesor de la capa de caucho	1	cm
Diámetro exterior de los discos de acero	59	cm
Diámetro interior de los discos de acero	15	cm
Altura total de discos de acero	6,6	cm
Número de discos de acero	22	u
Espesor de los discos de acero	0,3	cm
Diámetro del núcleo de Plomo	15	cm

<b>Altura del Núcleo de Plomo</b>	29,6	cm
<b>Espesor de la placa de anclaje</b>	2,5	cm
<b>Longitud de la plana de anclaje</b>	70	cm

**Características Geométricas de los aisladores LRB**

<b>Módulo de rigidez a corte</b>	70	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Rigidez horizontal</b>	233	Ton/m
<b>Rigidez vertical</b>	14174,61	Ton/m
<b>Factor de Forma</b>	11,25	
<b>Módulo de Elasticidad de Caucho y Acero</b>	11698,76	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Desplazamiento de Diseño</b>	0,188	m

**Propiedades Mecánicas de los aisladores LRB**



**Configuración del aislador LRB, corte transversal**

Al utilizar el programa SAP 2000, además de ingresar los datos anteriormente mencionados se necesita definir los parámetros adicionales relacionados con el amortiguamiento efectivo y la energía disipada.

**DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN BILINEAL DE LOS AISLADORES HDR**

Desplazamiento de fluencia del aislador

$$D_y = 0,1 t_r$$

$$D_y = 0,1 (0,23)$$

$$D_y = 0,023 \text{ m}$$

Las energías disipadas por el aislador

$$W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D_D^2 \beta$$

$$W_D = 2\pi (80,67 \text{ Ton /m}) (0,188)^2 (0,15)$$

$$W_D = 2,69 \text{ Ton - m}$$

Las fuerzas a deformación nula de los aisladores.

$$Q = \frac{W_D}{N (D_D - D_y)}$$

$$Q = \frac{2,69 \text{ Ton - m}}{12 (0,188 \text{ m} - 0,023 \text{ m})}$$

$$Q = 1,36 \text{ Ton}$$

Rigidez post-fluencia de los aisladores

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D}$$

$$K_2 = (80,67 \text{ Ton /m}) - \frac{1,36 \text{ Ton}}{0,188 \text{ m}}$$

$$K_2 = 73,43 \text{ Ton / m}$$

Rigidez inicial de los aisladores

$$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_2$$

$$K_1 = \frac{1,36 \text{ Ton}}{0,023 \text{ m}} + 73,43 \text{ Ton / m}$$

$$K_1 = 132,56 \text{ Ton / m}$$

Fuerzas de fluencia de los aisladores

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

$$F_y = 1,36 \text{ Ton} + (73,43 \text{ Ton / m}) (0,023 \text{ m})$$



$$F_y = 3,05 \text{ Ton}$$

Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{\text{real}}}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{2,01 \text{ seg}}$$

$$\omega = 3,13 \text{ rad /seg}$$

Amortiguamiento efectivo de los aisladores

$$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega}$$

$$C = \frac{2,69 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{\pi (0,188 \text{ m})^2 (3,13 \text{ rad /seg})}$$

$$C = 7,74 \text{ Ton seg / m}$$

En la tabla 4.10 se resumen los parámetros calculados, que luego se necesitarán para ingresar las propiedades de los aisladores en el programa SAP 2000.

PROPIEDADES	UNIDADES	HDR
Rigidez vertical	13479	Ton/m
Rigidez efectiva lineal	80,67	Ton/m
Rigidez Post - Fluencia	73,43	Ton/m
Rigidez inicial	132,56	Ton/m
Fuerza de fluencia	5,44	Ton
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	0,55	
Amortiguamiento efectivo	7,74	Ton seg /m

#### DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN BILINEAL DE LOS AISLADORES LBR

Desplazamiento de fluencia de los aisladores LBR y HDR

$$D_y = 0,1 t_r$$

$$D_y = 0,1 (0,23)$$

$$D_y = 0,023 \text{ m}$$

Energías disipadas por los aisladores LBR y HDR

#### Aisladores LBR

$$W_D = \frac{W_{\text{conjunto}}}{N}$$

$$W_D = \frac{92,70 \text{ Ton} - \text{m}}{8}$$

$$W_D = 11,59 \text{ Ton} - \text{m}$$

#### Aisladores HDR

$$W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D_D^2 \beta$$

$$W_D = 2\pi (80,67 \text{ Ton /m}) (0,188)^2 (0,15)$$

$$W_D = 2,69 \text{ Ton} - \text{m}$$

Fuerza a deformación nula de los aisladores LBR y HDR

#### Aisladores LBR

$$Q = \frac{Q_{\text{conjunto}}}{N}$$

$$Q = \frac{127,26 \text{ Ton}}{8}$$

$$Q = 15,91 \text{ Ton}$$

#### Aisladores HDR

$$Q = \frac{W_D}{N (D_D - D_y)}$$

$$Q = \frac{2,69 \text{ Ton} - \text{m}}{12 (0,188 \text{ m} - 0,023 \text{ m})}$$

$$Q = 1,36 \text{ Ton}$$

Rigidez del caucho post-fluencia

**Aisladores LBR**

$$K_2 = 112,13 \text{ Ton / m}$$

**Aisladores HDR**

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D}$$

$$K_2 = (80,67 \text{ Ton / m}) - \frac{1,36 \text{ Ton}}{0,188 \text{ m}}$$

$$K_2 = 73,43 \text{ Ton / m}$$

Rigideces iniciales de los aisladores LBR y HDR

**Aisladores LBR**

$$K_1 = 1243,63 \text{ Ton / m}$$

**Aisladores HDR**

$$K_1 = \frac{Q}{D_y} + K_2$$

$$K_1 = \frac{1,36 \text{ Ton}}{0,023 \text{ m}} + 73,43 \text{ Ton / m}$$

$$K_1 = 132,56 \text{ Ton / m}$$

Fuerzas de fluencia de los aisladores LBR y HDR

**Aisladores LBR**

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

$$F_y = 15,91 \text{ Ton} + (112,13 \text{ Ton / m}) (0,012 \text{ m})$$

$$F_y = 17,25 \text{ Ton}$$

**Aisladores HDR**

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

$$F_y = 1,36 \text{ Ton} + (73,43 \text{ Ton / m}) (0,023 \text{ m})$$

$$F_y = 3,05 \text{ Ton}$$

Frecuencia angular

$$\omega = \frac{2\pi}{T_{\text{real}}}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{1,37 \text{ seg}}$$

$$\omega = 4,59 \text{ rad /seg}$$

Amortiguamiento efectivo de los aisladores LBR y HDR

**Aisladores LBR**

$$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega}$$

$$C = \frac{11,59 \text{ Ton} - \text{m}}{\pi (0,188 \text{ m})^2 (4,59 \text{ rad /seg})}$$

$$C = 22,74 \text{ Ton seg / m}$$

**Aisladores HDR**

$$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega}$$

$$C = \frac{2,69 \text{ Ton} - \text{m}}{\pi (0,188 \text{ m})^2 (4,59 \text{ rad /seg})}$$

$$C = 5,27 \text{ Ton seg / m}$$

En la tabla 4.12 se resumen los parámetros necesarios para modelar el sistema de aislación combinado HDR+LBR

PROPIEDADES	HDR	LBR	COMBINACION	UNIDADES
<b>Rigidez vertical</b>	13479	14174,6 1	275144,88	Ton/m
<b>Rigidez efectiva lineal</b>	80,67	233	2832,04	Ton/m
<b>Rigidez Post - Fluencia</b>	73,43	112,13	1778,2	Ton/m
<b>Rigidez inicial</b>	132,5 6	1243,63	11539,76	Ton/m
<b>Fuerza de fluencia</b>	5,44	17,25	203,28	Ton
<b>Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial</b>	0,55	0,09	0,15	
<b>Amortiguamiento efectivo</b>	5,27	22,74	245,16	Ton seg /m

TABLA. 4.12. Parámetros de los aisladores LRB y HDR

**PARÁMETROS DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE ENTREPISO 1**

<b>DATOS</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>ESFUERZO FLUENCIA DEL ACERO</b>	$F_y =$	420	MPa
<b>RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO</b>	$F'_c =$	28	MPa
<b>RECUBRIMIENTO</b>	$e =$	40	mm
<b>LONGITUD EN DIRECCION X</b>	$H =$	450	mm
<b>LONGITUD EN DIRECCION Y</b>	$b =$	450	mm
<b>NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X +</b>	$N^\circ =$	3	AD
<b>NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X -</b>	$N^\circ =$	3	AD
<b>NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y +</b>	$N^\circ =$	3	AD
<b>NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y -</b>	$N^\circ =$	3	AD
<b>DIAMETRO DE VARILLAS LONGITUDINALES</b>	$\varphi_v =$	18,0	mm
<b>DIAMETRO DE ESTRIBOS</b>	$\varphi_e =$	10	mm
<b>MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO</b>	$E_s =$	200000	MPa
<b>COEFECIENTE DE WHITNEY</b>	$\beta_1 =$	0,850	AD
<b>DEFORMACION UNITARIA DEL CONCRETO</b>	$\epsilon_c =$	0,003	AD
<b>CALCULOS DE DISEÑO GENERALES</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A TRACCION</b>	$d =$	391	mm
<b>PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A COMPRESION</b>	$d' =$	59	mm
<b>AREA DE ACERO A TRACCION</b>	$A_s =$	1018	mm <sup>2</sup>
<b>AREA DE ACERO A COMPRESION</b>	$A'_s =$	1018	mm <sup>2</sup>
<b>ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION</b>	$f'_s =$	446	MPa
<b>ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION</b>	$f_s =$	420	MPa
<b>AREA TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL</b>	$A_{st} =$	2036	mm <sup>2</sup>
<b>AREA TOTAL DE CONCRETO</b>	$A_g =$	202500	mm <sup>2</sup>
<b>CALCULOS DE DISEÑO EN FALLA BALANCEADA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA BALANCEADA</b>	$C_b =$	230	mm

<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a_b =$	196	mm
<b>ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION</b>	$f'_s =$	420	MPa
<b>ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION</b>	$f_s =$	420	MPa
<b>RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL</b>	$P_{nb} =$	2094	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_{nb} =$	408	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_b =$	195	mm
<b>CALCULOS DE DISEÑO A COMPRESION PURA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA COMPRESION</b>	$C =$	$\infty$	mm
<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a =$	$\infty$	mm
<b>RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL</b>	$P_o =$	5626	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_o =$	0	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_o =$	0	mm
<b>CALCULOS DE DISEÑO A TRACCION PURA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA TRACCION</b>	$C =$	$\infty$	mm
<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a =$	$\infty$	mm
<b>RESISTENCIA A LA TRACCION</b>	$P_t =$	-855	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_t =$	0	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_t =$	0	mm

<b>C (mm)</b>	<b>a (mm)</b>	<b>f<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>f<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>P<sub>n</sub> (Ton)</b>	<b>M<sub>n</sub> (Ton - m)</b>	<b>e (mm)</b>	<b>CONDICION</b>	<b>P<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b>M<sub>u</sub> (Ton - m)</b>
14,38	12,22	-1862,61	420,00	-87,25	0,00	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	-62,82	0,00
28,75	24,44	-631,30	420,00	-61,22	7,14	-27,22	<b>FLEXO - TENSION</b>	-44,08	5,14
43,13	36,66	-220,87	420,00	-6,69	19,06	-486,61	<b>FLEXO - TENSION</b>	-4,82	13,72
57,50	48,88	-15,65	420,00	28,94	26,75	2385,06	<b>FLEXO - TENSION</b>	20,84	19,26
71,88	61,09	107,48	420,00	57,01	32,60	708,61	<b>FLEXO - TENSION</b>	41,05	23,47
86,25	73,31	189,57	420,00	81,31	37,40	501,70	<b>FLEXO - TENSION</b>	58,54	26,93
100,63	85,53	248,20	420,00	103,44	41,49	415,74	<b>FLEXO - TENSION</b>	74,48	29,87
115,00	97,75	292,17	420,00	124,22	45,05	365,99	<b>FLEXO - TENSION</b>	89,44	32,43
129,38	109,97	326,38	420,00	144,11	48,16	331,98	<b>FLEXO - TENSION</b>	103,76	34,67
143,75	122,19	353,74	420,00	163,36	50,88	306,27	<b>FLEXO - TENSION</b>	117,62	36,63
158,13	134,41	376,13	420,00	182,16	53,26	285,51	<b>FLEXO - TENSION</b>	131,15	38,34
172,50	146,63	394,78	420,00	200,61	55,30	267,94	<b>FLEXO - TENSION</b>	144,44	39,82
186,88	158,84	410,57	420,00	217,55	56,78	252,56	<b>FLEXO - TENSION</b>	156,63	40,88
201,25	171,06	420,00	420,00	234,28	57,96	238,88	<b>FLEXO - TENSION</b>	168,68	41,73
215,63	183,28	420,00	420,00	251,02	58,88	226,46	<b>FLEXO - TENSION</b>	180,73	42,39
230,00	195,50	420,00	420,00	267,75	59,55	214,76	<b>BALANCEADA</b>	192,78	42,88
244,38	207,72	420,00	360,00	290,72	58,66	193,32	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	209,32	42,23
258,75	219,94	420,00	306,67	312,99	57,65	175,47	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	225,35	41,51
273,13	232,16	420,00	258,95	334,68	56,52	160,18	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	240,97	40,70
287,50	244,38	420,00	216,00	355,88	55,24	146,78	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	256,23	39,77
301,88	256,59	420,00	177,14	376,65	53,79	134,79	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	271,19	38,73
316,25	268,81	420,00	141,82	397,05	52,16	123,88	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	285,88	37,56
330,63	281,03	420,00	109,57	417,13	50,35	113,81	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	300,34	36,25
345,00	293,25	420,00	80,00	436,94	48,35	104,41	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	314,60	34,81
359,38	305,47	420,00	52,80	456,50	46,14	95,55	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	328,68	33,22
373,75	317,69	420,00	27,69	475,84	43,72	87,10	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	342,61	31,48
388,13	329,91	420,00	4,44	494,99	41,09	79,01	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	356,39	29,58



402,50	342,13	420,00	-17,14	513,97	38,24	71,20	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	370,06	27,53
416,88	354,34	420,00	-37,24	532,79	35,17	63,63	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	383,61	25,32
431,25	366,56	420,00	-56,00	551,47	31,88	56,25	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	397,06	22,95
445,63	378,78	420,00	-73,55	570,03	28,36	49,03	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	410,42	20,42
460,00	391,00	420,00	-90,00	588,47	24,60	41,95	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	423,70	17,71
474,38	403,22	420,00	-105,45	606,81	20,62	34,98	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	436,90	14,85
488,75	415,44	420,00	-120,00	625,06	16,40	28,10	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	450,04	11,81
503,13	427,66	420,00	-133,71	643,21	11,95	21,31	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	463,11	8,60
517,50	439,88	420,00	-146,67	661,29	7,26	14,58	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	476,13	5,22
531,88	452,09	420,00	-158,92	679,30	2,33	7,92	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	489,10	1,67
546,25	464,31	420,00	-170,53	697,24	0,00	1,30	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	502,01	0,00
560,63	476,53	420,00	-181,54	715,12	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	514,89	0,00
575,00	488,75	420,00	-192,00	732,94	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	527,72	0,00
589,38	500,97	420,00	-201,95	750,71	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	540,51	0,00
603,75	513,19	420,00	-211,43	768,43	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	553,27	0,00
618,13	525,41	420,00	-220,47	786,10	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	565,99	0,00
632,50	537,63	420,00	-229,09	803,73	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	578,69	0,00
646,88	549,84	420,00	-237,33	821,32	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	591,35	0,00
661,25	562,06	420,00	-245,22	838,87	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	603,99	0,00
675,63	574,28	420,00	-252,77	856,39	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	616,60	0,00
690,00	586,50	420,00	-260,00	873,88	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	629,19	0,00

## PARÁMETROS DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE ENTREPISO 2

	SIMBOLOGIA	VALOR	UNIDAD
ESFUERZO FLUENCIA DEL ACERO	$F_y =$	420	MPa
RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO	$F'_c =$	28	MPa
RECUBRIMIENTO	$e =$	40	mm
LONGITUD EN DIRECCION X	$H =$	400	mm
LONGITUD EN DIRECCION Y	$b =$	400	mm
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X +	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X -	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y +	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y -	$N^\circ =$	3	AD
DIAMETRO DE VARILLAS LONGITUDINALES	$\varphi_v =$	16,0	mm
DIAMETRO DE ESTRIBOS	$\varphi_e =$	10	mm
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	$E_s =$	200000	MPa
COEFECIENTE DE WHITNEY	$\beta_1 =$	0,850	AD
DEFORMACION UNITARIA DEL CONCRETO	$\epsilon_c =$	0,003	AD
CALCULOS DE DISEÑO GENERALES	SIMBOLOGIA	VALOR	UNIDAD
PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A TRACCION	$d =$	342	mm
PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A COMPRESION	$d' =$	58	mm
AREA DE ACERO A TRACCION	$A_s =$	804	mm <sup>2</sup>
AREA DE ACERO A COMPRESION	$A'_s =$	804	mm <sup>2</sup>
ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION	$f'_s =$	427	MPa
ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION	$f_s =$	420	MPa
AREA TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	$A_{st} =$	1608	mm <sup>2</sup>
AREA TOTAL DE CONCRETO	$A_g =$	160000	mm <sup>2</sup>
CALCULOS DE DISEÑO EN FALLA BALANCEADA	SIMBOLOGIA	VALOR	UNIDAD
DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA BALANCEADA	$C_b =$	201	mm
PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE	$a_b =$	171	mm
ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION	$f'_s =$	420	MPa
ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION	$f_s =$	420	MPa
RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL	$P_{nb} =$	1628	KN
RESISTENCIA A LA FLEXION	$M_{nb} =$	282	KN - m
EXCENTRICIDAD	$e_b =$	173	mm
CALCULOS DE DISEÑO A COMPRESION PURA	SIMBOLOGIA	VALOR	UNIDAD
	$C =$	$\infty$	mm

DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA COMPRESION			
PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE	a =	∞	mm
RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL			
RESISTENCIA A LA FLEXION	P <sub>o</sub> = M <sub>o</sub> =	4445 0	KN KN - m
EXCENTRICIDAD	e <sub>o</sub> =	0	mm
CALCULOS DE DISEÑO A TRACCION PURA	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA TRACCION	C =	∞	mm
PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE	a =	∞	mm
RESISTENCIA A LA TRACCION	P <sub>t</sub> =	-676	KN
RESISTENCIA A LA FLEXION	M <sub>t</sub> =	0	KN - m
EXCENTRICIDAD	e <sub>t</sub> =	0	mm

**PARÁMETROS DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE ENTREPISO 3 y 4**

<b>DATOS</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
ESFUERZO FLUENCIA DEL ACERO	$F_y =$	420	MPa
RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO	$F'_c =$	28	MPa
RECUBRIMIENTO	$e =$	40	mm
LONGITUD EN DIRECCION X	$H =$	300	mm
LONGITUD EN DIRECCION Y	$b =$	300	mm
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X +	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X -	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y +	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y -	$N^\circ =$	3	AD
DIAMETRO DE VARILLAS LONGITUDINALES	$\varphi_v =$	12,0	mm
DIAMETRO DE ESTRIBOS	$\varphi_e =$	10	mm
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	$E_s =$	200000	MPa
COEFECIENTE DE WHITNEY	$\beta_1 =$	0,850	AD
DEFORMACION UNITARIA DEL CONCRETO	$\epsilon_c =$	0,003	AD
<b>CALCULOS DE DISEÑO GENERALES</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A TRACCION	$d =$	244	mm
PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A COMPRESION	$d' =$	56	mm
AREA DE ACERO A TRACCION	$A_s =$	452	mm <sup>2</sup>
AREA DE ACERO A COMPRESION	$A'_s =$	452	mm <sup>2</sup>
ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION	$f'_s =$	366	MPa
ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION	$f_s =$	420	MPa
AREA TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	$A_{st} =$	905	mm <sup>2</sup>
AREA TOTAL DE CONCRETO	$A_g =$	90000	mm <sup>2</sup>
<b>CALCULOS DE DISEÑO EN FALLA BALANCEADA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA BALANCEADA	$C_b =$	144	mm
PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE	$a_b =$	122	mm
ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION	$f'_s =$	420	MPa

<b>ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION</b>	$f_s =$	420	MPa
<b>RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL</b>	$P_{nb} =$	871	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_{nb} =$	113	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_b =$	130	mm
<b>CALCULOS DE DISEÑO A COMPRESION PURA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA COMPRESION</b>	$C =$	$\infty$	mm
<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a =$	$\infty$	mm
<b>RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL</b>	$P_o =$	2500	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_o =$	0	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_o =$	0	mm
<b>CALCULOS DE DISEÑO A TRACCION PURA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA TRACCION</b>	$C =$	$\infty$	mm
<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a =$	$\infty$	mm
<b>RESISTENCIA A LA TRACCION</b>	$P_t =$	-380	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_t =$	0	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_t =$	0	mm

C (mm)	a (mm)	$f'_s$ (Mpa)	$f_s$ (Mpa)	$P_n$ (Ton)	$M_n$ (Ton - m)	e (mm)	CONDICION	$P_u$ (Ton)	$M_u$ (Ton - m)	
10,77	9,16	-2574,88	420,00	-52,78	0,00	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	-38,00	0,00	
21,54	18,31	-987,44	420,00	-6,81	12,92	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	-4,90	9,30	
32,32	27,47	-458,29	420,00	33,53	23,02	-120,41	<b>FLEXO - TENSION</b>	24,14	16,57	
43,09	36,63	-193,72	420,00	63,98	30,40	-971,54	<b>FLEXO - TENSION</b>	46,07	21,89	
53,86	45,78	-34,98	420,00	90,49	36,49	935,51	<b>FLEXO - TENSION</b>	65,15	26,27	
64,63	54,94	70,85	420,00	115,02	41,75	468,24	<b>FLEXO - TENSION</b>	82,81	30,06	
75,40	64,09	146,45	420,00	138,42	46,38	353,97	<b>FLEXO - TENSION</b>	99,66	33,40	
86,18	73,25	203,14	420,00	161,12	50,51	299,65	<b>FLEXO - TENSION</b>	116,00	36,36	
96,95	82,41	247,24	420,00	183,34	54,17	266,38	<b>FLEXO - TENSION</b>	132,01	39,00	
107,72	91,56	282,51	420,00	205,24	57,40	242,94	<b>FLEXO - TENSION</b>	147,77	41,33	

118,49	100,72	311,37	420,00	226,36	60,09	224,92	<b>FLEXO - TENSION</b>	162,98	43,27	
129,26	109,88	335,43	420,00	246,94	62,31	210,20	<b>FLEXO - TENSION</b>	177,80	44,86	
140,04	119,03	355,78	420,00	267,52	64,18	197,64	<b>FLEXO - TENSION</b>	192,61	46,21	
150,81	128,19	373,22	420,00	288,10	65,70	186,59	<b>FLEXO - TENSION</b>	207,43	47,30	
161,58	137,34	388,34	420,00	308,68	66,87	176,62	<b>FLEXO - TENSION</b>	222,25	48,14	
172,35	146,50	401,57	420,00	329,25	67,69	167,46	<b>BALANCEADA</b>	237,06	48,73	
183,13	155,66	413,24	360,00	353,60	67,25	150,90	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	254,59	48,42	
193,90	164,81	420,00	306,67	377,53	66,57	137,32	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	271,82	47,93	
204,67	173,97	420,00	258,95	401,11	65,62	125,79	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	288,80	47,25	
215,44	183,13	420,00	216,00	424,38	64,40	115,70	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	305,56	46,37	
226,21	192,28	420,00	177,14	447,40	62,89	106,70	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	322,13	45,28	
236,99	201,44	420,00	141,82	470,20	61,08	98,52	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	338,55	43,98	
247,76	210,59	420,00	109,57	492,81	58,97	90,99	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	354,82	42,46	
258,53	219,75	420,00	80,00	515,24	56,55	83,96	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	370,98	40,72	
269,30	228,91	420,00	52,80	537,53	53,82	77,34	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	387,02	38,75	
280,07	238,06	420,00	27,69	559,69	50,77	71,04	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	402,97	36,56	
290,85	247,22	420,00	4,44	581,73	47,40	65,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	418,84	34,13	
301,62	256,38	420,00	-17,14	603,66	43,71	59,18	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	434,64	31,47	
312,39	265,53	420,00	-37,24	625,50	39,69	53,54	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	450,36	28,57	
323,16	274,69	420,00	-56,00	647,26	35,34	48,04	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	466,03	25,44	
333,93	283,84	420,00	-73,55	668,94	30,66	42,66	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	481,64	22,07	
344,71	293,00	420,00	-90,00	690,55	25,64	37,39	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	497,20	18,46	
355,48	302,16	420,00	-105,45	712,10	20,30	32,20	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	512,71	14,61	
366,25	311,31	420,00	-120,00	733,59	14,61	27,08	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	528,19	10,52	
377,02	320,47	420,00	-133,71	755,03	8,59	22,03	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	543,62	6,19	
387,79	329,63	420,00	-146,67	776,43	2,24	17,02	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	559,03	1,61	
398,57	338,78	420,00	-158,92	797,77	0,00	12,06	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	574,40	0,00	
409,34	347,94	420,00	-170,53	819,08	0,00	7,13	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	589,74	0,00	
420,11	357,09	420,00	-181,54	840,35	0,00	2,23	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	605,05	0,00	
430,88	366,25	420,00	-192,00	861,59	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	620,34	0,00	

441,65	375,41	420,00	-201,95	882,79	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	635,61	0,00	
452,43	384,56	420,00	-211,43	903,96	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	650,85	0,00	
463,20	393,72	420,00	-220,47	925,11	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	666,08	0,00	
473,97	402,88	420,00	-229,09	946,23	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	681,29	0,00	
484,74	412,03	420,00	-237,33	967,33	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	696,48	0,00	
495,51	421,19	420,00	-245,22	988,40	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	711,65	0,00	
506,29	430,34	420,00	-252,77	1009,45	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	726,81	0,00	
517,06	439,50	420,00	-260,00	1030,49	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	741,95	0,00	

<b>C (mm)</b>	<b>a (mm)</b>	<b>f'<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>f<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>P<sub>n</sub> (Ton)</b>	<b>M<sub>n</sub> (Ton - m)</b>	<b>e (mm)</b>	<b>CONDICION</b>	<b>P<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b>M<sub>u</sub> (Ton - m)</b>
8,97	7,63	-3145,57	420,00	-33,41	3,10	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	-24,06	2,23
17,94	15,25	-1272,79	420,00	31,40	23,20	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	22,61	16,71
26,91	22,88	-648,52	420,00	72,54	35,70	-44,43	<b>FLEXO - TENSION</b>	52,23	25,70
35,88	30,50	-336,39	420,00	107,76	45,84	-291,18	<b>FLEXO - TENSION</b>	77,59	33,01
44,85	38,13	-149,11	420,00	140,62	54,68	3520,52	<b>FLEXO - TENSION</b>	101,24	39,37
53,82	45,75	-24,26	420,00	172,29	62,58	511,28	<b>FLEXO - TENSION</b>	124,05	45,06
62,79	53,38	64,92	420,00	203,28	69,67	337,71	<b>FLEXO - TENSION</b>	146,36	50,16
71,76	61,00	131,80	420,00	233,85	76,04	272,47	<b>FLEXO - TENSION</b>	168,37	54,75
80,74	68,63	183,83	420,00	263,72	81,61	236,71	<b>FLEXO - TENSION</b>	189,88	58,76
89,71	76,25	225,44	420,00	293,02	86,40	213,16	<b>FLEXO - TENSION</b>	210,98	62,21
98,68	83,88	259,49	420,00	322,32	90,60	195,87	<b>FLEXO - TENSION</b>	232,07	65,23
107,65	91,50	287,87	420,00	351,63	94,20	182,20	<b>FLEXO - TENSION</b>	253,17	67,82
116,62	99,13	311,88	420,00	380,93	97,20	170,82	<b>FLEXO - TENSION</b>	274,27	69,98
125,59	106,75	332,46	420,00	410,23	99,60	160,99	<b>FLEXO - TENSION</b>	295,37	71,71
134,56	114,38	350,30	420,00	439,53	101,40	152,24	<b>FLEXO - TENSION</b>	316,46	73,01
143,53	122,00	365,90	420,00	468,84	102,60	144,30	<b>BALANCEADA</b>	337,56	73,87
152,50	129,63	379,67	360,00	500,91	102,39	129,97	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	360,65	73,72
161,47	137,25	391,91	306,67	532,67	101,66	118,33	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	383,52	73,20

170,44	144,88	402,86	258,95	564,18	100,42	108,53	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	406,21	72,30
179,41	152,50	412,72	216,00	595,46	98,64	100,07	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	428,73	71,02
188,38	160,13	420,00	177,14	626,56	96,31	92,57	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	451,12	69,35
197,35	167,75	420,00	141,82	657,49	93,44	85,76	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	473,39	67,28
206,32	175,38	420,00	109,57	688,28	90,01	79,50	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	495,56	64,81
215,29	183,00	420,00	80,00	718,95	86,02	73,66	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	517,64	61,93
224,26	190,63	420,00	52,80	749,51	81,46	68,16	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	539,64	58,65
233,24	198,25	420,00	27,69	779,97	76,33	62,94	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	561,58	54,96
242,21	205,88	420,00	4,44	810,34	70,62	57,93	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	583,45	50,85
251,18	213,50	420,00	-17,14	840,64	64,34	53,11	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	605,26	46,33
260,15	221,13	420,00	-37,24	870,87	57,49	48,43	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	627,03	41,39
269,12	228,75	420,00	-56,00	901,04	50,05	43,88	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	648,75	36,03
278,09	236,38	420,00	-73,55	931,15	42,03	39,43	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	670,43	30,26
287,06	244,00	420,00	-90,00	961,21	33,42	35,06	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	692,07	24,06
296,03	251,63	420,00	-105,45	991,23	24,23	30,76	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	713,69	17,45
305,00	259,25	420,00	-120,00	1021,20	14,46	26,52	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	735,27	10,41
313,97	266,88	420,00	-133,71	1051,14	4,09	22,34	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	756,82	2,95
322,94	274,50	420,00	-146,67	1081,04	0,00	18,19	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	778,35	0,00
331,91	282,13	420,00	-158,92	1110,91	0,00	14,08	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	799,85	0,00
340,88	289,75	420,00	-170,53	1140,74	0,00	10,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	821,34	0,00
349,85	297,38	420,00	-181,54	1170,56	0,00	5,94	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	842,80	0,00
358,82	305,00	420,00	-192,00	1200,34	0,00	1,91	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	864,25	0,00
367,79	312,63	420,00	-201,95	1230,10	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	885,67	0,00
376,76	320,25	420,00	-211,43	1259,84	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	907,09	0,00
385,74	327,88	420,00	-220,47	1289,56	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	928,48	0,00
394,71	335,50	420,00	-229,09	1319,26	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	949,87	0,00
403,68	343,13	420,00	-237,33	1348,94	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	971,24	0,00
412,65	350,75	420,00	-245,22	1378,61	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	992,60	0,00
421,62	358,38	420,00	-252,77	1408,26	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1013,95	0,00
430,59	366,00	420,00	-260,00	1437,90	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1035,29	0,00



**PARÁMETROS DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE ENTREPISO 5**

<b>DATOS</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
ESFUERZO FLUENCIA DEL ACERO	$F_y =$	420	MPa
RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO	$F'_c =$	28	MPa
RECUBRIMIENTO	$e =$	40	mm
LONGITUD EN DIRECCION X	$H =$	300	mm
LONGITUD EN DIRECCION Y	$b =$	300	mm
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X +	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION X -	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y +	$N^\circ =$	3	AD
NUMERO DE VARILLAS EN DIRECCION Y -	$N^\circ =$	3	AD
DIAMETRO DE VARILLAS LONGITUDINALES	$\varphi_v =$	12,0	mm
DIAMETRO DE ESTRIBOS	$\varphi_e =$	10	mm
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	$E_s =$	200000	MPa
COEFECIENTE DE WHITNEY	$\beta_1 =$	0,850	AD
DEFORMACION UNITARIA DEL CONCRETO	$\epsilon_c =$	0,003	AD
<b>CALCULOS DE DISEÑO GENERALES</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A TRACCION	$d =$	244	mm
PERALTE EFECTIVO DE LA FIBRA EXTREMA A COMPRESION	$d' =$	56	mm
AREA DE ACERO A TRACCION	$A_s =$	452	mm <sup>2</sup>
AREA DE ACERO A COMPRESION	$A'_s =$	452	mm <sup>2</sup>
ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION	$f'_s =$	366	MPa
ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION	$f_s =$	420	MPa
AREA TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	$A_{st} =$	905	mm <sup>2</sup>
AREA TOTAL DE CONCRETO	$A_g =$	90000	mm <sup>2</sup>
<b>CALCULOS DE DISEÑO EN FALLA BALANCEADA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA BALANCEADA	$C_b =$	144	mm
PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE	$a_b =$	122	mm
ESFUERZO EN EL REFUERZO A COMPRESION	$f'_s =$	420	MPa

<b>ESFUERZO EN EL REFUERZO A TRACCION</b>	$f_s =$	420	MPa
<b>RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL</b>	$P_{nb} =$	871	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_{nb} =$	113	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_b =$	130	mm
<b>CALCULOS DE DISEÑO A COMPRESION PURA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA COMPRESION</b>	$C =$	$\infty$	mm
<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a =$	$\infty$	mm
<b>RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL</b>	$P_o =$	2500	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_o =$	0	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_o =$	0	mm
<b>CALCULOS DE DISEÑO A TRACCION PURA</b>	<b>SIMBOLOGIA</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>
<b>DISTANCIA DESDE EL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA A LA TRACCION</b>	$C =$	$\infty$	mm
<b>PERALTE DEL BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE</b>	$a =$	$\infty$	mm
<b>RESISTENCIA A LA TRACCION</b>	$P_t =$	-380	KN
<b>RESISTENCIA A LA FLEXION</b>	$M_t =$	0	KN - m
<b>EXCENTRICIDAD</b>	$e_t =$	0	mm

<b>C (mm)</b>	<b>a (mm)</b>	<b>f'<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>f<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>P<sub>n</sub> (Ton)</b>	<b>M<sub>n</sub> (Ton - m)</b>	<b>e (mm)</b>	<b>CONDICION</b>	<b>P<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b>M<sub>u</sub> (Ton - m)</b>
8,97	7,63	-3145,57	420,00	-22,99	6,84	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	-16,55	4,93
17,94	15,25	-1272,79	420,00	43,98	29,49	0,00	<b>FLEXO - TENSION</b>	31,66	21,24
26,91	22,88	-648,52	420,00	89,11	44,32	-44,43	<b>FLEXO - TENSION</b>	64,16	31,91
35,88	30,50	-336,39	420,00	128,78	56,62	-291,18	<b>FLEXO - TENSION</b>	92,72	40,76
44,85	38,13	-149,11	420,00	166,27	67,45	3520,52	<b>FLEXO - TENSION</b>	119,71	48,56
53,82	45,75	-24,26	420,00	202,67	77,17	511,28	<b>FLEXO - TENSION</b>	145,92	55,56
62,79	53,38	64,92	420,00	238,44	85,94	337,71	<b>FLEXO - TENSION</b>	171,68	61,87
71,76	61,00	131,80	420,00	273,70	93,77	272,47	<b>FLEXO - TENSION</b>	197,06	67,52
80,74	68,63	183,83	420,00	307,91	100,52	236,71	<b>FLEXO - TENSION</b>	221,70	72,37
89,71	76,25	225,44	420,00	342,13	106,50	213,16	<b>FLEXO - TENSION</b>	246,33	76,68

98,68	83,88	259,49	420,00	376,34	111,72	195,87	<b>FLEXO - TENSION</b>	270,96	80,44
107,65	91,50	287,87	420,00	410,55	116,19	182,20	<b>FLEXO - TENSION</b>	295,60	83,66
116,62	99,13	311,88	420,00	444,76	119,90	170,82	<b>FLEXO - TENSION</b>	320,23	86,33
125,59	106,75	332,46	420,00	478,98	122,85	160,99	<b>FLEXO - TENSION</b>	344,86	88,45
134,56	114,38	350,30	420,00	513,19	125,04	152,24	<b>FLEXO - TENSION</b>	369,50	90,03
143,53	122,00	365,90	420,00	547,40	126,47	144,30	<b>BALANCEADA</b>	394,13	91,06
152,50	129,63	379,67	360,00	584,38	126,25	129,97	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	420,76	90,90
161,47	137,25	391,91	306,67	621,06	125,37	118,33	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	447,16	90,27
170,44	144,88	402,86	258,95	657,47	123,82	108,53	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	473,38	89,15
179,41	152,50	412,72	216,00	693,67	121,58	100,07	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	499,44	87,54
188,38	160,13	420,00	177,14	729,67	118,64	92,57	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	525,36	85,42
197,35	167,75	420,00	141,82	765,52	115,00	85,76	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	551,17	82,80
206,32	175,38	420,00	109,57	801,22	110,64	79,50	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	576,88	79,66
215,29	183,00	420,00	80,00	836,80	105,57	73,66	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	602,49	76,01
224,26	190,63	420,00	52,80	872,26	99,77	68,16	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	628,03	71,84
233,24	198,25	420,00	27,69	907,63	93,25	62,94	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	653,50	67,14
242,21	205,88	420,00	4,44	942,92	86,00	57,93	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	678,90	61,92
251,18	213,50	420,00	-17,14	978,13	78,01	53,11	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	704,25	56,17
260,15	221,13	420,00	-37,24	1013,27	69,29	48,43	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	729,55	49,89
269,12	228,75	420,00	-56,00	1048,35	59,83	43,88	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	754,81	43,08
278,09	236,38	420,00	-73,55	1083,37	49,63	39,43	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	780,03	35,73
287,06	244,00	420,00	-90,00	1118,34	38,69	35,06	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	805,21	27,85
296,03	251,63	420,00	-105,45	1153,27	27,00	30,76	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	830,35	19,44
305,00	259,25	420,00	-120,00	1188,15	14,57	26,52	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	855,47	10,49
313,97	266,88	420,00	-133,71	1223,00	1,39	22,34	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	880,56	1,00
322,94	274,50	420,00	-146,67	1257,81	0,00	18,19	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	905,62	0,00
331,91	282,13	420,00	-158,92	1292,59	0,00	14,08	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	930,66	0,00
340,88	289,75	420,00	-170,53	1327,33	0,00	10,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	955,68	0,00
349,85	297,38	420,00	-181,54	1362,06	0,00	5,94	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	980,68	0,00
358,82	305,00	420,00	-192,00	1396,75	0,00	1,91	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1005,66	0,00

367,79	312,63	420,00	-201,95	1431,42	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1030,62	0,00
376,76	320,25	420,00	-211,43	1466,07	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1055,57	0,00
385,74	327,88	420,00	-220,47	1500,70	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1080,51	0,00
394,71	335,50	420,00	-229,09	1535,31	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1105,43	0,00
403,68	343,13	420,00	-237,33	1569,91	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1130,33	0,00
412,65	350,75	420,00	-245,22	1604,48	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1155,23	0,00
421,62	358,38	420,00	-252,77	1639,04	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1180,11	0,00
430,59	366,00	420,00	-260,00	1673,59	0,00	0,00	<b>FLEXO - COMPRESION</b>	1204,99	0,00

## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Alba, J. d. (2000). La ingeniería estructural. Ciencia Ergo Sun, 8.
2. Andrés Delgado Miranda, C. R. (2010). Proyecto de Creación de un Condominio para Estudiantes Politécnicos de Provincias Aledañas a la del Guayas. Guayaquil.
3. Construcción, N. E. (2011). Hormigón armado. Guayaquil: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
4. Espol, D. d. (2012). Ingreso 2012 En Gráficas Y Tablas. Guayaquil.
5. Francisco Javier Chaparro Camargo, G. A. (2008). Diseño Estructural Para El Proyecto De Construcción Edificio Nueva Sede Fundación Hogar Piccoli SAGGI. Bucaramanga.
6. Institute, A. C. (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete. USA.
7. Jack C. McCormac, S. F. (2012). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega.
8. Jessica Cristina Zambrano Farías, V. G. (2010). Proyecto de Creación de una residencia universitaria para estudiantes ESPOL. 7.
9. Mera, G. A. (2003). Análisis De Mercado: Necesidades Habitacionales De Los Estudiantes De Provincia Que Estudian En La Espol. Guayaquil.
10. Nilson, A. H. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Mc-GR HILL, Inc.
11. ARKIPLUS. (2013). Construcción Antisísmica. Fecha de consulta: 8 de octubre de 2015 en <http://www.arkiplus.com/construccion-antisismica>
12. Gernot M. (2001). Manual de construcción para viviendas antisísmicas. Alemania: Forschungslabor für Experimentelles Bauen Universidad de Kassel. Fecha de consulta: 8 de octubre de

2015

en

[http://www.itacanet.org/esp/construccion/Construccion\\_tierra.pdf](http://www.itacanet.org/esp/construccion/Construccion_tierra.pdf)

13. Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis: Bulletin of the Seismological Society of America, v. 58, p. 1583-1606.
14. Darendeli, M.B. (2001) Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PhD Dissertation, The University of Texas, Austin, 362 pp.
15. FEMA 154 (2002). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards – A Handbook. 2nd edition. FEMA & NEHRP report, ATC, California.
16. Getty Conservation Institute, Tolles E., Kimbro E., Ginell W., 2005, Guías de planeamiento e ingeniería para la estabilización sismo resistente de estructuras históricas, Informes del Programa Científico del Getty Conservation Institute.
17. Hashash, YMA, Groholski, D, Musgrove, M, Park, D, Phillips, C, Tsai, C-C (2011). DEEPSOIL V5.0, manual and tutorial. Urbana, IL: Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign
18. ICOMOS, 2003, Principios para el Análisis, Conservación y Restauración de las estructuras el Patrimonio Arquitectónico, Carta del International Council on Monuments and Sites.
19. Idriss, I. M., and Sun, J. I. (1992). SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis.
20. J Cid (2011) Norma Técnica E-080 Construcción con Adobe, Perú. NYS 4297 1998
21. Kanai, K. (1951). Relation between the Nature of Surface Layer and the Amplitude of Earthquake Motions, Bulletin, Tokyo Earthquake Research Institute

22. "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per la costruzioni". Guia italiana para construcciones patrimoniales.
23. Lizundia, B. (2015). Third Edition Update of FEMA P-154 and P-155 Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards. [Power Point]. California
24. Matasovic, N (1993). Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles, CA, 483 pp.
25. McGuire, R.K. (1974) Seismic structural response risk analysis incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance: Massachusetts Institute of Technology Department of Civil Engineering, Research Report R74-51.
26. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). "Riesgo Sísmico", Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-AC, Quito, Ecuador.
27. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of surface using microtremor on the ground surface. Quarterly Report of Railway Technical Institute, 30(1), 25-30.
28. Ordonez, G (2006). SHAKE2000 User's Manual.
29. Organización Panamericana de la Salud. (2004). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Segunda edición. Washington, D. C.
30. PADT-REFORT, 1982, Manual Para el Diseño de Maderas del Grupo Andino, Junta del Acuerdo 182 GUÍA DE DISEÑO N° 5 de Cartagena, Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales.
31. Peñaherrera R. (2012). "Estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Quito", Memorias del 4to Congreso Internacional

Construcción de Infraestructura y Vivienda, Cámara de la Construcción de Quito, Quito.

32. Phillips, C. and Hashash, Y.M.A (2009). Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 1143-1158.
33. Romo, M.P, Mendoza, M.J. y García, S (2000). "Geotechnical factors in seismic design of foundations, state of arte report", 12 th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.
34. Romo, M P y Seed, H B, (1986) "Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985", Proceedings of the ASCE Specialty International Conference on The Mexico Earthquakes 1985, pp 148-162, Sept 19, México
35. Romo, M.P. y Jaime, A, (1986) "Características dinámicas de las arcillas del valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo", Proyecto 6504, elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp 65, marzo
36. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 87 pp.
37. Seed, H.B. y Sun, J. I, (1989). Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1985 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay area of California, Report No UCB/EERC-89/03, march
38. Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E., and Bray, J. D, (1997). "Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data." Proc., Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany, A. A. Balkema Publ., Sept. 6-12, pp. 125-134.



39. Vera Grunauer, X. (2014). Elaboración del Documento de la Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011. Guayaquil.
40. Vera Graunuer, X. (2010). "Fortalecimiento de capacidades del Municipio de Guayaquil, Proyecto P-ECU-01/04 Informe Final", PNUD, Guayaquil.
41. Vera-Grunauer, X., Kayen, R., Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J., and Vera Grunauer, J.G. (2006), Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Estudio Geotécnico Fase I y II: Auspiciado por: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.
42. Wood, H.O, (1908) "Distribution of apparent intensity in San Francisco, in the California earthquake of April 18, 1906," Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institute of Washington, Washington, D.C., Vol.1, pp 220 – 245