



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz  
– La Libertad”, 2018

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Bach. Agüero Caballero, Hugo Sergio (ORCID: 0000-0003-0931-5175)

ASESOR:

Dr. Alan Yordan Valdivieso Velarde (ORCID: 0000-0002-8179-2809)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

Trujillo – Perú

2020

## **DEDICATORIA**

A mi familia, por el apoyo  
incondicional en mi formación  
Preprofesional y personal.  
A Dios, por guiar mi camino y  
darme fortaleza

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco enteramente a mis padres, por darme su confianza la cual me motivo a lograr y realizar mis metas y objetivos como futuro profesional. a Dios por haberme dado sabiduría en todas las decisiones tomadas en mi vida personal y como estudiante

## **PÁGINA DEL JURADO**

## **DECLARATORIA DE AUNTENTICIDAD**

### **DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD**

Yo, Hugo Sergio Agüero Caballero, estudiante de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Cesar Vallejo, identificado con DNI N° 71230523, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, declaro bajo juramento que la tesis es de mi autoría y que toda la documentación, datos e información que en ella se presenta es veraz y autentica.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión del contenido de la presente tesis como de información adicional aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad Cesar Vallejo.

Trujillo, 16 de Julio de 2019



.....

Hugo Sergio Agüero Caballero

## ÍNDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
PÁGINA DEL JURADO.....	iv
DECLARATORIA DE AUNTENTICIDAD.....	v
ÍNDICE.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	xii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xiii
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Realidad problemática.....	1
1.2. Aspectos generales.....	2
1.2.1. Ubicación Geográfica.....	2
1.2.2. Límites del terreno.....	3
1.2.3. Vías de acceso.....	4
1.2.4. Topografía de la zona.....	4
1.2.5. Clima.....	4
1.2.6. Hidrografía.....	5
1.2.7. Recursos.....	5
1.2.8. Actividad económica.....	5
1.2.9. Características culturales.....	6
1.3. Trabajos previos.....	6
1.4. Teorías relacionadas al tema.....	11
1.4.1. Topografía.....	11
1.4.2. Estudio de mecánica de suelos EMS:.....	11
1.4.3. Estudio hidrológico.....	11
1.4.4. Sistema estructural.....	26
1.4.5. Análisis estático.....	34
1.4.6. Análisis dinámico.....	35
1.4.7. Diseño estructural.....	36

1.5.	Formulación del problema .....	71
1.6.	Justificación del estudio .....	71
1.7.	Hipótesis .....	72
1.8.	Objetivos .....	72
II.	MÉTODO .....	74
2.1.	Diseño de investigación .....	74
2.2.	Variables, Operacionalización .....	74
2.3.	Población y muestra.....	77
2.3.1.	Población .....	77
2.3.2.	Muestra .....	77
2.4.	Técnica e instrumentos y recolección de datos.....	77
2.4.1.	Técnicas .....	77
2.4.2.	Instrumentos .....	77
2.4.3.	Fuentes.....	77
2.5.	Métodos de análisis de datos .....	77
2.6.	Aspectos éticos .....	78
III.	RESULTADOS: .....	79
3.1.	Levantamiento topográfico de la zona.....	79
3.2.	Estudio de Mecánica de suelos .....	80
3.3.	Estudio Hidrológico .....	81
3.3.1.	Periodo de retorno. ....	83
3.3.2.	Distribución de probabilidades .....	84
3.3.3.	Tormenta de diseño .....	91
3.3.4.	Tiempo de concentración.....	94
3.3.5.	Hietograma de diseño .....	95
3.3.6.	Caudal de diseño.....	96
3.4.	Modelamiento en ETABS.....	98
3.4.1.	Propiedades de los materiales.....	98
3.4.2.	Sección de los elementos estructurales.....	99
3.5.	Modelamiento en Sap2000 .....	100
3.5.1.	Propiedades de los materiales.....	100
3.5.2.	Sección del elemento estructural .....	100
3.6.	Modelamiento en SAFE.....	102
3.6.1.	Propiedades de los materiales.....	102
3.6.2.	Sección del elemento estructural .....	103
3.7.	Metrado de cargas .....	104

3.8.	Masa participativa.....	104
3.9.	Análisis estático .....	105
3.9.1.	Coeficiente de amplificación sísmica .....	106
3.9.2.	Coeficiente de reducción sísmica .....	106
3.9.3.	Estimación del peso total de la estructura .....	107
3.9.4.	Fuerza cortante basal .....	107
3.9.5.	Distribución de fuerzas laterales.....	107
3.9.6.	Centro de masas y rigidez.....	108
3.9.7.	Excentricidad accidental,.....	109
3.10.	Análisis dinámico modal espectral.....	109
3.10.1.	Coeficiente de amplificación sísmica .....	110
3.10.2.	Coeficiente de reducción sísmica .....	110
3.10.3.	Estimación del peso total de la estructura.....	111
3.10.4.	Espectro de Pseudo aceleraciones.....	112
3.10.5.	Control de desplazamiento inelástico .....	113
3.10.6.	Fuerza basal mínima de diseño .....	113
3.11.	Diseño estructural.....	114
3.11.1.	Diseño de losas .....	114
3.11.2.	Diseño vigas.....	120
3.11.3.	Diseño de columnas .....	137
3.11.4.	Diseño placas .....	145
3.11.5.	Diseño Semisótano .....	163
3.11.6.	Diseño Escaleras .....	173
3.11.7.	Diseño de la cimentación .....	183
3.11.8.	Diseño de la rampa de acceso semisótano .....	197
3.11.9.	Diseño de tanque cisterna .....	201
	DISCUSIÓN.....	208
	CONCLUSIONES.....	209
	RECOMENDACIONES .....	210
	REFERENCIAS .....	211
	ANEXOS .....	216



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura (1) Plano topográfico de área de proyecto .....	80
Figura ( 2 ) División y asignación de áreas parciales en plantas de influencia .....	96
Figura ( 3 ) Modelo dibujado en ETABS .....	99
Figura ( 4 ) Modelo dibujado en SAP2000 muro semisótano .....	101
Figura ( 5 ) Modelo dibujado en SAP2000 Escalera primer tramo .....	101
Figura ( 6 ) Modelo dibujado en SAP2000 Escalera segundo tramo .....	102
Figura ( 7 ) Modelo dibujado en SAFE cimentación .....	103
Figura ( 8 ) Esfuerzos en el concreto de tracción y compresión.....	115
Figura (9) Demanda de momentos combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección XX.....	115
Figura (10) Demanda de momentos combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección YY.....	117
Figura (11) Demanda de fuerza cortante combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección XX.....	119
Figura (12) Demanda de fuerza cortante combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección YY.....	119
Figura (13) Diseño final de la losa maciza. ....	120
Figura (14) Diseño final de la Viga B77 eje 1-1 .....	125
Figura (15) Diseño final de la Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6.....	130
Figura (16) Diseño final de la Viga principal B32 techo 2 eje H-H.....	136
Figura (17) Diseño final de la Viga principal B124 techo 2 eje H-H.....	136
Figura (18) Diseño final de la Viga borde.....	137
Figura ( 19 ) Refuerzo longitudinal vertical de la columna C46.....	138
Figura ( 20 ) Diseño final columna Sección C1. ....	142
Figura ( 21 ) Diseño final columna Sección C2. ....	143
Figura ( 22 ) Diseño final columna Sección C3. ....	143
Figura ( 23 ) Diseño final columna Sección C4. ....	144
Figura ( 24 ) Diseño final columna Sección C5. ....	144
Figura ( 25 ) Diseño final columna Sección C6. ....	145
Figura ( 26 ) Sección de la placa a diseñar correspondiente a Muro7-16 del nivel techo 01 .....	145

Figura ( 27 ) Sección de la placa en L a diseñar correspondiente a Muro 6 del nivel techo 01 .....	151
Figura ( 28 ) Sección de la placa en L a diseñar correspondiente a Muro 6 del nivel techo 01 .....	157
Figura ( 29 ) Sección de la placa en L final correspondiente a Muro 6 del nivel techo 01	162
Figura ( 30 ) Combinación de la carga de empuje lateral del suelo .....	165
Figura ( 31 ) Modelo de la carga de empuje lateral del suelo .....	166
Figura ( 32 ) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 TOP FACE .....	167
Figura ( 33 ) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 BOTTOM FACE .....	168
Figura ( 34 ) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 TOP FACE .....	169
Figura ( 35 ) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 BOTTOM FACE .....	169
Figura ( 36 ) Verificación por flexión en la dirección XX .....	170
Figura ( 37 ) Verificación por flexión en la dirección YY .....	171
Figura (38) Verificación por flexión en la dirección XX .....	172
Figura (39) Verificación por flexión en la dirección XX .....	172
Figura (40) Aplicación de las cargas primer tramo en SAP200 de la escalera .....	174
Figura (41) Momento flector primer tramo en SAP200 de la escalera .....	175
Figura (42) Acero longitudinal $A_s$ primer tramo en SAP200 de la escalera .....	175
Figura (43) Acero longitudinal $A_s(+)$ primer tramo en SAP200 de la escalera .....	176
Figura (44) Demanda de cortante primer tramo de la escalera .....	178
Figura (45) Aplicación de las cargas segundo tramo en SAP200 de la escalera .....	179
Figura (46) Momento flector segundo tramo en SAP200 de la escalera .....	179
Figura (47) Acero longitudinal $A_s$ segundo tramo en SAP200 de la escalera .....	180
Figura (48) Acero longitudinal $A_s(+)$ segundo tramo en SAP200 de la escalera .....	181
Figura (49) Demanda de cortante segundo tramo de la escalera .....	182
Figura (50) Demanda de las reacciones en el suelo de la escalera Fuente: Elaboración propia .....	183
Figura (51) Verificación por servicio $1.4CM+1.7CV$ .....	185
Figura ( 52 ) Verificación por servicio $1.4CM+1.7CV+0.8SXX$ .....	186
Figura (53) Verificación por servicio $1.4CM+1.7CV-0.8SXX$ .....	187
Figura (54) Verificación por servicio $1.4CM+1.7CV+0.8SYY$ .....	188
Figura (55) Verificación por servicio $1.4CM+1.7CV-0.8SYY$ .....	189
Figura (56) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z2 .....	190

Figura (57) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z7 .....	192
Figura (58) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z1 XX .....	193
Figura (59) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z1 YY .....	193
Figura (60) Verificación por punzonamiento. ....	194
Figura (61) Requerimiento de acero longitudinal.....	195
Figura (62) Requerimiento de acero transversal.....	196
Figura (63) Aplicación de las cargas rampa acceso semisótano. ....	197
Figura (64) Momento flector rampa acceso semisótano. ....	198
Figura (65) Requerimiento de refuerzo longitudinal rampa acceso semisótano. ....	198
Figura (66) Requerimiento de refuerzo transversal rampa acceso semisótano. ....	199
Figura (67) Fuerza cortante longitudinal de la rampa acceso semisótano.....	200
Figura (68) Fuerza cortante transversal de la rampa acceso semisótano.....	200
Figura (69) Fuerzas de empuje lateral del suelo.....	201
Figura (70) Fuerzas de empuje lateral del agua.....	201
Figura (71) Fuerzas de empuje lateral del suelo SAP2000 .....	202
Figura (72) Requerimiento de acero cara inferior del tanque en SAP2000.....	202
Figura (73) Requerimiento de acero cara superior del tanque en SAP2000 .....	203
Figura (74) Requerimiento de acero caras laterales del tanque en SAP2000.....	204
Figura (75) Momento en el eje local 1-1 del tanque en SAP2000 .....	205
Figura (76) Momento en el eje local 2-2 del tanque en SAP2000 .....	205
Figura (77) Cortante en el eje local 1-1 del tanque en SAP2000 .....	206
Figura (78) Cortante en el eje local 2-2 del tanque en SAP2000 .....	207
Figura (79) Estudio de suelos P-1 .....	216
Figura (80) Estudio de suelos P-2 .....	217
Figura (81) Estudio de suelos P-3 .....	218
Figura (82) Estudio de suelos P-4 .....	219
Figura (83) Estudio de suelos P-5 .....	220
Figura (84) Estudio de suelos P-6 .....	221
Figura (85) Estudio de suelos P-7 .....	222
Figura (86) Estudio de suelos P-8 .....	223
Figura (87) Estudio de suelos P-9 .....	224
Figura (88) Estudio de suelos P-10 .....	225
Figura (89) Estudio de suelos P-11 .....	226

Figura (90) Mapa de sismicidad Perú.....	227
Figura (91) Ubicación del proyecto .....	238
Figura (92) Uso actual del terreno .....	239
Figura (93) Poso de inspección EMS .....	239
Figura (94) Poso de inspección EMS .....	240

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico (1) Distribución de probabilidad Gumbel .....	86
Gráfico (2) Distribución de probabilidad Log Pearson Tipo III.....	89
Gráfico (3) Distribución de probabilidad Gumbel y Log Pearson Tipo III.....	90
Gráfico (4) Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia .....	93
Gráfico ( 5 ) Curvas Intensidad - Duración – Frecuencia de diseño .....	93
Gráfico ( 6 ) Hietograma de diseño .....	96
Gráfico ( 7 ) Espectro de Pseudo aceleraciones XX.....	112
Gráfico ( 8 ) Espectro de Pseudo aceleraciones YY .....	112
Gráfico (9) Diagrama de interacción XX. Columna C49 eje local 33 .....	138
Gráfico ( 10 ) Diagrama de interacción XX. Columna C49 eje local 22 .....	139
Gráfico ( 11) Diagrama de interacción YY. Columna C49 eje local 22 .....	139
Gráfico ( 12) Diagrama de interacción YY. Columna C49 eje local 33 .....	140
Gráfico ( 13 ) Diagrama de interacción XX. Placa 7-16 eje local 33.....	148
Gráfico ( 14 ) Diagrama de interacción XX. Placa 7-16 eje local 22.....	148
Gráfico ( 15 ) Diagrama de interacción YY. Placa 7-16 eje local 33.....	149
Gráfico ( 16 ) Diagrama de interacción YY. Placa 7-16 eje local 22.....	149
Gráfico (17) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	154
Gráfico (18) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	154
Gráfico (19) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	155
Gráfico ( 20 ) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	155
Gráfico ( 21 ) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	159
Gráfico ( 22 ) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	160
Gráfico ( 23 ) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	160
Gráfico ( 24 ) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01 .....	160

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla (1) Localización del proyecto .....	3
Tabla (2) Valores de $Y_n$ y $\sigma_n$ en función del N Años .....	15
Tabla (3) Factor de frecuencia, k, para la distribución Log Pearson Tipo III Adaptado de USWRC, 1976.....	17
Tabla (4) Coeficientes de duración de lluvias entre 48 y 1 hora .....	20
Tabla (5) Fórmulas para hallar tiempo de concentración en minutos .....	21
Tabla (6) Coeficientes de escorrentía método racional .....	24
Tabla (7) Factor de zona Norma E030 2018 .....	28
Tabla (8) Clasificación de los perfiles de suelo E030 2018 .....	28
Tabla (9) Factor de Suelo “S” E030 2018 .....	29
Tabla (10) Periodos “TP” Y “TL” .....	29
Tabla (11) Categoría de las edificaciones y factor U E030 2018.....	30
Tabla (12) Coeficiente básico de reducción $R_0$ U E030 2018.....	31
Tabla (13) Categoría y regularidad de la edificación .....	31
Tabla (14) Irregularidades Estructurales en altura .....	32
Tabla (15) Irregularidades Estructurales en planta.....	32
Tabla (16) Cargas vivas Mínimas repartidas .....	33
Tabla ( 17 ) Peso total de la estructura .....	34
Tabla (18) Tabla de Coordenadas de la poligonal del terreno.....	79
Tabla ( 19 ) Resumen Estudio de mecánica de suelos.....	80
Tabla (20) Datos históricos .....	82
Tabla (21) Distribución de Probabilidad Gumbel .....	84
Tabla (22) Distribución de Log Pearson Tipo III.....	87
Tabla (23) Extrapolación - Distribución de Log Pearson Tipo III .....	90
Tabla (24) Precipitaciones (mm) Según Duración y Periodo de Retorno .....	91
Tabla (25) Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia .....	92
Tabla (26) Proceso iterativo para seleccionar tormenta de diseño .....	94
Tabla ( 27 ) Hietograma de diseño .....	95
Tabla ( 28 ) Caudal que absorbe una tubería de 6” con tirante a la altura del radio.....	97
Tabla ( 29 ) Caudal que absorbe una tubería de 3” a tubo lleno.....	97
Tabla ( 30 ) caudales proveniente de las áreas parciales .....	97
Tabla ( 31 ) Diámetro de tubería .....	98

Tabla ( 32 ) Dimensionamiento de zapatas .....	103
Tabla ( 33 ) La masa participativa considera para la estructura .....	104
Tabla ( 34 ) Coeficiente de reducción sísmica .....	106
Tabla ( 35 ) Peso de la estructura .....	107
Tabla ( 36 ) Fuerza cortante basal .....	107
Tabla ( 37 ) Distribución de fuerzas laterales en eje XX.....	108
Tabla ( 38 ) Distribución de fuerzas laterales en eje YY.....	108
Tabla ( 39 ) Centro de masas .....	108
Tabla ( 40 ) Centro de Rigidez .....	109
Tabla ( 41 ) Centro de Rigidez .....	109
Tabla ( 42 ) Coeficiente básico de reducción sísmica .....	111
Tabla ( 43 ) Coeficiente de reducción sísmica .....	111
Tabla ( 44 ) Peso de la estructura .....	111
Tabla ( 45 ) Cortante Basal Estática y Dinámica.....	113
Tabla ( 46 ) Cortante Basal Estática y Dinámica.....	113
Tabla ( 47 ) Cortante Basal Estática y Dinámica.....	114
Tabla ( 48 ) Factor de escala y Cortante Basal de Diseño.....	114
Tabla ( 49 ) Datos iniciales de la loza maciza .....	114
Tabla (50) Calculo del acero necesario en la dirección XX .....	116
Tabla (51) Calculo del acero necesario en la dirección XX .....	117
Tabla (52) Verificación por fuerza cortante en la dirección XX.....	118
Tabla (53) Verificación por fuerza cortante en la dirección XX.....	119
Tabla (54) Datos para diseño por flexión Viga B77 eje 1-1.....	120
Tabla (55) Características de los materiales, coeficiente de seguridad y deformaciones máximas para la Viga secundaria B77 eje 1-1 .....	121
Tabla (56) Diseño por flexión Viga B77 eje 1-1 .....	122
Tabla (57) Calculo de longitud de bastones Viga B77 eje 1-1 .....	124
Tabla (58) Diseño por corte Viga B77 eje 1-1 .....	124
Tabla (59) Datos para diseño por flexión Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6.....	125
Tabla (60) Características de los materiales, coeficiente de seguridad y deformaciones máximas para la Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6.....	126
Tabla (61) Diseño por flexión Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6 .....	127
Tabla (62) Calculo de longitud de bastones Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6.....	129

Tabla (63) Diseño por corte Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6.....	129
Tabla (64) Datos para diseño por flexión Viga principal B32 techo 2 eje H-H.....	131
Tabla (65) Características de los materiales, coeficiente de seguridad y deformaciones máximas para la Viga principal B32 techo 2 eje H-H.....	131
Tabla (66) Diseño por flexión Viga principal B32 techo 2 eje H-H .....	132
Tabla (67) Calculo de longitud de bastones Viga principal B32 techo 2 eje H-H .....	134
Tabla (68) Diseño por corte Viga principal B32 techo 2 eje H-H.....	135
Tabla (69) Diseño de la viga de borde por cuantía mínima.....	136
Tabla ( 70) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009 .....	140
Tabla ( 71) Combos de diseño en YY según Norma E060-2009 .....	140
Tabla ( 72) Diseño por corte extremo superior.....	141
Tabla ( 73) Diseño por corte extremo inferior.....	141
Tabla ( 74) Datos de los materiales y coeficiente a usar para el diseño la placa.....	146
Tabla ( 75) Demandas para el diseño de la placa. ....	146
Tabla ( 76) Diseño por corte para el cálculo de acero vertical y horizontal.....	146
Tabla ( 77) Demandas para la interacción en software ETABS .....	148
Tabla ( 78) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009 .....	149
Tabla ( 79) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009 .....	150
Tabla ( 80) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas 7 - 16.....	150
Tabla ( 81) Datos de los materiales y coeficiente a usar para el diseño la placa.....	151
Tabla (82) Demandas para el diseño de la placa. ....	152
Tabla (83) Diseño por corte para el cálculo de acero vertical y horizontal.....	152
Tabla ( 84) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009 .....	155
Tabla ( 85) Combos de diseño en YY según Norma E060-2009 .....	156
Tabla ( 86) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas L.....	156
Tabla ( 87) Datos de los materiales y coeficiente a usar para el diseño la placa.....	157
Tabla ( 88) Demandas para el diseño de la placa .....	158
Tabla ( 89) Diseño por corte para el cálculo de acero vertical y horizontal.....	158
Tabla ( 90) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009 .....	161
Tabla ( 91) Combos de diseño en YY según Norma E060-2009 .....	161
Tabla ( 92) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas 7 - 16.....	161
Tabla ( 93) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas 7 - 16.....	162
Tabla ( 94) Datos iniciales para diseño de muro semisótano .....	163

Tabla (95) Dimensiones de diseño para el muro de semisótano .....	163
Tabla (96) Clasificación de tipo de suelo. ....	164
Tabla (97) Datos iniciales según estudio de suelo.....	164
Tabla (98) Determinación de la ecuación lineal para la carga combinada.....	165
Tabla (99) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 TOP FACE.....	166
Tabla (100) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 BOTTOM FACE .....	167
Tabla (101) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 TOP FACE.....	168
Tabla (102) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 BOTTOM FACE .....	168
Tabla (103) Verificación por flexión en la dirección XX .....	170
Tabla (104) Verificación por flexión en la dirección YY .....	170
Tabla (105) Verificación por flexión en la dirección .....	171
Tabla (106) Verificación por flexión en la dirección XX .....	171
Tabla (107) Verificación por flexión en la dirección YY .....	172
Tabla (108) Datos para el diseño de la escalera .....	173
Tabla (109) Pre-dimensionamiento de la escalera.....	173
Tabla (110) Metrado de cargas primer tramo de la escalera .....	174
Tabla ( 111) Calculo del acero Longitudinal (As-) requerido y mínimo primer tramo de la escalera .....	175
Tabla ( 112) Calculo del acero Longitudinal (As+) requerido y mínimo primer tramo de la escalera .....	177
Tabla ( 113) Calculo del acero transversal primer tramo de la escalera.....	177
Tabla ( 114) Verificación por cortante primer tramo de la escalera.....	178
Tabla ( 115) Metrado de cargas segundo tramo de la escalera.....	178
Tabla ( 116) Acero Longitudinal (As-) segundo tramo de la escalera.....	180
Tabla ( 117) Acero Longitudinal (As+) segundo tramo de la escalera .....	181
Tabla ( 118) Calculo del acero transversal segundo tramo de la escalera.....	182
Tabla ( 119) Verificación por cortante segundo tramo de la escalera .....	182
Tabla ( 120) Dimensionamiento de la zapata de la escalera.....	183
Tabla (121) Fuerzas laterales de entrepiso dirección XX.....	183
Tabla (122) Fuerzas laterales de entrepiso dirección YY.....	184
Tabla (123) Qadm y coeficiente de balasto .....	184
Tabla (124) Diseño de la zapata Z2.....	190
Tabla (125) Diseño por flexión .....	191



Tabla (126) Diseño por corte.....	191
Tabla (127) Verificación por longitud de desarrollo .....	191
Tabla (128) Diseño de la zapata Z2.....	192
Tabla (129) Diseño de la zapata Z1.....	194
Tabla (130) Datos de la viga de cimentación .....	195
Tabla (131) Diseño viga cimentación flexión .....	195
Tabla (132) Diseño viga cimentación por corte .....	196
Tabla (133) Datos iniciales rampa acceso semisótano .....	197
Tabla (134) Datos iniciales rampa acceso semisótano .....	197
Tabla (135) Diseño del refuerzo longitudinal.....	198
Tabla (136) Diseño del refuerzo transversal.....	199
Tabla (137) Diseño del refuerzo transversal.....	200
Tabla (138) Diseño del refuerzo transversal.....	200
Tabla (139) Diseño del refuerzo cara inferior del tanque en dos sentidos superior e inferior .....	203
Tabla (140) Diseño del refuerzo cara superior del tanque en dos sentidos superior e inferior .....	203
Tabla (141) Diseño del refuerzo cara superior del tanque en dos sentidos superior e inferior .....	204
Tabla (142) Verificación por momento flector eje local 1-1 .....	205
Tabla (143) Verificación por momento flector eje local 2-2 .....	206
Tabla (144) Verificación por fuerza cortante eje local 1-1 .....	206
Tabla (145) Verificación por fuerza cortante eje local 2-2 .....	207
Tabla (146) Cortante Absorbida por Columnas XX.....	228
Tabla (147) Cortante Absorbida por Muros XX .....	232
Tabla (148) Sistema Muros estructurales en XX.....	233
Tabla (149) Cortante Absorbida por Columnas YY.....	233
Tabla (150) Cortante Absorbida por Muros YY .....	237
Tabla (151) Sistema Dual en YY .....	238

## RESUMEN

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo el análisis hidrológico y diseño estructural para un centro comercial, el cual consta de un semisótano y tres pisos entre los jirones Sucre, Bolívar y Cesar Vallejo en la ciudad de Tayabamba.

El área de proyecto tiene una extensión de 2055.3 m<sup>2</sup>. El semisótano y el piso uno tiene un área construida de 1524.00 m<sup>2</sup> y los demás pisos tienen un área construida de 1304.4 m<sup>2</sup>, todo ello suma un área construida de 5656.8 m<sup>2</sup>.

Se planteó el diseño arquitectónico enfocado a solucionar la falta de estacionamiento vehicular y una zona de exclusiva para descarga de mercadería enmarcando la evacuación del agua pluvial para evitar problemas de humedad e inundación, para ello se realizó el estudio hidrológico, determinado los caudales para el dimensionamiento de los ductos de evacuación pluvial.

En base a ello se diseñó la edificación teniendo en cuenta los criterios de estructuración, buscando simplicidad en la estructura junto con la adecuada rigidez lateral en ambas direcciones, conjuntamente se predimensionaron los elementos estructurales tomando en cuenta las recomendaciones y criterios en base a la experiencia de ingenieros.

El proyecto está conformado por dos sistemas estructurales, en la dirección XX muros estructurales y en la dirección YY dual, con columnas, vigas y placas en ambas direcciones, para los pisos se usaron losas macizas, consideradas como diafragmas rígidos.

La cimentación está conformada por zapatas aisladas y zapatas combinadas. La capacidad portante del terreno es de 12.1 ton/m<sup>2</sup> y se estableció una profundidad de cimentación de 2.00 m a partir del piso más bajo.

Se realizó el modelamiento en 3D de la edificación en el software ETABS con la finalidad de realizar el análisis sísmico y estático para verificar el cumplimiento de la norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones para obtener las cargas de diseño, con las cuales se diseñó en concreto armado las losas macizas, vigas, columnas, placas, zapatas y vigas de cimentación.

Palabras clave: Pluvial, Estructura, análisis modal.

## **ABSTRACT**

The objective of this thesis work is hydrological analysis and structural design for a shopping center, which consists of a semi-basement and three floors between the Sucre, Bolívar and Cesar Vallejo shreds in the city of Tayabamba.

The project area covers an area of 2055.3 m<sup>2</sup>. The semi-basement and the first floor have a constructed area of 1524.00 m<sup>2</sup> and the other floors have a built area of 1304.4 m<sup>2</sup>, all this has a built area of 5656.8 m<sup>2</sup>.

The architectural design focused on correcting the lack of vehicular parking and an exclusive area for the unloading of merchandises framing the evacuation of the rainwater to avoid problems of humidity and flooding, for this the hydrological study was made, the flow for the sizing of the rain evacuation ducts.

Based on this, the building was designed taking into account the structuring criteria, looking for simplicity in the structure together with adequate lateral rigidity in both directions, as the elements were pre-dimensioned in the account of the recommendations and the criteria based on the engineering experience

The project consists of two systems, in the direction XX walls and in the direction YY dual, with columns, beams and plates in both directions, for floors, solid, considered as rigid diaphragms.

The foundation is made up of insulated footings and combined footings. The capacity of the land is 12.1 ton / m<sup>2</sup> and there is a citation depth of 2.00 m. From the lowest floor.

The 3D modeling, the building in the software, ETABS was carried out with the purpose of performing the seismic and static analysis for compliance with the E.030 norm of the national building regulations to obtain the loads of the design, with which it was designed in concrete Armed the solid, beams, columns, plates, footings and beams of foundation.

Keywords: Pluvial, Structure, modal analysis.

## **I. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Realidad problemática**

Los centros comerciales a nivel mundial están enfocados en ofrecer gran variedad de servicios, los cuales se han convertido en los lugares de convivencia y recreación preferidos de las familias debido a la atmosfera de seguridad y confort que ofrecen. Hoy en día los centros comerciales se han desarrollado y están presentes en todo el mundo, hay una creciente innovación y expansión de centros comerciales demandado por la misma rotación de clientes más exigentes. Lo que conlleva este tipo de construcciones cubrir esas expectativas generando mejoras y ampliaciones, cuyo diseño estructural deber estar regido a las normas.

El Perú en la actualidad es considerado como un mercado potencial importante, siendo un país atractivo para la inversión extranjera directa, los centros comerciales actualmente tienen una situación que se puede calificar de próspera (Regalado et al, 2009). En el departamento la libertad los centros comerciales están concentrados principalmente en la provincia de Trujillo, desde la creación de estos establecimientos de comercio que refleja en este sector un desarrollo sostenido a raíz del crecimiento de la economía, la capacidad adquisitiva de los consumidores tiende a ser mayor traduciendo un mejor contexto para las inversiones.

Pataz es una de las provincias del departamento La Libertad, en este sector el crecimiento de la población ha alcanzado actualmente la cifra de 76103 (INEI, 2017), la actividad económica está basada mayoritariamente en la minería, agricultura y ganadería, actividades que demandan un enorme poder adquisitivo en provincia de Pataz, ya que ello genera una red comercial a través de la venta y compra de recursos, motivo por el cual la población necesariamente sale en busca de lugares donde pueda comerciar y abastecerse de recursos básicos.

Tayabamba es uno de los distritos que a su vez es la capital de la provincia de Pataz, siendo este el lugar donde acuden mayormente los habitantes de los demás distritos, pues tienen la necesidad de buscar lugares para comprar y vender sus productos.

En el distrito de Tayabamba, el eje central de abastos mayoritariamente está concentrado en pequeños y medianos locales comerciales en las calles alrededor de la plaza de armas junto con un mercado de 3 niveles que consta de puestos comerciales, una tercera parte de ellos distribuye productos para la alimentación de la población, otra a la venta de vestimenta y una última parte a la venta de ferretería, uno de los problemas en la estructura del mercado actual, es que no cuenta con los espacios ni servicios adecuados para ofrecer una atención que hoy en día demandan los pobladores, siendo un problema principal también la falta de espacios de estacionamiento vehículos como también para abastos de productos, el cual se da de manera informal, pues los camiones llegan a descargar en las calles ocasionando tumultos en los pobladores e impidiendo el tránsito de vehículos, estos problemas mencionado a un nivel general generan un déficit en cuanto a variedad de productos y precios al momento de abastecer a los habitantes, quienes llegan al distrito de Tayabamba ya sea por trabajo o cambio de residencia, siendo esto un tema de incomodidad.

Tayabamba pertenece a la parte sierra de La Libertad, siendo una zona vulnerable a intensas lluvias, las cuales causan escorrentías que bajan a través de la ciudad, parte de ella es captado por el alcantarillado pluvial y la otra parte sigue su trayecto, pasando por edificaciones causando problemas, como humedad y charcos de agua, con lo cual afecta directamente a los locales de comercios y edificaciones de la zona. También durante este periodo de lluvias muy frecuentes, las infiltraciones hacia el suelo producen humedad en el interior de las edificaciones produciendo incomodidad y daños a los recursos y abastos, generando pérdidas a los usuarios.

## 1.2. Aspectos generales

### 1.2.1. Ubicación Geográfica

Del Proyecto:

El terreno del proyecto, “Diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz – La Libertad”, 2018, se encuentra ubicado en el distrito de Tayabamba en los Jr., en las coordenadas UTM – WGS 84 Zona 18S, 246935.52 E; 9084605.24 N con una cota de 3206 m.s.n.m

1.2.2. Límites del terreno

Parte frontal: con la Carretera: Tayabamba – Huaylillas

Parte derecha: con la carretera que sube al cementerio de Tayabamba

Parte izquierda: con el rio Chagualito

Tabla (1) Localización del proyecto

**Localización**

Departamento	La Libertad
Provincia	Pataz
Distrito	Tayabamba
Altitud	333
Código de ubigeo	130801

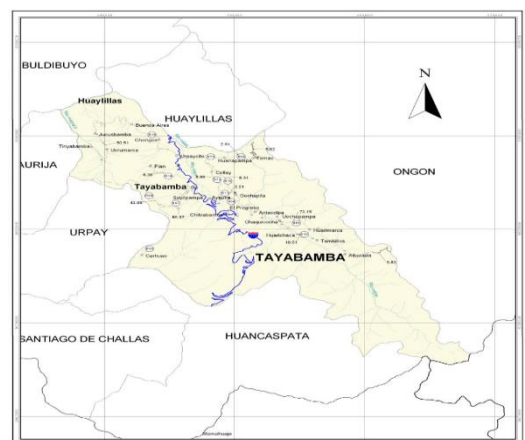
Departamento La Libertad



Provincia de Pataz



Distrito de Tayabamba



### 1.2.3. Vías de acceso

Tayabamba está vinculada con los pueblos de Huancaspata, Huaylillas, Buldibuyo y Parcoy a través de la carretera departamental, la misma que lo vincula con la ciudad de Trujillo a través de la ruta nacional. Actualmente las ciudades de Tayabamba y Huancaspata se conectan con las ciudades de Sihuas, Chimbote, Trujillo y Lima por medio de la nueva vía del Marañón, parte sur de la provincia.

Desde	Hacia	Via	Distancia (Km)	Tiempo Horas/Minimo
Lima	Trujillo	Asfaltada	580	8 Horas
Trujillo	Tayabamba	Afirmada	506	16 Horas
Lima	Tayabamba		1086	24 Horas

Fuente: Elaboración propia

### 1.2.4. Topografía de la zona

Se puede observar durante la visita de inspección del espacio a intervenir, que la topografía presenta pendientes predominantes leves.

### 1.2.5. Clima

#### Temperatura

La temperatura media anual es de 18°C, en promedio y en los meses de septiembre a mayo baja a un mínimo de 10°C, habiendo un ascenso de temperatura en los meses de junio a agosto alcanzando valores de 22°C en

#### Humedad Relativa

La humedad relativa presenta valores de entre 72% en los meses de marzo a mayo y de 67% entre los meses de agosto a noviembre.

#### Velocidad del viento

Este parámetro alcanza una velocidad media de 2.4 km/h, acentuando una mayor velocidad en los meses de agosto a diciembre, alcanzando hasta 12km/h

## Precipitaciones

Las precipitaciones se dividen en dos estaciones muy marcadas, una de lluvias abundantemente fuertes durante los meses de noviembre a abril y otra estación de sequía relativa durante el resto del año.

### 1.2.6. Hidrografía

El río más influyente del distrito y a la vez de la provincia es el río Cajas, que es uno de los afluentes del río Marañón. El río Cajas tiene su origen en pantanos y lagunas de las punas de la colorada (Parte alta de los cerros de la zona), destacándose la laguna de Huascarcocha ubicada junto al paso de Portachelo, en la ruta a Ongon. El río Cajas atraviesa el distrito en su parte oriental. Los afluentes más importantes del río Cajas son: los ríos Huaragaga y la Palca.

Las quebradas más importantes del distrito de Tayabamba son las de Llaullo, Tayabamba, el Recreo y Chongos. Actualmente la ciudad de Tayabamba se abastece de energía eléctrica de la planta hidroeléctrica de Tarabamba ubicada en la subcuenca del río Tollos.

### 1.2.7. Recursos

Minerales: carece de centros mineros de explotación, pero posee reservas de oro, plata y plomo.

Agropecuarios: funcionaban 2422 unidades agropecuarias, de las cuales 440 tenían una extensión de 5.0 Ha, con una superficie de 8245 Ha (Censo Nacional Agropecuario 1972). En el “temple” (Parte baja), crecen granos como el trigo, maíz, arveja, lentejas, calabazas, zapallos, ñuña, mientras que en la “jalca” crecen las papas, ocas, olluco, cebada y habas. Entre los árboles madereros destacan el eucalipto y el aliso, en ganadería se crían: vacunos, ovinos, porcinos y gallinas,

### 1.2.8. Actividad económica

Los habitantes del Distrito de Tayabamba en su mayoría se dedican a la Agricultura, predominando el cultivo de los tubérculos (papa), cereales (cebada, trigo), menestras (fréjol, lenteja, arveja, etc.). Se practica además, en



menor escala, el comercio, la ganadería en la crianza de vacunos, ovinos, caprinos y aves. Algunos jefes de familia laboran en trabajos eventuales, como construcción civil, minería, artesanía y turismo. Un gran porcentaje de la población está desempleado. Tayabamba es muy rica en recursos naturales como: abundante agua, suelos de óptima calidad y rica en reservas minerales, abundante madera (eucalipto, cedro, caoba, tornillo, palo amarillo, etc.).

#### 1.2.9. Características culturales

El idioma oficial y general es el castellano, la población conserva sus tradiciones y costumbres de la zona. El distrito de Tayabamba tiene un potencial turístico y cultural poco conocido como sus fiestas, ruinas y folclore, es conocido sus recursos turísticos naturales grandiosos, como por ejemplo el valle del Río Marañón, las talladuras glaciares que son cumbres peñascosas de aspecto fantástico y la cueva o caverna de Huancuy en la falda de un cerro de roca caliza, pero son poco visitados por la poca existencia de carreteras. Existen restos arqueológicos de Huayristambo, las ruinas de Huarimarca, de Shagshe y las cerámicas de Ucamarca.

En las fiestas de los pueblos se presentan los Kuaris que danzantes vestidos de guerreros españoles enmascarados, así como la danza de los moros. Los platos típicos son el Cuy Guisado y el Carnero Guisado.

#### 1.3. Trabajos previos.

Minoru (2017) en su tesis titulado “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicados en el distrito de barranco”, tuvo como objetivo realizar el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos, utilizando software ETABS y el reglamento nacional de edificaciones, determinado las cargas de diseño en la estructura con las cuales se diseñó en concreto armado las losas, vigas, columnas placas y zapatas, mostrando en su análisis global desplazamientos en ambas direcciones XX y YY siendo estos de 0.00624 y 0.00355, asimismo noto que la cortante basal dinámica está por debajo de la cortante basal estática por lo cual se procedió a escalar estas fuerzas en 1.45 en la dirección XX y 1.22 en la dirección YY, con lo cual se procedió al diseño en concreto

armado, concluyendo que se logró una adecuada rigidez lateral cumpliendo las derivas máximas especificadas en la norma E.030, asimismo menciona que la norma E0.30 vigente es más rigurosa para edificaciones irregulares, ya que aplica coeficiente de irregularidades en planta y altura con menos libertad, castigando el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas y recomienda no usar los programas para el diseño en acero ya que estos no son compatibles con las normas peruanas.

Según Cruz y Diéguez (2015), en su investigación titulada “Análisis y diseño estructural en concreto armado para vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño Sismorresistente en la urbanización Soliluz – Trujillo, realizaron el diseño de una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma Sismorresistente E030 2014, realizando el análisis dinámico con ayuda de software computarizado en un modelo inicial aporticado dieron como resultado un desplazamiento en la dirección Y de 173.6 mm, como en la dirección X de 213.6 mm no cumpliendo con la deriva exigida en la norma, teniendo que incluir placas para reforzar la rigidez lateral arrojando un desplazamiento de 57.7 mm en el eje Y, y en el eje X de 59,3 mm muy inferiores a los iniciales cumpliendo con las derivas exigidas en la norma, incluyendo columnas de dimensiones 25x70 que económicamente no son muy factibles, de acuerdo a ello está la importancia de hacer un uso correcto de la norma de diseño Sismorresistente y la norma concreto armado.

Guevara y Vera (2013), en su investigación titulada “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia santa” realizaron el análisis y diseño estructural de un edificio de seis pisos y un semisótano destinado para el uso de hospedaje ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote sobre un terreno de 314.04 m<sup>2</sup> de área, utilizando sistema aporticado en la dirección Y, y muros de ductilidad limitado en el eje X, se obtuvo por medio de estructuración y análisis dinámico los desplazamientos absolutos de 0.0444m y 0.0123 m respectivamente, los cuales cumplen las deriva máxima para cada sistema, por ultimo concluye y recomienda que el uso de software como ETABS mejora el diseño y da mayor precisión al cálculo, evitando así sobredimensionar la estructura, teniendo en cuenta un adicional de

resistencia para evitar posibles fallos durante su vida útil o evitando otros inconvenientes que ponga en peligro la estructura.

Allauca y Oue (2006), en su investigación titulada “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”, en la cual evaluaron el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con las normas peruanas, mediante análisis estático no lineal sometiendo la estructura a desplazamientos incrementales evaluando la resistencia, concluyendo que para sismos frecuentes con periodo de retorno  $T_r$  de 50 años y aceleración máxima de 0.2g la estructura tendría un comportamiento elástico, ante un sismo raro con  $T_r$  de 500 años el daño podría ser reducido y la estructura tendría un estado funcional, esto se debe a las dimensiones generosas de sus elementos principalmente las columnas que van de 50 a 70 cm para este tipo de sistemas aporticados, por eso es prudente adicionar estudios con la finalidad de plantear mejores límites de deriva, para que los edificios aporticados resistan eventos sísmicos y que a su vez sean viablemente económicos.

Folgado (2018), en su proyecto de investigación titulado “Proyecto de las instalaciones de suministro de agua, evacuación de aguas pluviales y residuales, y protección contra incendios para un edificio de apartamentos situado en Torrente Valencia”, dio una solución en trazado y dimensionamiento de abastecimiento y evacuación de aguas, así como la instalación de protección contra incendios de un edificio destinado a apartamentos, en su metodología propone sectorizar las áreas que serán afectadas por las lluvias no más de 150 m<sup>2</sup> y colocando un sumidero para cada área, teniendo la tormenta de diseño procede a calcular los caudales para finalmente dimensionar los ductos, para el trazado de las tuberías el diseño es muy variado, pues queda a criterio del diseñador, concluyendo que un fallo en el cálculo de las dimensiones de cualquiera de las instalaciones podría ocasionar desbordamientos, deficiente presión, malos olores, lenta evacuación perjudicando a los propietarios y a la propia estructura.

Rojas (2018), en su investigación titulada “Cálculo de precipitaciones y caudales de diseño de sistema de drenaje pluvial urbano en zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho”, con el objetivo de documentar y examinar la pertinencia de la aplicación de la norma OS 060 2014 en zonas de los andes del Perú, nos muestra los resultados y pasos a seguir para el cálculo de tormenta y caudales de diseño utilizando la norma peruana antes mencionada, para su posterior aplicación en el cálculo de obras pluviales aplicados en las zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho, concluyendo que para llevar a cabo un apropiado estudio pluvial se debe tomar como punto de partida las alturas de las precipitaciones tomadas en las estaciones pluviométricas, también hace un hincapié en los lugares críticos de nuestro país, tal es el caso de la sierra central, en estos lugares las intensas lluvias hacen que estas zonas se sean lugares peligrosos y no habitables.

Fernández (2018), en su proyecto de investigación titulado “Humedad proveniente del suelo en edificaciones”, con el objetivo de mejorar la serviciabilidad de las edificaciones, previniendo el problema de humedad por ascensión capilar o corrigiéndolo si es que ya se ha presentado, en la ciudad de Santiago en Chile, por medio de observación y encuestas a los propietarios de las edificaciones dio alarmantes resultados pues más del 40% de la viviendas presentaban problemas de humedad provenientes del suelo y el 100% de las viviendas afectadas no han podido solucionar este problema, concluyendo como prioridad a tener en cuenta el proceso constructivo y la supervisión, también recomienda el uso de láminas o membranas impermeables para evitar el contacto de la estructura con la humedad ya que el suelo posee características que varían drásticamente al pasar el tiempo.

Ortiz (2017), en su proyecto de investigación titulado “Influencia del nivel freático en la determinación de capacidad portante de suelos, en las cimentaciones superficiales, distrito de Pilcomayo”, investigó la influencia del nivel freático en la determinación de la capacidad portante de suelos en las cimentaciones superficiales en el Distrito de Pilcomayo en Huancayo, a través de un estudio temporal durante los meses de diciembre 2016 a junio 2017, registro la precipitación pluvial en este periodo genero un ascenso del nivel freático de -1.60 a -1.40 a razón de 0.0028 m/día  $\pm$  0.0002 m/día, también registro la variación de los pesos unitarios, antes fue de

1.80gr/cm<sup>3</sup> ± 0.02gr/cm<sup>3</sup> y después del nivel freático de 1.84gr/cm<sup>3</sup> ± 0.01gr/cm<sup>3</sup> debido a esta variación los pesos específicos del suelo, la capacidad portante cambia, concluyendo que la capacidad portante de los suelos disminuye conforme aumenta el nivel freático, recomendando hacer estudios de variación del nivel freático para zonas donde la precipitaciones son importantes.

Hernández (2013), en su artículo titulado “Imagen de los centros comerciales: Su análisis urbano y económico”, presento un tópico sobre la planeación de los centros comerciales en la actualidad y la incidencia que tiene realizar un proyecto de este tipo, el estudio se basa en una investigación documental considerando el origen y la evolución que ha sufrido los centros comerciales en México desde la época prehispánica, hasta la época contemporánea, concluyendo que cuando se proyecta una edificación de este tipo, debemos tener en cuenta, para cual estrato social está destinado, así podemos estructurar un diseño arquitectónico para satisfacer las características que acojan a los usuarios.

Noriega Y Nuñez (2016), en su investigación titulado “Análisis de las características arquitectónicas para la propuesta de un centro comercial de los socios de APIAT, Trujillo” tuvieron el objetivo de conocer las características arquitectónicas para la propuesta del centro comercial de los socios de APIAT; mediante una investigación de enfoque mixto cuantitativo, en el que se tomó como muestra 61 clientes en forma aleatoria y 25 socios pertenecientes a distintos rubros, dando como resultado que el centro comercial no cuenta con los espacios adecuados en la actividad comercial, administrativa, mantenimiento, seguridad y actividades complementarias, para ofrecer un buen servicio al cliente, planteando nuevas características que agrupará las actividades en cinco niveles, tendrá 3 entradas principales, para almacén y estacionamiento un sótano, para exhibición y venta de los rubros con un área de venta de 21.00 m<sup>2</sup> cada uno y será en el primer nivel con una área común de planta libre para el rubro de mobiliario para el hogar, también contará con agencias de banca, patio de comida y área para eventos; en el segundo y tercer nivel, se desarrollará la exhibición y venta de calzado, acompañado por áreas complementarias, y el cuarto nivel, salas de cine y áreas de esparcimiento y recreación.

## 1.4. Teorías relacionadas al tema

### 1.4.1. Topografía

Tiene como objetivo de determinar las posiciones relativas o absolutas de los puntos sobre la Tierra, y la representa en un plano, a través de métodos y procedimientos para realizar mediciones sobre el terreno y su representación gráfica o analítica a una escala determinada, (Topografía y sus aplicaciones, 2014, p.2).

### 1.4.2. Estudio de mecánica de suelos EMS:

Suelos y cimentaciones norma E050, (2006). De acuerdo a la norma se establece los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS) en el cual se obtiene todas las características del suelo donde se realiza el proyecto tal como lo es la capacidad portante, humedad tipo de suelo entre otras características con fines de cimentación y evacuación de las aguas pluviales.

### 1.4.3. Estudio hidrológico

Es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal, y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2008, p.13).

En estos estudios está incluido las precipitaciones, humedad del suelo, escorrentías etc.

#### 1.4.3.1. Ciclo hidrológico

Fenómeno mediante el cual el agua líquida depositada en la superficie terrestre, pasa a fase de vapor a la atmosfera para luego regresar en fase líquida y solida. Dentro del ciclo hidrológico, el agua transformada a vapor es en su mayoría por los fenómenos de evaporación y por transpiración, cuyo proceso conjunto se denomina evapotranspiración, en comparación al fenómeno de sublimación. Cuando sucede la precipitación un porcentaje es devuelto directamente a la atmosfera por evaporación; el otro se escurre por la superficie del terreno, escorrentía superficial la cual va a los afluentes

de los ríos y la parte restante se infiltra penetrando en el interior del suelo (Fattorelli y Fernandez 2011, p. 23)

#### 1.4.3.2. Precipitación

Proceso consecuente a la evapotranspiración sublimación, estas masas recorren grandes distancias llevadas por fuertes viento, algunas permanecen en los mares y otras son transportadas a los continentes producto de este cambio de posición llegan a enfriarse, formando las nubes por saturación, o por cambio de fase a líquido o sólido, en esta estancia no se produce la precipitación, pues a lo largo de esta fase las partículas de agua se juntan ganando densidad frente al aire, cuando esto sucede empiezan a desplomarse a la superficie formando las lluvia o precipitaciones. (TE CHOW, y otros, 1994 pág. 65)

#### 1.4.3.3. Probabilidad estadística en hidrología

Un proceso probabilístico en hidrología expone que, en un grupo de variables al azar, que llevan valores en una cadena o secuencia a medida que transcurre el tiempo. Estos procedimientos son muestreados en forma continua o discreta. A través de estadística se trata de organizar y analizar los patrones o datos registrados de una muestra. Entonces podemos decir que la estadística es la ciencia de la recolección y análisis de los datos de las poblaciones y la probabilidad es la teoría matemática que la muestra y evalúa la relación que existe en una muestra, entre el número de casos favorable y el número total de casos posibles. (APARICIO MIJARES, 1989 pág. 252)

#### 1.4.3.4. Parámetros estadísticos

- Medida de tendencia hacia un valor intermedio o central de la serie:

$$\bar{x} = \mu = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad \text{Ecuación (1)}$$

- Medidas de dispersión: miden como los valores de una variable se dispersan alrededor del valor central o media aritmética de la serie (TE CHOW, y otros, 1994 pág. 371)
  - Desviación estándar ( $\sigma$ ): Es el parámetro de dispersión más usado en hidrología, llamado desviación cuadrática.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N - 1}} \quad \text{Ecuación (2)}$$

- La varianza: Es el cuadrado de la desviación estándar ( $\sigma^2$ ) Si teóricamente todos los valores fueran igual a la media, la varianza sería cero.

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N - 1} \quad \text{Ecuación (3)}$$

- Coeficiente de variación: es el cociente entre la desviación standard y el promedio, X

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad \text{Ecuación (4)}$$

- El coeficiente de asimetría ( $g$ ): Es el tercer momento alrededor de la media. Describe la distribución de los datos alrededor de media. Es una medida de la simetría.

$$g = \frac{N * \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^3}{(N - 1) * (N - 2) * \sigma^3} \quad \text{Ecuación (5)}$$

#### 1.4.3.5. Análisis de frecuencia

Para plantear un diseño hidrológico es necesario conocer siempre la probabilidad de ocurrencia de eventos de determinadas magnitudes, para poder estimar de manera óptima los elementos y dimensiones



según corresponda. La obra debe ser diseñada para resistir el máximo valor de evento para el cual se diseña, para ello nos basamos en el periodo de retorno, y desde el punto de vista económico la obra debe estar diseñada para tal periodo, esperando alcanzar un nivel de seguridad aceptable en función al daño que la falla pueda ocasionar. (TE CHOW, y otros, 1994 pág. 391)

#### 1.4.3.6. Periodo de retorno.

El objetivo de los análisis de frecuencias de una serie hidrológica es determinar el periodo de frecuencia de dicha serie.

Para ello se ordenan los valores registrados según su magnitud de mayor a menor. para frecuencias de valores altos y de menor a mayor para frecuencias de valores bajos y asignarles un valor de Posición N. Aplicado la fórmula más conocida para este tipo de análisis es de Weibull (TE CHOW, y otros, 1994 pág. 391)

$$P(x) = \frac{m}{N + 1} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Dónde:

m = posición asignada según la secuencia ordenada de eventos

N = Tamaño de la muestra

Así, para series de valores máximos m es igual a 1 para el evento de valor máximo e igual a N para el mínimo.

La inversa de P(x) se denomina período o tiempo de retorno o de recurrencia.

$$T_r = \frac{1}{P(x)} \quad \text{Ecuación (7)}$$

#### 1.4.3.7. Distribuciones de probabilidad.

Tomando en cuenta que en hidrología los datos tomados disponibles son una diminuta muestra de la población, es prudente y lógico realizar diferentes distribuciones para recoger aquella que mejor se ajuste.

- Distribución Gumbel

La función de distribución acumulada es:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{Ecuación (8)}$$

Haciendo uso de una variable reducida, y:

$$y = -\ln \left[ \ln \left( \frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \quad \text{Ecuación (9)}$$

Con la ecuación encontramos los valores de acuerdo a la distribución de probabilidades

$$x = \bar{x} + k * \sigma \quad \text{Ecuación (10)}$$

Dónde K es el factor que está en función a la longitud de registro de los datos.

$$k = \frac{y - Y_n}{\sigma_n} \quad \text{Ecuación (11)}$$

Tabla (2) Valores de  $Y_n$  y  $\sigma_n$  en función del N Años

N (años)	$Y_n$	$\sigma_n$
20	0.52	1.06
30	0.54	1.11
40	0.54	1.14
50	0.55	1.16
60	0.55	1.17
70	0.55	1.19
80	0.56	1.19
90	0.56	1.20
100	0.56	1.21
150	0.56	1.23
200	0.57	1.24

$\infty$	0.57	1.28
----------	------	------

Fuente: (FATTORELLI, y otros, 2011 pág. 133)

○ Distribución de log Pearson Tipo III

Esta distribución usa los logaritmos base 10 de las muestras.

Entonces para ello

$$y = \log x ; \text{ para } \log x \geq E \quad \text{Ecuación (12)}$$

El USWRC (1976) recomienda esta distribución para conceptualizar series anuales de crecidas. Para calcular el coeficiente de frecuencia,  $k$ , de la distribución Log-Pearson III (FATTORELLI, y otros, 2011 pág. 125); para precipitaciones máximas anuales, la ecuación recomendada (USWRC, 1976) es:

$$\log P = \bar{y} + \sigma_y * k \quad \text{Ecuación (13)}$$

Dónde:

$\bar{y}$  : es el promedio de los logaritmos decimales de  $x$

$\sigma_y$ : es la desviación estándar de los logaritmos decimales de  $x$

$K$  : es el factor de frecuencia que es función del coeficiente de asimetría de los logaritmos decimales de las precipitaciones máximas diarias anuales y de la probabilidad de excedencia, lo encontramos en la Tabla (3)

Log P: es el logaritmo decimal de la precipitación en mm.

1.4.3.8. Tormenta de diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación determinado para el diseño hidrológico de una obra. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede

definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. (TE CHOW, y otros, 1994)

Tabla (3) Factor de frecuencia, k, para la distribución Log Pearson Tipo III Adaptado de USWRC, 1976

Coeficiente de asimetría $g$	Periodo de retorno								
	2	5	10	25	50	100	200	500	1000
	Probabilidad de excedencia								
$g$	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
9.000	-0.222	-0.193	0.111	1.339	2.82	4.635	6.687	9.657	12.044
8.000	-0.249	-0.182	0.239	1.554	2.998	4.705	6.599	9.307	11.468
7.000	-0.285	-0.144	0.400	1.765	3.145	4.726	6.949	8.883	10.813
6.000	-0.329	-0.066	0.589	1.96	3.251	4.686	6.226	8.376	10.068
5.000	-0.379	0.057	0.795	2.124	3.3	4.573	5.916	7.771	9.219
4.000	-0.412	0.226	1.000	2.237	3.274	4.367	5.503	7.053	8.252
3.500	-0.412	0.321	1.095	2.268	3.226	4.224	5.252	6.646	7.72
3.000	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.97	6.205	7.152
2.900	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	6.112	7.034
2.800	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.018	6.915
2.700	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	5.923	6.794
2.600	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	5.826	6.671
2.500	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	5.727	6.548
2.400	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.8	4.584	5.628	6.422
2.300	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	5.526	6.296
2.200	-0.330	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705	4.444	5.524	6.168
2.100	-0.319	0.592	1.294	2.23	2.942	3.656	4.372	5.32	6.038
2.000	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.214	5.907
1.900	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.107	5.775
1.800	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	4.999	5.642
1.700	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	4.889	5.507
1.600	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99	4.778	5.37
1.500	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.33	3.91	4.666	5.233

1.400	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	4.553	5.095
1.300	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.438	4.955
1.200	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.322	4.814
1.100	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.205	4.673
1.000	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.543	3.022	3.489	4.088	4.531
0.900	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	3.969	4.388
0.800	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	3.849	4.244
0.700	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	3.729	4.1
0.600	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.608	3.955
0.500	-0.083	0.808	1.323	1.91	2.311	2.686	3.041	3.487	3.81
0.400	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949	3.365	3.656
0.300	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.243	3.521
0.200	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.121	3.377
0.100	-0.017	0.836	1.292	2	2.107	2.4	2.67	2.999	3.233
0.000	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	2.878	3.09

Fuente: (FATTORELLI, y otros, 2011)

#### 1.4.3.1. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad \text{Ecuación (14)}$$

Dónde:

P: es la profundidad de lluvia (mm)

Td: la duración usualmente en horas.

La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que

igualan o exceden la magnitud de diseño. Las curvas IDF son un elemento de diseño que relaciona la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno. Para determinar las curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de la lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniendo un valor para cada año y duración.

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración “ $t_c$ ” para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con lo que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas de 24 horas, por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración los cuales se muestra en la Tabla (4)

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración ( $t_c$ ) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima

en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla N° 04 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla (4) Coeficientes de duración de lluvias entre 48 y 1 hora

Duracion De La Precipitacion Entre 48 Y 1 Hora	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual de hidrlogia, hidraulica y drenaje

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

1. Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
2. Ordenar de mayor a menor.
3. Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
4. Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
5. Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración.

### 1.4.3.2. Tiempo de Concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración menor intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual a tiempo de concentración “ $t_c$ ”. El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría de en planta de la cuenca, de su pendiente ya que esta al ser mayor produce un tiempo de concentración menor, el área, cobertura vegetal etc. Los tiempos de concentración también se pueden calcular según la Tabla (5)

Tabla (5) Fórmulas para hallar tiempo de concentración en minutos

Método y Fecha	Fórmula para $T_c$ (minutos)	Observaciones
Kirpich (1994)	$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$ <p>L=Longitud desde aguas arriba hasta la salida. M S= Pendiente promedio de la cuenca</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para fajo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar $T_c$ 0_4; para canales de concreto se debe multiplicar por 02; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L= Longitud del curso de agua más largo, m H = diferencia de nivel de la divisoria de aguas y la salida, m</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; para pequeñas cuencas montañosas en California
Izzard (1946)	$t_c = \frac{5.25 * (0.0000376 * i + c) * L^{0.33}}{S^{0.333} * i^{0.667}}$	Desarrollada experimentalmente en Laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caninos



	<p>i = Intensidad de la lluvia, mm/h  c = Coeficiente de retardo  L= Longitud del curso de agua más largo, m  S= Pendiente de la trayectoria del flujo m/m</p>	<p>y Áreas de céspedes: Los valores del coeficiente de retardo varían desde 0,0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto: la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i * L ser &lt;=3800.</p>
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 * \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>c = Coeficiente de escorrentía del método racional  L= Longitud del curso de agua más largo, m  S= Pendiente de la trayectoria del flujo m/m</p>	<p>Desarrollada de información sobre el drenaje aeropuertos recopilada por el Corps Of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha Sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.</p>
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7 * L^{0.6} * n^{0.6}}{I^{0.4} * S^{0.3}}$ <p>L= Longitud del curso de agua más largo, m  n = Coeficiente de rugosidad de Manning  i = Intensidad de la lluvia, mm/h  S= Pendiente de la trayectoria del flujo m/m</p>	<p>Ecuación para flujo Superficial desarrollada a partir análisis de onda cinemática de escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como tc son desconocidos. la superposición de curva de intensidad - duración frecuencia da una solución gráfica directa para tc.</p>
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)}{S^{0.5}}$ <p>L= Longitud del curso de agua más largo, m  CN= Numero de curva SCS  S= Pendiente de la trayectoria del flujo m/m</p>	<p>Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas minas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir</p>

		efectos mejoras en canales e impermeabilización de superficies: la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.
--	--	--

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje

#### 1.4.3.3. Hietograma de Diseño

Los métodos hidrológicos más recientes necesitan no sólo del valor de precipitación o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

##### ○ Método del Bloque Alternó

Para desarrollar el hietograma de diseño se usa el método del bloque alternó, el cual usa la relación curva-duración-frecuencia. Este proceso especifica la profundidad de la lluvia en n-intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$ , sobre una duración total de  $T_d = n \cdot \Delta t$ .

#### 1.4.3.4. Estimación De Caudales

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc.,

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

##### ○ Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente de escorrentía “c”

estimado a partir de las características de la cuenca, muy usado para cuencas menores a 10km<sup>2</sup>. Considerar que la duración de la precipitación es igual al “tc”.

$$Q = 0.278 C * I * A$$

*Ecuación ( 15)*

Dónde:

Q = Descarga máxima de diseño (m<sup>3</sup>/s)

C = coeficiente de escorrentía (ver Tabla (6) )

I = intensidad de diseño máxima horaria (mm/h)

A = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

Tabla (6) Coeficientes de escorrentía método racional

Cobertura Vegetal	Tipos De Suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Mediana	Suave	Despreciable
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, densa	Impermeable	0.50	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.40	0.40	0.35	0.30	0.25

vegetación	Permeable	0.20	0.20	0.15	0.10	0.05
n						

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje

#### 1.4.3.5. Dimensionamiento del sistema de evacuación de agua pluvial:

El principio básico, es la evacuación de las aguas acumuladas en la última planta de la edificación producto de las precipitaciones atmosféricas, evitando así el inundamiento de la misma, estas aguas se evacúan a través de un sistema de sumideros y tuberías con un diámetro adecuado para recolectar la demanda de agua durante la precipitación (Norma 060 drenaje pluvial urbano – 2006).

Para ellos es necesario identificar el área de influencia donde cae de forma libre las precipitaciones atmosféricas y el caudal de descarga, y a través de sumideros y tuberías deberán ser conducidos hacia el terreno natural para su infiltración o al drenaje pluvial urbano.

Como primer paso, se calcula las áreas parciales de la planta a evacuar de tal manera que el agua acumulada se drene de tal forma que durante la precipitación no se genere inundaciones. Las áreas parciales deberán tener como mínimo 2% de pendiente hacia la zona de evacuación.

Como segundo paso, se calcula el caudal procedente de cada área parcial, partiendo de la *Ecuación (15)*, seguidamente se determina el diámetro del tubo con la ecuación de continuidad.

$$Q = V \times A \qquad \text{Ecuación (16)}$$

El área, se deberá calcular según los detalles del sumidero a usar, el área se calcula como el total menos las rejillas presentes en el sumidero, las cuales sirven para evitar la obstrucción de la misma.

$$A = A_{\text{sumidero}} - A_{\text{regillas}} \quad \text{Ecuación (17)}$$

La velocidad con la que recorra el flujo a través del conducto deberá ser la adecuada para que no genere sedimentación ni erosión, la velocidad debe estar entre 0.9 m/s y 3 m/s, escogemos un diámetro comercial y verificamos que la velocidad este en el intervalo mencionad.

#### 1.4.4. Sistema estructural

##### 1.4.4.1. Pre dimensionamiento de elementos estructurales

###### Losas Macizas

Es un elemento estructural plano horizontal que divide los niveles o pisos de una edificación y puede servir de cubierta. Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, y que por tanto trabajan en dos direcciones (BLANCO Blasco, 1994 pág. 38), para hallar el espesor usamos.

$$h \text{ (m)} = \frac{l \text{ mayor}}{40} \quad \text{Ecuación (18)}$$

Dónde: l mayor es el lado mayor de la losa.

###### Vigas

Las vigas reciben las cargas que tramiten las losas, y estas a su vez trasmiten hacia otras vigas o columnas.

Vigas principales: para dimensionar las vigas principales se determina los ejes principales, donde está la longitud máxima de luz (BLANCO Blasco, 1994 pág. 39). El peralte se diseña considerando un peralte de orden 1/10 a 1/13 de la luz libre.

$$h = \frac{l \text{ mayor}}{12} \quad \text{Ecuación ( 19)}$$

Dónde: l mayor es el lado mayor de la viga.

Vigas secundarias: son las vigas que no reciben cargas de la losa o diafragma, sino de los sismos.

$$h = \frac{l \text{ mayor}}{14} \quad \text{Ecuación ( 20)}$$

Dónde: l mayor es el lado mayor de la viga.

Para determinar el ancho de la viga, se considera la mitad del peralte, siendo como mínimo 25cm

### Columnas

Las columnas reciben las cargas transmitidas por las vigas, y la transportan a las bases de cimentación (BLANCO Blasco, 1994 pág. 41)

Para dimensionar se podrá considerar en primera estancia:

#### Columnas centrales

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c} \quad \text{Ecuación ( 21)}$$

#### Columnas laterales o esquina

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c} \quad \text{Ecuación ( 22)}$$

Las dimensiones de las columnas también se pueden pre dimensionar según el requerimiento de la inercia en la dirección de análisis teniendo en cuenta que la inercia de la columna sea mayor o igual a la inercia de la viga.

$$I_c > I_v \quad \text{Ecuación ( 23)}$$

#### 1.4.4.2. Zonificación Norma técnica E.030

El territorio nacional peruano se encuentra dividido en cuatro zonas, zonificación propuesta basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características principales de los movimientos sísmicos y su atenuación respecto al epicentro, también como la información geotécnica de los suelos. A cada zona se le asigna un factor de zona.

Tabla (7) Factor de zona Norma E030 2018

Factor de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E030 2018

#### 1.4.4.3. Tipo de perfil de suelo Norma técnica E.030

Los perfiles de suelo son cinco y se definen mediante la velocidad de propagación de ondas de corte  $V_s$ , promedio ponderado de los  $N_{60}$  obtenidos mediante estudios de penetración estándar o resistencia al corte en condiciones no drenadas  $S_u$ ; según la tabla siguiente.

Tabla (8) Clasificación de los perfiles de suelo E030 2018

Clasificación de los perfiles de suelo				
Perfil		$V_s$	$N_{60}$	$S_u$
$S_0$	Roca dura	>1500 m/s	-	-
$S_1$	Roca o suelos rígidos	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
$S_2$	Suelos intermedios	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50kpa a 100 kPa

S <sub>3</sub>	Suelos blandos	<180 m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Condiciones excepcionales			

Fuente: Norma técnica E030 2018

#### 1.4.4.4. Parámetros de sitio Norma técnica E.030

Según el tipo de perfil del suelo que mejor describa las condiciones locales, se usa los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos Tr y TL según las siguientes tablas.

Tabla (9) Factor de Suelo “S” E030 2018

Factor de Suelo “S”				
Suelo Zona	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma técnica E030 2018

Tabla (10) Periodos “TP” Y “TL”

Periodos “TP” Y “TL”				
	Perfil del suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
TP (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma técnica E030 2018

#### 1.4.4.5. Factor de amplificación sísmica Norma técnica E.030

En concordancia con las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C).



$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad \text{Ecuación ( 24)}$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad \text{Ecuación ( 25)}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) \quad \text{Ecuación ( 26)}$$

Dónde: T es el periodo fundamental de la estructura.

#### 1.4.4.6. Categoría de la edificación y Factor de uso U

Cada estructura se clasifica de acuerdo con las categorías indicadas en la siguiente tabla.

Tabla (11) Categoría de las edificaciones y factor U E030 2018

Categoría de las edificaciones y factor U	
Categoría	Factor U
A edificaciones esenciales	1.5
B Edificaciones importantes	1.3
C edificaciones comunes	1.0
D edificaciones Temporales	Criterio del proyectista

Fuente: Norma técnica E030 2018

#### 1.4.4.7. Sistema estructural

Pórticos:

El 80% a mas, de la fuerza cortante basal actúa sobre las columnas.

Muros estructurales:

Predominan los muros estructurales en los cuales actúa al menos el 70% de fuerza cortante en la base del edificio.

Dual:

Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de muros estructurales y pórticos, la cortante en los muros esta entre 20% y 70%.

1.4.4.8. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ )

Tabla (12) Coeficiente básico de reducción  $R_0$  U E030 2018

Sistema estructural en concreto	Coeficiente básico de reducción $R_0$
Pórtico	8
Dual	7
Muros estructurales	6

Fuente: Norma técnica E030 2018

1.4.4.9. Coeficiente de amplificación sísmica y regularidad estructural

Estructura regular:

Son las que presentan un coeficiente de uno luego de realizado el análisis de irregularidades en planta y altura.

Estructura Irregular:

Son las que presentan un coeficiente menor a uno luego de realizado el análisis de irregularidades en planta y altura.

Las restricciones dependen del tipo de zona y categoría de la edificación las cuales está establecido en la norma E030 2018.

Tabla (13) Categoría y regularidad de la edificación

Categoría y regularidad de la edificación		
Categoría	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades

	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas a excepción de edificios de 2 piso o 8 m de altura
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma técnica E030 2018

Tabla (14) Irregularidades Estructurales en altura

Irregularidades Estructurales en altura	Factor de Irregular Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Irregularidad de Rigidez – Piso Débil	0.75
Irregularidad de Rigidez Extrema Irregularidad de Rigidez Extrema	0.60
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad de sistemas resistentes	0.80
Discontinuidad Extrema de sistemas resistentes	0.60

Fuente: Norma técnica E030 2018

Tabla (15) Irregularidades Estructurales en planta

Irregularidades Estructurales en planta	Factor de Irregular Ip
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsional Extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad de diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

Fuente: Norma técnica E030 2018

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas queda expresado como:

$$R = R_0 * I_a * I_P \quad \text{Ecuación ( 27)}$$

1.4.4.10. Metrados de cargas:

Carga:

Son fuerzas o acciones a las cuales está sometida una estructura en forma puntual, línea o distribuida.

Carga muerta.

Son fuerzas producto del propio peso de la estructura u otras cargas que tengan una mínima variación en su magnitud.

Carga viva:

Son las cargas producto de los ocupantes, materiales, equipos y todo cuyo peso sea móvil.

1.4.4.11. Carga viva mínima repartida del piso

Según el artículo 6, de la norma vigente E020 nos da los valores mínimos de carga viva para diferentes tipos de ocupación o uso.

Tabla (16) Cargas vivas Mínimas repartidas

Cargas vivas Mínimas repartidas	
Ocupación o uso	Cargas repartidas KPa (kgf/cm <sup>2</sup> )
Lugares de asamblea	
Salón de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines	4.00 (400)
Corredores y escaleras	5.00 (500)
Tiendas	5.00 (500)

Fuente: Norma técnica E030 2018

#### 1.4.4.12. Tabiquería móvil

Para la tabiquería móvil, la carga se considerará como uniformemente repartida por metro cuadrado, mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m<sup>2</sup>), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1,0 kPa (100kgf/m<sup>2</sup>) para divisiones livianas móviles de altura completa.

#### 1.4.4.13. Carga viva techos y terrazas

Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30kgf/m<sup>2</sup>)

#### 1.4.4.14. Peso de la estructura

El peso se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva según los siguientes criterios.

Tabla ( 17 ) Peso total de la estructura

Categoría de edificación	Formula
A y B	100% CM + 50% CV + 25% Cvt
C	100% CM + 25% CV + 25% Cvt

Fuente: Norma técnica E030 2018

#### 1.4.5. Análisis estático

Es un proceso o método en el cual se representa las solicitaciones sísmicas por medio de un grupo de fuerzas las cuales actúan en los centros de masas de cada nivel de la edificación, estas fuerzan se calculan de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma en función al tipo de estructura, tipo de suelo y ubicación del proyecto. (E030 Diseño sismoresistente, 2018)

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad \text{Ecuación ( 28)}$$

Dónde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Coeficiente de suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica ( $R_0 * I_a * I_p$ )

$R_0$  = Coeficiente básico de reducción sísmica

$I_a$  y  $I_p$  = Irregularidades en plata y altura

P = Peso de la estructura

Debe cumplirse la condición de  $C/R \geq 0.11$

#### 1.4.6. Análisis dinámico

Este método analiza el comportamiento de la estructura identificando los desplazamientos, torsión y flexión, los cuales a medida que transcurre el tiempo van tomando valores diferentes.

El análisis dinámico parte de la determinación de los modos de vibración, los periodos de masa participativa y naturales, donde en cada dirección se considera ellos modos cuya suma de masas efectivas sean amenos el 90% de la masa total, tomando los tres primeros modos que llegue a predominar en cada dirección de análisis (E030 Diseño sismoresistente, 2018). La ecuación fundamental es:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * \text{Ecuación ( 29)}$$

Dónde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Coeficiente de suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica ( $R_0 * I_a * I_p$ )

$R_0$  = Coeficiente básico de reducción sísmica

$I_a$  y  $I_p$  = Irregularidades en plata y altura

g = Aceleración de la gravedad

Debe cumplirse la condición de  $C/R \geq 0.11$

#### 1.4.7. Diseño estructural

##### 1.4.7.1. Diseño de losas macizas

Chaves, (2003). Las losas son los elementos estructurales que separan los niveles de una edificación, su función es la de transmitir las cargas que recibe, ya sea por cargas fijas (carga muerta) o cargas móviles (carga viva) hacia las vigas, y también actúa como punto de unión ante posibles y eventuales sismos uniformizando el comportamiento de los elementos estructurales anclados a la losa, entre los principales tipos de losa tenemos las losas macizas que son íntegramente de concreto y las aligeradas que llevan ladrillo tubulares para aligerar su peso.

Para el diseño de las losas macizas, se debe tener en cuenta un análisis por flexión y corte, a continuación, se da el procedimiento para ser diseñada por flexión.

Como primer paso, se encuentra los máximos momentos  $M_u$  para un metro de losa maciza, este puede ser negativo o positivo.

Como segundo paso, se calcula la cuantía de acero para elementos sometidos a flexión con la ecuación siguiente.

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) \quad \text{Ecuación ( 30)}$$

Como tercer paso, encontramos el acero requerido “ $A_s$ ” con la ecuación.

$$A_s = \rho b t \quad \text{Ecuación ( 31)}$$

Como cuarto paso, se escoge la varilla de acero de preferencia, que por lo general suele ser de 3/8" a 1/2" de diámetro, de modo que se pueda calcular el espaciamiento de las barras, con la ecuación siguiente.

$$S = \frac{A_{s_{barra}} (cm^2) * 1m}{A_{s_{total\ requerido}} (cm^2)} \quad \text{Ecuación ( 32)}$$

es importante tener en cuenta que la cuantía a utilizar este dentro del rango siguiente.

$$\rho_{minima} = 0.0018 < \rho_{utilizada} < \rho_{max} = 0.75\rho_b \quad \text{Ecuación (33)}$$

Al inclinarse por este "As" la probabilidad de llegar a la resistencia nominal requerida es segura, y se cumple que.

$$\phi Mn \geq Mu \quad \text{Ecuación (34)}$$

El acero por temperatura será resultado de una cuantía mínima de 0.0018, permitiendo encontrar el "Astemp" como.

$$\rho_{temp} = 0.0018bt \quad \text{Ecuación (35)}$$

#### 1.4.7.2. Diseño de vigas

Chaves, (2003). Son elementos estructurales que reciben las cargas de las losas y transmiten a otras vigas o directamente a las columnas, actúan como eje horizontal uniendo las columnas, formando los denominados pórticos, las vigas soportan carga axial o fuerzas sísmicas, flexión y de corte, siendo los que dan la rigidez lateral a la estructura. Las vigas pueden ser peraltadas o chatas según las solicitaciones de carga que se hayan usado.



Para el diseño de las vigas, el valor del momento nominal “Mn” se define como el momento teórico de la sección, así como “ $\phi Mn$ ” se interpreta como la resistencia utilizable por flexión de un miembro, que consiste en la resistencia teórica multiplicada por el factor de reducción de resistencia.

Cuando la deformación unitaria es mucho mayor a la deformación de cadencia  $\epsilon_{yt} = 0.0021$ , se puede entender que el comportamiento de la viga es dúctil ya que el acero fluye antes que el concreto falle. La sección de una viga está controlada en compresión siempre y cuando la deformación del concreto llegue a 0.003 antes que el acero fluya, y la falla resultante se denomina como falla donde el elemento colapsa.

La falla dúctil de un elemento a flexión se presenta cuando la deformación unitaria del acero es  $> 0.005$  y la deformación unitaria del concreto es 0.003 al mismo tiempo. En la norma peruana los factores de seguridad para cada tipo de esfuerzo son, flexión, compresión 0.90, para estribos 0.70, espirales 0.75 y para cortante y torsión 0.85.

Para el caso de elementos que trabajan a flexión pero la carga axial es menor que  $0.10f'_cA_y$  como sería el caso de una viga, no puede tener una deformación unitaria menor que 0.004, en cambio para elementos donde trabajan a compresión y cuya carga axial es mayor a  $0.10f'_cA_y$  su deformación unitaria no debe ser mayor a 0.004

Para el cálculo del momento nominal se presenta la *Ecuación ( 36)* la cual va multiplicado por el factor correspondiente.

$$\phi Mn = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación ( 36)}$$

Es de vital importancia distinguir que las vigas que ocasionalmente presentan acero positivo al cual denominamos “acero en compresión” y para las cuales tengan acero en tracción y compresión las llamaos “doblemente reforzadas”

La secuencia de pasos que se sigue para diseñar una viga a flexión, partiendo de los momentos máximos proporcionado la envolvente y de haber tenido en cuenta el punto 21.5.2.2 el cual nos da los parámetros de los momentos mínimos partiendo de los máximos.

Como primer paso se realiza la verificación la cual consiste en analizar si la sección es controlada a alteración o compresión teniendo en cuenta  $R_n > R_{nt}$  las cuales hallamos con las siguientes ecuaciones.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad \text{Ecuación (37)}$$

$$R_{nt} = \rho t f_y \left(1 - 0.59 \rho t \frac{f_y}{f'_c}\right) \quad \text{Ecuación (38)}$$

$$\rho t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\epsilon_t + 0.003) f_y} \quad \text{Ecuación (39)}$$

El termino  $R_{nt}$  se determina asumiendo que la sección a analizar solo tiene acero en tracción para el caso de vigas doblemente reforzadas. Para el caso donde se cumpla la relación  $R_n > R_{nt}$  el diseño va a seguir la siguiente secuencia, de lo contrario, si la relación antes mencionada no se cumple, entonces la sección estará controlada por tracción donde la cuantía  $\rho$  tiene el valor según la siguiente ecuación.

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right) \quad \text{Ecuación (40)}$$

Entonces el As en tracción se calcula como  $\rho_t b d$ , posteriormente, se realiza el cálculo de  $\varepsilon_t$ , el cual verificamos que sea mayor o igual a 0.005, de manera que el valor de " $\phi$ " sea de 0.9, el cual nos permite hallar el momento " $\phi M_n$ ", finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en tracción por el punto donde pasa la fuerza a compresión denominada " $C_c$ "; y verificamos que se cumpla la relación  $\phi M_n > M_u$ .

Continuando con el segundo paso, hallamos el momento  $M_{nt}$  generado solo por el acero en tracción de la superposición de una viga doblemente reforzada, expresado según la siguiente ecuación.

$$\phi M_{nt} = \rho_t f_y \left( 1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c} \right) b d^2 \quad \text{Ecuación (41)}$$

Una vez encontrado  $M_{nt}$ , pasamos al tercer paso el cual es generar un momento producido por el acero en compresión, deducido de la sección original con respecto a las otras secciones superpuestas la cual sería  $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ .

La cual viene a ser

$$M_u = \frac{M_u}{\phi} = M_{nt} + M'_n \quad \text{Ecuación (42)}$$

Despejamos  $M'_n$  en Ecuación (42)

$$M'_n = \frac{M_u}{\phi} - M_{nt} \quad \text{Ecuación (43)}$$

Cuarto paso, se calcula el valor de  $C'$  para el caso de la sección superpuesta donde se da el momento  $M'_n$  con la ecuación siguiente.

$$C' = \frac{0.003d}{\varepsilon_t + 0.003} \quad \text{Ecuación (44)}$$

El quinto paso consiste en hallar el valor de  $f'_s$  según la ecuación

$$f'_s = 0.003 \left( \frac{0.003d}{\varepsilon_t + 0.003} \right) E_s \leq f_y \quad \text{Ecuación (45)}$$

Como sexto paso tenemos que obtener los valores reales de acero en tracción así como compresión para la viga doblemente reforzada, para hallar el  $A'_s$  en la sección real basta con calcular el momento sobre el punto donde está el acero en tracción de misma sección como se muestra en la siguiente ecuación.

$$A'_{s \text{ sección real}} = A'_{s \text{ sección superpuesta}} \quad \text{Ecuación (46)}$$

Reduciendo la *Ecuación (46)*

$$A'_{s \text{ sección real}} = \frac{M'_n}{f'_s(d - d')} \quad \text{Ecuación (47)}$$

Para el caso de la obtención de  $A_s$  en la sección real, se debe tener en cuenta que la relación que se cumple es que  $A'_s f'_s = A_s f_y$  adicionando el acero en tracción de la sección superpuesta, por o tanto.

$$A'_{s \text{ secc real}} = A_{s1 \text{ super}} + A_{s2 \text{ superper}} \quad \text{Ecuación (48)}$$

Reduciendo la *Ecuación (48)* *Ecuación (46)*

$$A'_{s \text{ secc real}} = pbd + \frac{M'_n}{f_y(d - d')} \quad \text{Ecuación (49)}$$

El séptimo paso, consiste en saber si el acero que está a compresión de la sección doblemente reforzada fluye o no, entonces para ello se asume ciertas suposiciones, el primer caso es que el A's fluya, usamos la ecuaciones siguientes, verificando haber obtenido el valor de  $\varepsilon'_s$  y  $\varepsilon_t$  el cuas sea mayor o igual que 0.0021 y 0.005 respectivamente, asimismo el valor  $\phi$  será de 0.90 para el cálculo de  $\phi M_n$ .

$$C' = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b \beta_1} \quad \text{Ecuación (50)}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} 0.003 \geq 0.0021 \quad \text{Ecuación (51)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003d}{c} - 0.003 \geq 0.005 \quad \text{Ecuación (52)}$$

$$\phi M_n = A'_s f_y \left( \frac{a}{2} - d' \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (53)}$$

a lo contrario cuando A's no fluye se usara la *Ecuación (54)* para hallar el C y con ello en la *Ecuación (51)* nos das el valor que buscamos de  $\varepsilon'_s$  y  $\varepsilon_t$  el cuas sea mayor o igual que 0.0021 y 0.005 respectivamente, conjuntamente a ello se encuentra el  $\phi M_n$  con la *Ecuación (53)*.

$$C = \frac{A_s f_y - A'_s 0.003 E_s \sqrt{(A_s f_y - A'_s 0.003 E_s)^2 + 4(0.85 f'_c \beta_1 b)(A'_s 0.003 E_s d')}}{2(0.85 f'_c \beta_1 b)} \quad \text{Ecuación (54)}$$

Antes de realizar el diseño por corte para vigas, se debe tener en cuenta el capítulo 21 de la Norma E060 en el sub ítem 21.1 donde señala el tipo de sistema estructural, debiendo tener en cuenta los porcentajes que absorben fuerzas laterales según el tipo de sistema estructural.

El diseño por fuerza cortante para vigas cambia según a los dos tipos de sistemas estructurales presentes en la estructura, muros estructurales – dual tipo I.

Como primer paso, tener en cuenta la consideración de la figura 21.4.4 del sub ítem 21.4.4 para elementos en flexión (Norma E060, 2009)

Segundo paso se plantea localizar las zonas de confinamiento que viene a ser “ $2h$ ” la cual nos brinda la distancia donde se dispondrá un espaciamnetode estribos “ $s$ ” más reducido respecto a la zona central de la viga.

Para los diámetros de estribos esta relacionado al acero longitudinal, acero longitudinal de  $5/8$ ” el estribo será de  $8\text{mm}$ , acero longitudinal hasta  $1$ ” el estribo será de  $3/8$ ”.

Como tercer paso se necesita saber que espaciamiento lleva en las zonas de confinamiento, para ello nos dirigimos al sub ítem 21.4.4, donde nos da las relaciones de esparcimiento, entre ellas se elige la de menor distancia que resulte,  $d/4$ ;  $100\phi_{\text{long}}$  de menor diámetro;  $24\phi_{\text{estribo}}$  o  $30\text{cm}$ .

Como cuarto paso determinamos el espaciamiento en la zona central de la viga, de acuerdo al sub ítem 21.4.4.5 de la norma E060 donde dice que el espaciamiento no debe superar los “ $d/2$ ”.

Como quinto paso desarrollamos la verificación por fuerza cortante de los esparcimientos antes obtenidos. De los cortantes obtenidos “ $V_u$ ” cortante amplificado y “ $V_n$ ” cortante nominal, el cual es dado por contribuciones del concreto y acero.

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (55)}$$

Para  $V_c$  y  $V_s$  tenemos:

$$V_c = 0.543\sqrt{f'_c}bd \quad \text{Ecuación (56)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \text{Ecuación (57)}$$

Para “ $A_v$ ” tomamos el área elegida para nuestro estribo el cual resistirá la fuerza cortante, para estribos comunes se tomará como dos veces el área de acero en posición vertical y  $S$  viene a ser el espaciamiento tomado inicialmente. Importante también tener en cuenta el valor de “ $\phi$ ” cuenta para el diseño por corte que toma un valor de 0.85.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad \text{Ecuación (58)}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación (59)}$$

Una vez halado  $\phi V_n$ , deberá cumplirse la condición de Ecuación (59); si en caso no se llegara a cumplir la expresión anterior el espaciamiento podrá reducirse hasta que  $\phi V_n$  iguale o supere el valor de  $V_u$ , en ambas verificaciones a distancia de “ $d$ ” y a “ $2h$ ”.

El diseño por capacidad consiste en generar momentos nominales de la viga para una amplificación de carga en un 25% de tal forma que esta carga modificada genere nuevos momentos nominales, con esto verificamos que la viga no presente fallas como, falla frágil debido a que en muchos casos en la cuantía de acero por flexión supera por mucho a la de corte, con este diseño se obtiene

nuevos espacimientos con los cuales verificamos al diseño anterior. Para este diseño se evalúa la sección para diferentes comportamientos.

Como primer paso determinamos la carga modificada la cual la carga ultima aplicada sobre la viga multiplicada por 1.25.

Como segundo paso se encuentra la cortante isostática, la cual la hallamos con la *Ecuación (60)* a la cual se le adiciona la cortante hiperestática determinada con la *Ecuación (61)*, con lo cual hallamos el nuevo cortante Vu.

$$V_{iso} = \frac{W_u l n}{2} \quad \text{Ecuación (60)}$$

$$V_{hipe} = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l n} \quad \text{Ecuación (61)}$$

Como tercer paso, tomamos momentos máximos nominales y así obtener un nuevo ajuste de los estribos para la viga falle por flexión y no por corte como menciona la norma.

#### 1.4.7.3. Diseño de columnas

Chaves, (2003). Son elementos estructurales verticales las cuales cumplen la función de recibir las sollicitaciones de carga transmitida por las vigas, la cual deposita a los cimientos de la estructura, y permiten tener a la estructura varios niveles. Igualmente, las columnas forman junto con las vigas los pórticos de los cuales se ensambla la estructura en general. Las columnas principalmente están sometidas a compresión y al mismo tiempo a fuerzas de flexión denominado flexo compresión, pues los momentos de flexión en las vigas se trasmiten a estas junto con las cargas verticales de la propia estructura.



El diseño de una columna con estribos tiene una cuantía que está en función de la resistencia del recubrimiento y otra del refuerzo las cuales se expresan mediante la ecuación.

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ecuación (62)}$$

Por lo general para diseñar columnas, se realiza el diseño por esbeltez, el diseño por flexocompresión y el diseño por corte, partimos por el primer diseño dando los pasos a seguir.

Como primer paso, se debe tener en cuenta que, si no está arriostrado el elemento contra los desplazamientos laterales, es necesario calcular la relación de esbeltez.

$$\frac{klu}{r} < 22 \quad \text{Ecuación (63)}$$

Dónde el radio de la sección para secciones rectangulares o cuadradas es de “0.3h”, si la expresión anterior se cumple puede despreciarse los efectos de esbeltez.

El valor de “k” para momentos magnificados en elementos con desplazamiento lateral, se halla utilizando los nomogramas de Jackson y Moreland, también se puede utilizar fórmulas que permitan encontrar su valor.

Si  $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 - \psi_m} \quad \text{Ecuación (64)}$$

Si  $\psi_m > 2$

$$k = 0.9\sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{Ecuación (65)}$$

Dónde  $\psi_m$  es el promedio de  $\psi_b$  y  $\psi_t$

Los momentos por sismo en los extremos del elemento son denominados  $M_{1s}$  y  $M_{2s}$ , los cuales se amplifican debido a los efectos  $P\Delta$ . Los momentos que son producto de las cargas por gravedad en los extremos del elemento y que no generan un desplazamiento lateral se designan como  $M_{1ns}$  y  $M_{2ns}$ .

Segundo paso, consiste en hallar el factor de amplificación de momentos de sismo, expresada en la siguiente ecuación.

$$\delta_s = \frac{1}{\frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad \text{Ecuación (66)}$$

Dónde  $\sum P_u$  es la sumatoria de todas las cargas verticales amplificadas en el nivel de análisis y  $P_c$  es la suma de cargas de pandeo de Euler expresado como.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad \text{Ecuación (67)}$$

Como tercer paso se efectúa el factor de amplificador de momentos por cada uno de los momentos de sismo para cada extremo del elemento.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad \text{Ecuación (68)}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad \text{Ecuación (69)}$$

Los momentos M1 y M2 serían los momentos de diseño con los que se determinaría la cuantía necesaria.

Como cuarto paso, tenemos los requisitos necesarios que se deben obtener para buscar la cuantía necesaria en los diagramas, que están expresados según las suficientes ecuaciones.

$$\gamma = \frac{h - 2(\text{rec} + \phi_e + \frac{\phi_l}{2})}{h} \quad \text{Ecuación (70)}$$

Hallamos la carga axial nominal, excentricidad,

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \quad \text{Ecuación (71)}$$

$$e = \frac{(M_1 \text{ o } M_2)_{\text{Max}}}{P_u} \quad \text{Ecuación (72)}$$

Así conseguimos el valor de Kn con la ecuación siguiente.

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} \quad \text{Ecuación (73)}$$

Y para Rn

$$R_n = \frac{P_n \times e}{f'_c A_g h} \quad \text{Ecuación (74)}$$

Al realizar la interpolación en las gráficas nos arroja la cuantía dependiendo del valor fe gamma  $\gamma$ , con lo hallamos el acero necesario según la ecuación siguiente.

$$A_{s_c} = \rho b h$$

Ecuación (75)

El diseño por flexocompresión para elementos sometidos a carga axial, se realiza mediante una superficie de interacción que por lo general está determinada por puntos según sea la variación de la aplicación de la carga y el cambio de sitio del eje neutro.

Como primer paso tenemos que tomar la cuantía hallada y si en caso la columna desprecia los efectos de esbeltez puede asumirse una cuantía mínima de 1%. Una vez optada la cuantía se determina el acero requerido, para luego determinar la cantidad e varillas a colocarse. Debe verificarse que el espaciamiento de barra a barra se la indicada en la Norma E060

En caso se rectifique y se adiciones más varillas deberá calcularse la cuantía real.

Como segundo paso, se deberá crear la sección en el programa ETABS con el acero respectivo de modo que realice la superficie de interacción en base a la resistencia obtenida por la sección de la columna y el acero colocado.

Como tercer paso, se extrae del programa ETABS las demandas, carga axial y los momentos en ambas direcciones, los cuales vienen nombrados como “P”, “M22” y “M33”, para los casos de carga muerta, carga viva y sismo en las direcciones “X” y “Y”.

Como cuarto paso se extrae todos los datos de la superficie de interacción que por lo general es una agrupación de diagramas de intención para cada ángulo, en “Y” de 0° a 180° y “X” de 90° a 270°.

Como quinto paso, se determina la demanda sísmica por medio de las combinaciones dadas por la Norma E060, para sismos en la dirección “X” tanto negativos como positivo, y sino en la dirección “Y” de igual manera.

Para el diseño por corte para columnas seguimos con las indicaciones para muros estructurales según la norma E060

Como primer paso, calculamos la resistencia del concreto con la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) bd \quad \text{Ecuación (76)}$$

La resistencia que genera el acero es.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \text{Ecuación (77)}$$

Como segundo paso se encuentran las zonas de confinamiento “Lo” y “So” para ambos extremos del elemento, a partir de las caras de las vigas hacia el centro de la columna, los espaciamientos para “Lo” no debe ser menor que el mayor entre;  $L_n/6$ , la máxima sección del elemento y 50cm; y para “So” el espaciamiento no debe exceder al menor que;  $8\emptyset_{long}$ , la mitad de la menor sección del elemento o 10cm.

El espaciamiento en la zona no confinada no debe ser menor que;  $16\emptyset_{long}$ ,  $48\emptyset_{estr}$ , la sección transversal menor del elemento,  $d/2$  o 30cm, y se debe verificar que los espaciamientos escogidos cumplan con  $\emptyset V_n \geq V_u$ .

Como tercer paso se halla el valor de la resistencia nominal a corte, calculada por la siguiente ecuación.

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (78)}$$

Para la ecuación de verificación el  $\phi$  es 0.70 para refuerzo con estribos

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad \text{Ecuación (79)}$$

Se debe cumplir la relación  $\phi V_n \geq V_u$ , que es la resistencia nominal debe ser mayor a la cortante de demanda.

El diseño para placas o muros de concreto reforzado por flexo-compresión, elementos sometidos a cortantes grandes y carga axial, se realizan mediante una superficie de interacción que por lo general está determinada por puntos según sea la variación de la aplicación de la carga y el cambio de sitio del eje neutro.

En la Norma E060 establece que la cuantía horizontal debe ser calculada según la ecuación siguiente.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y} \quad \text{Ecuación (80)}$$

Dónde la separación o espaciamiento entre barras de este refuerzo horizontal no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni de 40cm

Para la cuantía vertical de las placas de concreto armado debe ser:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad \text{Ecuación (81)}$$

$$\rho_v \geq 0.0025 \quad \text{Ecuación (82)}$$

El valor de “Hm” es la altura total del muro y “Lm” es la longitud total del muro, al igual que el refuerzo e horizontal, el espaciamiento del refuerzo vertical no debe exceder tres veces el espesor del muro ni 40cm.

Para muros estructurales cuyo espesor es mayor de 20 cm, debe restringirse el refuerzo horizontal tanto vertical en ambos sentidos y en las dos caras del muro. Además, dice que se deben emplear por lo menos dos capas de refuerzo cuando el muro tenga un espesor menor de 20cm (Norma E060, 2009), y se vede verificar que:

$$V_u = 0.23 A_{cw} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (83)}$$

Como primer paso, se calcula la cortante máxima actuante en el muro, Vu, así poder hallar el  $\phi V_s$ , en la siguiente ecuación.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \quad \text{Ecuación (84)}$$

Dónde la resistencia otorgada por el concreto se determina por.

$$\phi V_c = \phi \alpha_c \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad \text{Ecuación (85)}$$

Como segundo paso, obtenemos el valor de  $\alpha_c$  el cual depende de la relación existente entre la altura total del muro y su longitud total, tomando dos valores distintos de acuerdo con.

$$\frac{H_m}{L_m} \leq 1.5 \text{ entonces } \alpha_c = 0.80 \quad \text{Ecuación (86)}$$

$$\frac{H_m}{L_m} \geq 2 \text{ entonces } \alpha_c = 0.53 \quad \text{Ecuación (87)}$$

Como tercer paso, ya calculado el valor de  $\emptyset V_s$ , dividimos entre el factor de resistencia 0.85 para obtener  $V_s$ .

Como cuarto paso, generamos la cuantía horizontal mediante la siguiente ecuación.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y} \geq 0.0025 \quad \text{Ecuación (88)}$$

Tenemos en cuenta que el valor de la cuantía mínima horizontal es de 0.0025

Como quinto paso, encontramos el valor de “Ash” para un metro largo, valor que se determina por la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \rho_h 100t \quad \text{Ecuación (89)}$$

Como sexto paso, determinamos el espaciamiento del refuerzo horizontal como.

$$S = \frac{A_v}{A_{sv}/m} \quad \text{Ecuación (90)}$$

En caso que se requiera acero en dos capas, se multiplica por dos el valor de la barra a usarse.



Como sexto paso, generamos la cuantía vertical mediante la Ecuación (91), teniendo en cuenta que la cuantía mínima esta dada por la Ecuación (92)

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad \text{Ecuación (91)}$$

$$\rho_v \geq 0.0025 \quad \text{Ecuación (92)}$$

Como séptimo paso, determinamos el valor de “Ash” para un metro de largo, este valor se determina por la siguiente expresión.

$$A_{sh} = \rho_v 100t \quad \text{Ecuación (93)}$$

Como octavo paso, halamos el espaciamiento del refuerzo vertical con la Ecuación (90) mencionada anteriormente.

Con lo calculado anteriormente, se tiene el refuerzo propiamente de los muros en su totalidad peor no se ha tenido si la placa tiene núcleos de borde, para ello, se puede estimar que si el esfuerzo a compresión máximo es mayor a  $0.20f_c$ , se opta por estos núcleos de borde:

$$\sigma_{commax} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad \text{Ecuación (94)}$$

Como noveno paso, encontramos el valor de “c” que tiene a variar debido a la posición del eje neutro.

$$c = \left( \frac{\alpha + \omega}{0.85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w \quad \text{Ecuación (95)}$$

Dónde el valor de  $\alpha$  y  $\omega$  son:

$$\alpha = \frac{N_u}{h l_w f'_c} \quad \text{Ecuación (96)}$$

$$\omega = \rho_v \frac{f_y}{f'_c} \quad \text{Ecuación (97)}$$

Como decimo paso, las dimensiones de los núcleos de borde son en general: la dimensión en vertical que puede iniciar en “t” y la dimensión en horizontal que puede deducirse como “2t” o “0.1Lm”

Como undécimo paso, estimamos una cuantía mínima de 1% para los núcleos de borde.

Como duodécimo paso, encontramos la carga última en el elemento de borde

$$P_{u\ conf} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_U}{L} \quad \text{Ecuación (98)}$$

Como decimotercer paso, hallada la carga axial actuante en el elemento de borde la cual verificamos que sea menor que  $\phi P_n$ :

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad \text{Ecuación (99)}$$

Verificamos que se cumpla la relación  $\phi P_n \geq P_{u\ conf}$ , y el valor de “ $\phi$ ” para elementos sometidos a cargas axiales será de 0.7.

Como Decimocuarto paso, el refuerzo transversal para los elementos de borde de la placa, se determina con el mayor de las siguientes ecuaciones.

$$A_{sh} = 0.3Sb_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \text{Ecuación (100)}$$

$$A_{sh} = 0.9Sb_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ecuación (101)}$$

El valor de “Ach” es el área de la sección transversal medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

Como decimoquinto paso, calculamos el espaciamiento seleccionando el menor de los valores siguientes;  $t_{min}/4$ , 8db o 20 cm.

Se debe cumplir que las ramas en cada dirección planteadas para el refuerzo transversal de los núcleos de borde sea la estipulada por la Norma E060 -2009.

Como dieciseisavo paso, es crear la sección en el programa ETABS, con el acero respectivo de modo que realice la superficie de interacción en base a resistencia obtenida por la sección de la columna y el acero colocado.

Como decimoséptimo paso, se extrae del programa ETABS las solicitaciones, carga axial y los momentos en ambas direcciones, es decir los esfuerzos denominados como “P”, “M22” y “M33”, para los casos de carga muerta, viva, sismo en ambas direcciones XX y YY.

Como decimoctavo paso, se extrae todos los datos de la superficie de interacción que por lo general es una agrupación de diagramas de interacción para cada cierto ángulo, solo se trabajara con los diagramas pertenecientes al diagrama de interacción en la dirección “Y” de 0° a 180° y para “X” de 90° a 270°, de esta manera esta

asegurad que los puntos de demanda estén dentro de la superficie de interacción.

Como decimonoveno paso, se determina la demanda sísmica por medio de las combinaciones dadas por la Norma E060 – 2009, tanto en X como sismo positivo y negativo, en Y como sismo positivo y negativo.

#### 1.4.7.4. Diseño de la cimentación

Teodoro, (2002). La cimentación es aquella parte de la estructura que se encuentra en el sub suelo y cumple la función de distribuir las cargas que transmiten las columnas, distribuyéndolas hacia el suelo a través de las zapatas. Las cimentaciones pueden ser superficiales o profundas.

Para zapatas ya sea conectadas o combinadas, comprende un diseño completo por flexión, corte y funcionamiento; el proceso para diseño por flexión de una zapata combinada se da a continuación.

Como primer paso, obtenemos el  $\sigma_{adm}$ , resultado que se tiene de la diferencia entre el esfuerzo del terreno y las cargas aplicadas

$$\sigma_{adm} = \sigma_{terreno} - \left[ \left( \frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + \frac{s}{c} \right] \quad \text{Ecuación (102)}$$

Como segundo paso, tenemos la longitud de la zapata combinada “Lz” de esta manera lograremos adquirir el valor de “Bz” producto de la siguiente ecuación.

$$A_z = \frac{P_{s1} + P_{s2}}{\sigma_{neto}} \quad \text{Ecuación (103)}$$

Como tercer paso, graficamos el diagrama de cortantes y momentos para la zapata combinada, de esta forma obtendremos el momento máximo.

Como cuarto paso, procedemos a encontrar el valor del dimensionamiento del peralte de la zapata combinada.

$$d_{longitudinal} = \sqrt{\frac{M_u \max}{\phi b R_n}} \quad \text{Ecuación (104)}$$

El valor del momento máximo  $M_u \max$  deberá ser el momento amplificado para calcular “d”, determinado como.

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV} \quad \text{Ecuación (105)}$$

Como quinto paso, se procede a determinar valor de  $R_n$ .

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - 0.59\rho \frac{f_y}{f'_s} \right) \quad \text{Ecuación (106)}$$

La cuantía utilizar es la mínima, calculada como.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{Ecuación (107)}$$

Como sexto paso, tener en cuenta que el valor “Z” de la profundidad de la zapata está dada por la suma del peralte del elemento más 10cm.

$$Z = d + 10 \quad \text{Ecuación (108)}$$

La verificación por corte se realiza a una distancia “d”, para ello se debe tener el máximo momento cortante ubicado en el diagrama de cortes, adicional a ello calculamos la resistencia a corte otorgada por el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad \text{Ecuación (109)}$$

Cuando se produzca que la cortante nominal no es mayor a la cortante actuante, entonces la zapata combinada va a necesitar acero para maximizar la resistencia al corte. A continuación, se menciona los pasos para el cálculo de acero necesario.

Como primer paso, se determina el valor de  $V_s$ .

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{Ecuación (110)}$$

Segundo paso determinamos una separación aproximada para una resistencia de acero por corte, en donde se toma en cuenta las ramas de acero verticales de los estribos a considerar.

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad \text{Ecuación (111)}$$

De esta manera se cumple la relación en el diseño por resistencia al corte.

$$\phi V_c \geq V_u \quad \text{Ecuación (112)}$$

Como séptimo paso, se calcula el acero a flexión longitudinal, determinada por la ecuación siguiente

$$A_s = \rho L_z d \quad \text{Ecuación (113)}$$

Como octavo paso, el “As” colocado no debe ser menor que el acero mínimo, el cual se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$A_{s \min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d \quad \text{Ecuación (114)}$$

Como noveno paso se encuentra la separación del acero longitudinal de la zapata combinada.

$$S = \frac{L_z - 2 \left( rec + \frac{\phi long}{2} \right)}{n_{barras} - 1} \quad \text{Ecuación (115)}$$

Como decimo paso, se procede a determinar el acero transversal a partir del momento ultimo actuante en las secciones transversales para cada columna, donde el valor de  $M_{u \max}$  se calcula según la ecuación Ecuación (116), el cual debe ser amplificado mediante el factor “f” encontrado con la Ecuación (117).

$$M_{u \max} = f q_{adm} B_z \frac{v^2}{2} \quad \text{Ecuación (116)}$$

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV} \quad \text{Ecuación (117)}$$

Como undécimo paso, se encuentra el valor del peralte de la zapata combinada.

$$d_{transversal} = \sqrt{\frac{M_{u \max}}{\phi b R_n}} \quad \text{Ecuación (118)}$$

Como duodécimo paso, se determina el valor de  $R_n$ .

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación (119)}$$

Para el valor de la cuantía la cual asumiremos la mínima.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{Ecuación (120)}$$

Hasta el momento se a clausulado dos valores de “d” para la zapata combinada, el valor óptimo para su diseño se va tomar el mayor de los dos

$$d_{diseño} = (d_{longitudinal}, d_{transversal})_{max} \quad \text{Ecuación (121)}$$

Dónde casi siempre se cumple la relación siguiente

$$d_{longitudinal} > d_{transversal} \quad \text{Ecuación (122)}$$

Como decimotercer paso, se calcula el acero transversal mediante la expresión siguiente.

$$A_s = \rho B_z d \quad \text{Ecuación (123)}$$

Como decimocuarto paso, el “ $A_s$ ” colocado no debe ser menor que el acero mínimo, el cual puede hallarse empleando la Ecuación (114).

Como decimoquinto paso, la separación del acero transversal de la zapata combinada se puede determinar con la Ecuación (115).



Verificación por punzonamiento de la zapata combinada.

Como primer paso se realiza a “d/2” de las caras de las columnas donde la cortante  $V_u$ , debe ser.

$$V_u = q'_{adn} A_{col} - q'_{adn} \left( \left( bc + \frac{d}{2} \right) (bc + d) \right) \quad \text{Ecuación (124)}$$

Como segundo paso, la resistencia nominal tiene el valor del menor de las expresiones siguientes.

$$\phi V_n = \phi 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad \text{Ecuación (125)}$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b d \quad \text{Ecuación (126)}$$

$$\phi V_n = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b d \quad \text{Ecuación (127)}$$

La resistencia nominal es mayor que la cortante actuante, para ello debe cumplirse

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación (128)}$$

La verificación por punzonamiento para la otra cortante sobre la zapata se sigue el mismo procedimiento, con la diferencia que debe considerarse los cuatro lados de la columna.

El diseño para una zapata conectada se realiza por el siguiente procedimiento, empezando con el diseño por flexión de la zapata conectada.

$$\sigma_{adn} = \sigma_{terreno} - \left[ \left( \frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + s/c \right] \quad \text{Ecuación (129)}$$

Como segundo paso, se obtiene el diagrama de momentos y cortantes para la combinación de carga ultima.

Como tercer paso, se pre-dimensiona la viga de cimentación que por lo general tiene un peralte bastante considerable; el pre-dimensionamiento de la viga de cimentación es.

$$h = \frac{L_n}{9} \text{ o } \frac{L_n}{7} \quad \text{Ecuación (130)}$$

El valor de “b” de la viga de cimentación puede adquirir el espesor de las columnas en esa dirección, en caso las columnas sean diferentes dimensiones, puede considerarse “b” como la menor dimensión.

Como cuarto paso, calculamos el valor de “d” de la viga restando al peralte total 6cm.

Como quinto paso, para el diseño de viga de cimentación, se toma una cuantía en la parte superior equivalente a la expresión siguiente.

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) \quad \text{Ecuación (131)}$$

Y en la parte inferior se puede tomar como la mitad del acero superior, el cual permite que la viga tenga un comportamiento adecuado a corte si esta requiriese estribos de confinamiento, que en general se colocan por montaje debido a que la cortante es mínima.

Como sexto paso, el diseño por corte de la viga de cimentación puede calcularse como el cortante a la cara de zapata, que va a ser el cortante máximo,  $V_u$ . Y la resistencia máxima del concreto es:

$$\phi V_c \geq V_u \quad \text{Ecuación (132)}$$

Muchas veces solo basta con la resistencia a corte del concreto de la viga de cimentación, para estos casos se utiliza el confinamiento y zonas fuera de confinamiento.

en lo siguiente, se diseña la zapata sometida a la carga por la columna excéntrica, diseñándose en primer lugar por flexión.

Como primer paso, obtener el  $\sigma'_{adn}$  para las dimensiones adoptadas para la zapata a diseñarse.

Como segundo paso, se procede a determinar el valor del dimensionamiento del peralte de la zapata conectada.

$$d_{longitudinal} = \sqrt{\frac{M_{u \max}}{\phi b R_n}} \quad \text{Ecuación (133)}$$

El valor del momento máximo  $M_{u \max}$  deberá ser el momento amplificado para calcular “d”, determinado como.

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV} \quad \text{Ecuación (134)}$$

Como tercer paso, se procede a determinar valor de  $R_n$ .

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_s} \right) \quad \text{Ecuación (135)}$$

La cuantía utilizar es la mínima, calculada como.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{Ecuación (136)}$$

Como cuarto paso, se calcula el acero a flexión longitudinal, determinada por la ecuación siguiente

$$A_s = \rho L_z d \quad \text{Ecuación (137)}$$

Como quinto paso, el “As” colocado no debe ser menor que el acero mínimo, el cual se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$A_{s\ min} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{Ecuación (138)}$$

Como sexto paso se encuentra la separación del acero longitudinal de la zapata conectada.

$$S = \frac{L_z - 2 \left( rec + \frac{\phi long}{2} \right)}{n_{barras} - 1} \quad \text{Ecuación (139)}$$

Como séptimo paso, se procede a determinar el acero transversal a partir del momento ultimo actuante en las secciones transversales para cada columna, donde el valor de  $M_{u\ max}$  se calcula según la ecuación Ecuación (116), el cual debe ser amplificado mediante el factor “f” encontrado con la Ecuación (117).

$$M_{u\ Max} = f q_{adm} B_z \frac{v^2}{2} \quad \text{Ecuación (140)}$$

$$f = \frac{1.4CM + 1.7CV}{CM + CV} \quad \text{Ecuación (141)}$$

Como octavo paso, se encuentra el valor del peralte de la zapata conectada.

$$d_{transversal} = \sqrt{\frac{M_u Max}{\phi b R_n}} \quad \text{Ecuación (142)}$$

Como decimo paso, se determina el valor de  $R_n$ .

$$R_n = \rho f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación (143)}$$

Para el valor de la cuantía la cual asumiremos la mínima.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{Ecuación (144)}$$

Hasta el momento se a clausulado dos valores de “d” para la zapata conectada, el valor óptimo para su diseño se va tomar el mayor de los dos

$$d_{diseño} = (d_{longitudinal}, d_{transversal})_{max} \quad \text{Ecuación (145)}$$

Dónde casi siempre se cumple la relación siguiente

$$d_{longitudinal} > d_{transversal} \quad \text{Ecuación (146)}$$

Como undécimo paso, se calcula el acero transversal mediante la expresión siguiente.

$$A_s = \rho B_z d \quad \text{Ecuación (147)}$$

Como decimocuarto paso, el “As” colocado no debe ser menor que el acero mínimo, el cual puede hallarse empleando la Ecuación (114).

Como decimoquinto paso, la separación del acero transversal de la zapata combinada se puede determinar con la Ecuación (115).

Para las zapatas céntricas que conforma la zapata conectada, sigue el mismo procedimiento que una zapata excéntrica, con los cambios que tiene por la posición de la columna, sin embargo, la secuencia se respeta.

La verificación por corte se realiza a una distancia “d”, para ello se debe tener el máximo momento cortante ubicado en el diagrama de cortes.

Pasamos a verificar la resistencia a corte del concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad \text{Ecuación (148)}$$

Cuando se produzca que la cortante nominal no es mayor que la cortante actuante, entonces la zapata a diseñarse necesita acero de corte, procediendo de la siguiente manera.

Como primer paso, determinamos el valor Vs.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{Ecuación (149)}$$

Como segundo paso determinamos una separación aproximada para una resistencia de acero por corte, en donde tomamos en cuenta las ramas de acero verticales de los estribos a considerar.

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad \text{Ecuación (150)}$$

De esta manera se cumpliría la relación de diseño por resistencia a corte.

$$\phi V_c \geq V_u \quad \text{Ecuación (151)}$$

La verificación por punzonamiento de la zapata excéntrica que conforma la conexión, primer paso, se realiza a “d/2” de las caras de las columnas, donde la cortante  $V_u$ , debe ser.

$$V_u = q'_{adn} A_{col} - q'_{adn} \left( \left( bc + \frac{d}{2} \right) (bc + d) \right) \quad \text{Ecuación (152)}$$

Como segundo paso, la resistencia nominal tiene el valor del menor de las expresiones siguientes.

$$\phi V_n = \phi 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c b d} \quad \text{Ecuación (153)}$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c b d} \quad \text{Ecuación (154)}$$

$$\phi V_n = \phi 1.06 \sqrt{f'_c b d} \quad \text{Ecuación (155)}$$

La resistencia nominal es mayor que la cortante actuante, para ello debe cumplirse

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación (156)}$$

#### 1.4.7.5. Diseño de escaleras y rampas

Teodoro, (2002). Son elementos no estructurales que cumplen la función de conectar un nivel con otro, para su diseño se tiene en

cuenta la comodidad que brindara al usuario el cual depende a su inclinación y descansos, los pasos y contrapasos generalmente miden entre 25 cm a 30 cm y de 16 cm a 19 cm respectivamente.

El diseño de las escaleras se realiza por flexión y corte, seguidamente se describe el procedimiento para el diseño por flexión.

Como primer paso, se calcula “ $h_m$ ” del elemento con la siguiente ecuación.

$$h_m = \frac{(\sqrt{P^2 + CP^2})t}{P \cos \theta} + \frac{CP}{2} \quad \text{Ecuación (157)}$$

Como segundo paso, se aplica las cargas de peso propio, sobrecarga y acabados sobre el elemento, el cual puede tomarse como una viga con apoyos determinados en sus extremos, de este modo se halla los momentos positivo y negativo, los cuales debemos modificar según las condiciones de apoyo.

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \text{ para muros de albañilería, vigas chatas y losas} \\ 0.9 \text{ para vigas peraltadas} \\ 0.8 \text{ para muros de concreto armado} \end{array} \right\}$$

La cuantía a utilizar para el acero longitudinal se calcula mediante la Ecuación (158) y el valor de  $R_n$  con la Ecuación (159)

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) \quad \text{Ecuación (158)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad \text{Ecuación (159)}$$



Para el acero longitudinal requerido para un metro de losa, se encuentra mediante la Ecuación (160) y el espaciamiento del acero con la Ecuación (161).

$$A_s = \rho 100d \quad \text{Ecuación (160)}$$

$$S = \frac{2A_b}{A_{req}/m} \quad \text{Ecuación (161)}$$

Para el acero transversal requerido para un metro de losa, se encuentra con una cuantía mínima,  $\rho = 0.0018$ , con lo cual reemplazamos en la Ecuación (162) y también calculamos el espaciamiento del acero con la Ecuación (163).

$$A_s = \rho 100d \quad \text{Ecuación (162)}$$

$$S = \frac{2A_b}{A_{req}/m} \quad \text{Ecuación (163)}$$

El diseño del muro semisótano está sometido a la presión del suelo y una sobrecarga, la presión del suelo está relacionada con el tipo de suelo.

El procedimiento de diseño por flexión del muro de semisótano puede realizar considerando dos casos, como primera opción es tomar una fracción del muro de un metro, el cual asumimos que se comporta como una viga, de este modo se tiene los momentos máximos negativo y positivo, con los cuales calculamos los refuerzos en acero de ambas caras, la segunda opción es considerar el muro con todas sus dimensiones, con una presión en tres direcciones de manera que vistas frontalmente se puede observar la presión de la tierra y sobrecarga.

Para la primera opción, el refuerzo del muro de semisótano se calcula con una cuantía mínima de 0.0018, entonces el acero necesario calculado con la Ecuación (164) y su espaciamiento con la Ecuación (165)

$$As = \rho 100d \quad \text{Ecuación (164)}$$

$$S = \frac{2A_b}{A_{req}/m} \quad \text{Ecuación (165)}$$

Para la segunda opción, el refuerzo del muro de semisótano se calculará con una cuantía mínima de 0.0018, siendo la Ecuación (166) para el acero necesario y la Ecuación (167) para el espaciamiento de sus barras.

$$As = \rho bd \quad \text{Ecuación (166)}$$

$$S = \frac{B_z - 2 \left( rec + \frac{\phi long}{2} \right)}{n_{baras} - 1} \quad \text{Ecuación (167)}$$

### 1.5. Formulación del problema

¿Cuál es el diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz – La Libertad?

### 1.6. Justificación del estudio

Este proyecto se justificó teóricamente porque apporto conocimiento para un uso correcto del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE y también se aplicó conocimientos aprendidos en la universidad.

La parte metodológica se enfocó a diseñar todos los elementos estructurales de manera óptima con los parámetros mencionados en la norma vigente, en tanto a la

geometría y contenido de acero, se trató de no sobredimensionar y se respetó los rangos de seguridad según reglamento, los cuales son necesarios para que la estructura se desempeñe de manera segura durante su tiempo de vida útil.

Este proyecto se justificó en la parte práctica porque en zonas de la sierra donde las intensas lluvias caen y al entrar en contacto de forma directa o indirecta con la parte estructura de las edificaciones, genera en el suelo inmediato a estas, una humedad excesiva la que ocasiona el deterioro paulatino de sus elementos, con el fin de evitar estos problemas se realizó esta investigación que está enfocado a diseñar la estructura de un centro comercial la cual posea un óptimo sistema pluvial para una correcta evacuación de las aguas provenientes de las precipitaciones, en el cual se optimizo los espacios tanto para uso de estacionamiento vehicular y descarga de productos, como en la disposición de espacios para diferentes estratos de población que acuden con un fin particular, generando desarrollo socio económico, pues se cubrió las necesidades y solucionado los problemas antes mencionados, en la ciudad de Tayabamba, esto se traduce económicamente beneficioso en términos de la construcción del edificio en sí, porque ayuda a abaratar los costos de materiales y mano de obra.

A futuro será de gran importancia para el desarrollo económico y social del distrito, generando más demanda de recursos, transporte y con ello la generación puestos de trabajo. Así mismo esta investigación generara nuevos conocimientos para investigaciones que se quieran hacer en la zona de estudio.

### 1.7. Hipótesis

El diseño pluvial y estructural a implementar para el centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz – La Libertad, será el más adecuado y responderá a la necesidad propuesta

### 1.8. Objetivos

#### General

Realizar el diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz – La Libertad, 2018

### Específicos

- Realizar levantamiento topográfico de la zona
- Realizar el estudio de mecánica de suelos EMS
- Realizar el estudio hidrológico de la zona
- Realizar el análisis estático
- Realizar el análisis dinámico
- Realizar el diseño estructural
- Diseñar el sistema pluvial

## II. MÉTODO

### 2.1. Diseño de investigación

La investigación trabajada es de diseño no experimental, transversal, el tipo de estudio es descriptivo simple de toma única de datos.

$$M \text{ — } O$$

Dónde:

M: Área de estudio para realizar el diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz – La Libertad

O: Medición según estudios topográficos, Mecánica de Suelos, Hidrológicos.

### 2.2. Variables, Operacionalización

Variable

Diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba – Pataz – La Libertad, 2018

Definición Conceptual

Es un proceso de Ing. Civil donde se aplica conocimientos y métodos, usando información de la zona y tipo de suelo con los cuales se procede a realizar los cálculos, tanto pluvial y estructural debiendo regirse al RNE donde se encuentran todos los parámetros de diseño para un correcto diseño.

Definición Operacional

El diseño pluvial y estructural del centro comercial se realizará determinando las características y parámetros básicos necesarios de acuerdo a las normas vigentes.

VARIABLE	DIMENSIONES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Diseño pluvial y estructural de centro comercial	Levantamiento topográfico	Es un proceso por el cual se logra determinar el relieve del área de estudio, con datos como lo son las cotas, distancias y ángulos tomados por medio de un instrumento topográfico. (Alcántara, 2014)	Levantamiento de los datos del terreno mediante instrumentos topográficos.	Distancias (m)	Cuantitativa de Razón
				Ángulos (°, ', ")	Cuantitativa de Intervalo
				Elevación (msnm)	Cuantitativa de Razón
				Área de estudio (m <sup>2</sup> )	Cuantitativa de Razón
	Estudio de suelos EMS	Estudio realizado en la zona de estudio, para determinar las características de los suelos, con la finalidad de asegurar la estabilidad, permanencia de la edificación y el uso racional de los recursos (Suelos y cimentaciones norma E050, 2006)	Identificación de tipo de suelo y demás características mediante extracción de estratos y calicatas para su procesamiento en laboratorio	Granulometría (%)	Cuantitativa de Razón
				Contenido de humedad (%)	Cuantitativa de Razón
				Límites de atterberg (%)	Cuantitativa de Razón
				Densidad seca máxima (kg/cm <sup>3</sup> )	Cuantitativa de Razón
				Capacidad portante (kg/cm <sup>2</sup> )	Cuantitativa de Razón

Estudio hidrológico	Los estudios hidrológicos se puede cuantificar la cantidad de agua pluvial que se concentra en una zona, con lo cual se puede diseñar un sistema óptimo de evacuación pluvial (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2008).	Datos obtenidos de pluviómetros con los cuales se puede hacer la medición de los caudales para el diseño	Precipitaciones (mm)	Cuantitativa de Razón
			Caudal (m3/s)	Cuantitativa de Razón
Diseño pluvial y estructural empleando	Es un proceso por el cual se diseña una estructura para la edificación aplicando las normas peruanas RNE, de manera que los elementos que unidos conforman la estructura pueda, desempeñarse de manera óptima ante cualquier acción externa ajena a la estructura (Norma técnica diseño Sismorresistente E030, 2018)	Cumplimiento de los parámetros en la RNE vigente	Área de la zona (m2)	Cuantitativa de Razón
			Metrado de carga (Kg)	Cuantitativa de Razón
			Dimensiones de elemento estructurales (m)	Cuantitativa de Razón
			Cantidad de acero (Kg)	Cuantitativa de Razón
			Análisis dinámico	Cuantitativa de Razón
Análisis estático	Cuantitativa de Razón			

## 2.3. Población y muestra

### 2.3.1. Población

En este caso la población fue el área de influencia que comprende la zona del estudio de donde se planteó el diseño pluvial y estructural para un centro comercial en el distrito de Tayabamba, provincia de Pataz, departamento de la Libertad.

### 2.3.2. Muestra

Esta investigación es de tipo descriptiva, se trabajará con el área de influencia de Tayabamba, Distrito de Pataz, la cual comprende un área aproximada 2000m<sup>2</sup> aproximadamente.

## 2.4. Técnica e instrumentos y recolección de datos.

### 2.4.1. Técnicas

Se hizo la Medición a través de levantamiento topográfico con teodolito y el análisis de las características del suelo con la extracción de las muestras de suelo con uso de calicatas, las cuales se analizó en laboratorio.

### 2.4.2. Instrumentos

Se usó herramientas y equipos topográficos con los cuales se obtuvo la topografía del área de la investigación, así mismo, con instrumentos de laboratorio se determinó las características del suelo necesarias para esta investigación.

### 2.4.3. Fuentes

- Reglamento nacional de edificaciones RNE
- Especificaciones Técnicas Generales EG
- Libros de topografía, carreteras, hidrología, entre otros
- Tesis de Estructuras Aporticado y Diseños pluviales publicadas.
- Internet

## 2.5. Métodos de análisis de datos

Para esta investigación los datos de la zona de estudio obtenidos mediante trabajos de levantamiento topográfico se plasmaron en un plano mediante la utilización de



software AutoCAD Civil , posteriormente se determinó los volúmenes de movimiento de tierra, para el diseño de arquitectura se utilizó el software AutoCAD, paralelo a ello el estudio de suelos fue realizado en los laboratorios de la UCV, para el diseño pluvial de la estructura se usaron datos como caudal obtenidos de estudio hidrológico procedente de la Hidrológica Sihuas, y los parámetros de la norma E060 y E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE.

#### 2.6. Aspectos éticos

Se usó parámetros basados en el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE vigente, se contó con apoyo del dueño del terreno, el levantamiento topográfico se realizó con teodolito.

### III. RESULTADOS:

#### 3.1. Levantamiento topográfico de la zona

La topografía del área de estudio es ligeramente inclinada hacia el norte con pendiente promedio de 17 %, presenta 3 áreas techadas con columnas y vigas de madera y calamina, también una construcción de tapial de dos pisos (ver anexos), el terreno posee:

Área: 2055.3 m<sup>2</sup>

Perímetro: 186.23m

Colinda:

Norte: Colinda con el jirón Cesar Vallejo, A lo largo de los tramos A-B, B-C y C-D con 22.92 m, 13.64 m y 33.33 m respectivamente

Sur: Colinda con terreno en el tramo E-F con 63.60 m

Este: colinda con el Jr. Sucre en el tramo F-A con 21.03

Oeste: colinda con Jr. Bolívar en el tramo D-E con 30.82 m

Tabla (18) Tabla de Coordenadas de la poligonal del terreno

Tabla de Coordenadas de la poligonal del terreno					
Punto	Coordenada Norte	Coordenada Este	Cota (msnm)	Tramo	Distancia (m)
29	9084615.22	246920.82	3206.75	A-B	22.92
12	9084629.59	246938.68	3205.99	B-C	13.64
13	9084633.15	2486951.82	3205.13	C-D	33.33
36	9084634.47	246985.11	3205.01	D-E	30.82
35	9084634.10	246990.00	3209.46	E-F	63.59
51	9084595.15	246927.10	3209.43	F-A	21.03

Fuente: Elaboración Propia

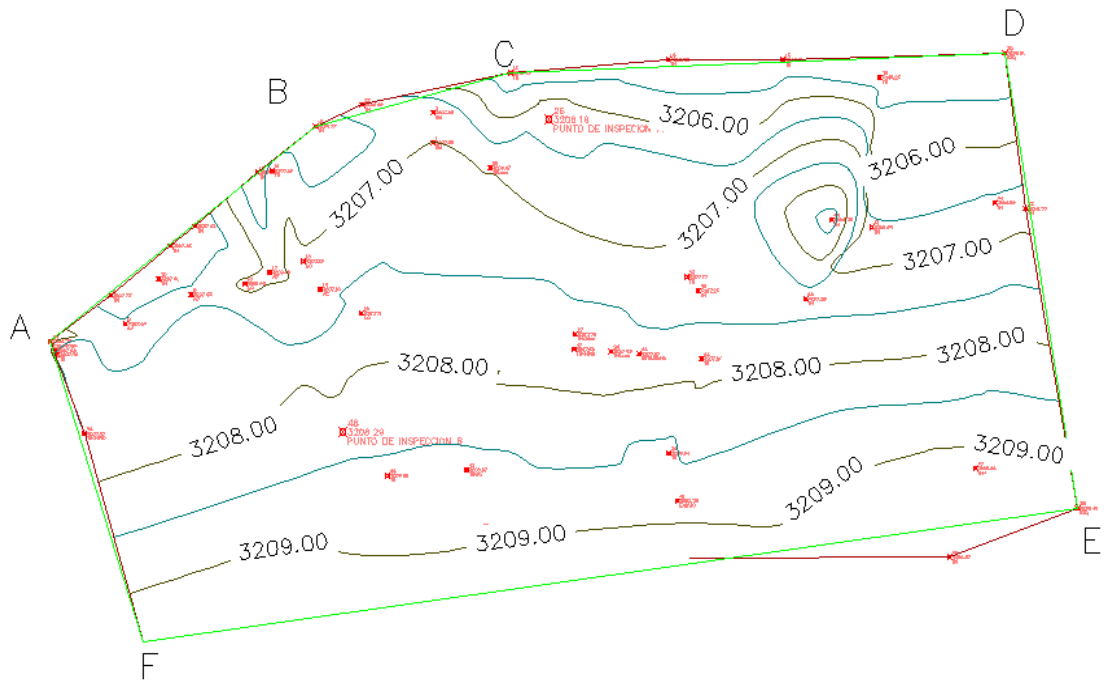


Figura (1) Plano topográfico de área de proyecto

Fuente: Elaboración Propia

### 3.2. Estudio de Mecánica de suelos

Para el estudio de mecánica de suelos se realizó dos excavaciones de un metro cuadrado por tres metros de profundidad en los puntos de inspección indicados en el plano topográfico como, PUNTO DE INSPECCION A y PUNTO DE INSPECCION B, el análisis de las muestras se realizó en los laboratorios de la universidad Cesar vallejo ubicado en el Distrito de Moche – Trujillo, el cual nos dio los parámetros y datos necesarios para el diseño de la estructura (ver anexos).

Tabla ( 19 ) Resumen Estudio de mecánica de suelos

Calicata	N°	C-1	C-2
	Estrato	E-1	E-2
Ubicación		Muestra 1	Muestra 2
Profundidad de estrato		3.00 m	3.00 m
Propiedades físicas	% CH	16.2	16.88
	% Finos	48.99	35.79
	% Arenas	30.31	27.52
	% Gravas	20.70	36.69

	% LL	24	28
	% LP	17	17
	% IP	7	11
Clasificación	SUCS	SM-SC	SC
	AASHTO	A-4 (1)	A-6 (0)
Propiedades Mecánicas	PU (g/cm <sup>3</sup> )	1.232	1.278
	Q <sub>adm.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1.4	1.21

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3. Estudio Hidrológico

En la zona de estudio como muchos lugares del Perú, esta carece de información hidrológica actualizada o pose datos descontinuados a la fecha, entonces para ello se procedió a utilizar datos históricos de una zona adyacente al lugar de la investigación para realizar el estudio hidrológico la cual muestra datos diarios de las precipitaciones.

Estación Adyacente al lugar de la investigación.

Ubicación:

Departamento: Ancash

Provincia: Sihuas

Distrito: Sihuas

Latitud: 88° 34' 0''

Longitud: 77° 39' 0''

Altitud: 2716 msnm

En la cual se seleccionó las precipitaciones máximas anuales para cada año los cuales se muestran en la Tabla (20)

Tabla (20) Datos históricos

Datos Históricos Estación - Sihuas		
ítem	Año	Pmm (Xi)
1	1963	20.3
2	1964	23.7
3	1965	27.6
4	1966	29.4
5	1967	27.3
6	1968	21.9
7	1969	30.4
8	1970	49.1
9	1971	46.3
10	1972	28.1
11	1973	31
12	1974	24
13	1975	20.8
14	1976	30.1
15	1977	24.3
16	1978	27
17	1979	26.6
18	1980	42
19	1981	24.1
20	1982	23.4
21	1983	26
22	1984	12.5
23	1985	19.5
24	1986	20.4
25	1987	28.2
26	1989	31
27	1990	17.7

28	1991	30.8
29	1992	32.4
30	1993	52.5
31	1994	35.3
32	1995	26.9
33	1996	38.3
34	1997	46.9
35	1998	68.3
36	1999	25.2
37	2000	25.8
38	2001	25
39	2002	22.4
40	2003	20.6
41	2004	34.4
42	2005	31.8
43	2006	30.6
44	2007	34.3
45	2008	23.6
46	2009	31
47	2010	23.3
48	2011	21.7
49	2012	34.6
50	2013	26.9
51	2014	32.6

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.1. Periodo de retorno.

Para el proyecto donde la vida útil para este tipo de edificaciones según reglamento es de 75 años, elegimos un periodo de igual valor para el estudio hidrológico.

### 3.3.2. Distribución de probabilidades

#### Distribución Gumbel

Para evaluar nuestra data histórica con la distribución de probabilidades Gumbel, se procedió a realizar el ordenamiento de los datos históricos según la altura de precipitación, de mayor a menor, a los cuales se le asignó un valor m. según la Tabla (21) Distribución de Probabilidad Gumbel.

Para el cálculo de los demás valores requerimos de algunos parámetros estadísticos.

La media aritmética calculada con la Ecuación (1) obtenemos:

$\bar{x} =$	<b>29.57 mm</b>
-------------	-----------------

La desviación estándar calculada con la Ecuación (2) obtenemos:

$\sigma =$	<b>9.73 mm</b>
------------	----------------

Tabla (21) Distribución de Probabilidad Gumbel

Distribución de Probabilidad Gumbel							
m	Año	Pmm De May a Men	P(x)	Tr	Variable Reducida Y	K	P mm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	1998	68.3	0.019	52	3.942	2.924	58.013
2	1993	52.5	0.038	26	3.239	2.318	52.117
3	1970	49.1	0.058	17	2.823	1.960	48.632
4	1997	46.9	0.077	13	2.525	1.703	46.133
5	1971	46.3	0.096	10	2.292	1.501	44.175
6	1980	42	0.115	9	2.099	1.335	42.557
7	1996	38.3	0.135	7	1.934	1.193	41.174
8	1994	35.3	0.154	7	1.789	1.068	39.962
9	2012	34.6	0.173	6	1.661	0.957	38.881
10	2004	34.4	0.192	5	1.544	0.857	37.902

11	2007	34.3	0.212	5	1.437	0.765	37.005
12	2014	32.6	0.231	4	1.338	0.679	36.176
13	1992	32.4	0.250	4	1.246	0.600	35.403
14	2005	31.8	0.269	4	1.159	0.525	34.678
15	1973	31	0.288	3	1.078	0.455	33.994
16	1973	31	0.308	3	1.000	0.388	33.345
17	1973	31	0.327	3	0.927	0.325	32.725
18	1991	30.8	0.346	3	0.856	0.264	32.133
19	2006	30.6	0.365	3	0.788	0.205	31.563
20	1969	30.4	0.385	3	0.723	0.149	31.014
21	1976	30.1	0.404	2	0.659	0.094	30.483
22	1966	29.4	0.423	2	0.598	0.041	29.967
23	1987	28.2	0.442	2	0.538	-0.010	29.466
24	1972	28.1	0.462	2	0.480	-0.061	28.976
25	1965	27.6	0.481	2	0.422	-0.110	28.497
26	1967	27.3	0.500	2	0.367	-0.158	28.028
27	1978	27	0.519	2	0.311	-0.206	27.566
28	1995	26.9	0.538	2	0.257	-0.252	27.111
29	1995	26.9	0.558	2	0.204	-0.299	26.662
30	1979	26.6	0.577	2	0.151	-0.344	26.217
31	1983	26	0.596	2	0.098	-0.390	25.775
32	2000	25.8	0.615	2	0.046	-0.435	25.335
33	1999	25.2	0.635	2	-0.007	-0.480	24.897
34	2001	25	0.654	2	-0.059	-0.525	24.458
35	1977	24.3	0.673	1	-0.112	-0.570	24.018
36	1981	24.1	0.692	1	-0.164	-0.616	23.575
37	1974	24	0.712	1	-0.218	-0.662	23.128
38	1964	23.7	0.731	1	-0.272	-0.708	22.675
39	2008	23.6	0.750	1	-0.327	-0.756	22.214
40	1982	23.4	0.769	1	-0.383	-0.804	21.743
41	2010	23.3	0.788	1	-0.440	-0.854	21.260
42	2002	22.4	0.808	1	-0.500	-0.905	20.760

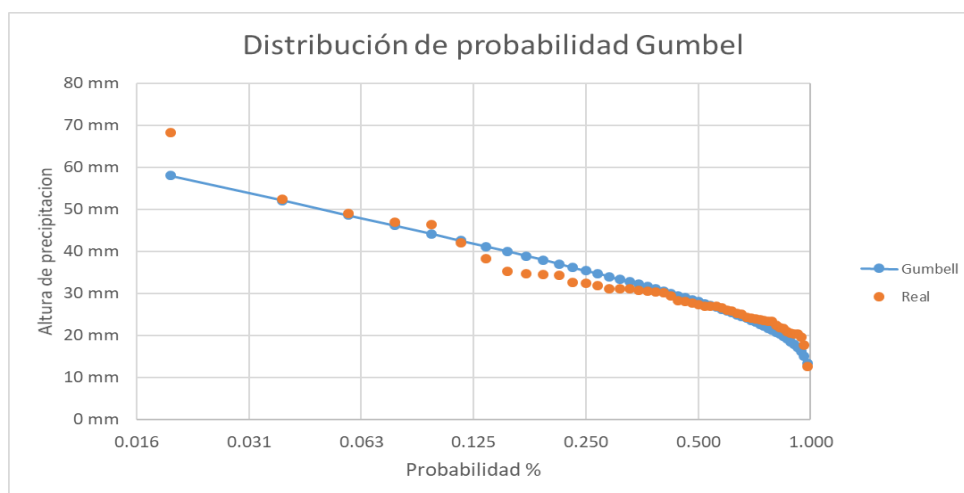


43	1968	21.9	0.827	1	-0.562	-0.959	20.241
44	2011	21.7	0.846	1	-0.627	-1.015	19.696
45	1975	20.8	0.865	1	-0.696	-1.074	19.118
46	2003	20.6	0.885	1	-0.770	-1.138	18.496
47	1986	20.4	0.904	1	-0.851	-1.208	17.817
48	1963	20.3	0.923	1	-0.942	-1.286	17.053
49	1985	19.5	0.942	1	-1.048	-1.378	16.162
50	1990	17.7	0.962	1	-1.181	-1.492	15.047
51	1984	12.5	0.981	1	-1.374	-1.659	13.429
51							

Fuente: Elaboración propia

En la columna (4) se utilizó la Ecuación (6) para determinar probabilidad de ocurrencia para cada valor de  $m$  asignado, la columna (5) viene a ser el periodo de retorno calculado con la Ecuación (7), para el cálculo de la columna (6) llamada variable reducida  $Y$ , usamos la Ecuación (9), luego calculamos el parámetro  $K$  columna (7) con la Ecuación (11) y nos ayudamos de los valores que nos da la Tabla (2) Valores de  $Y_n$  y  $\sigma_n$  en función del  $N$  Años; y finalmente usando la Ecuación (10) obtenemos la altura de precipitación para las diferentes probabilidades de ocurrencia.

Gráfico (1) Distribución de probabilidad Gumbel



Fuente: Elaboración Propia

### Distribución de Log Pearson Tipo III

Para evaluar nuestra data histórica con la distribución de probabilidades de Log Pearson Tipo III, se procedió a realizar el ordenamiento de los datos históricos según la altura de precipitación, de mayor a menor, a los cuales se le asignó un valor  $m$ . según la Tabla (22) Distribución de Log Pearson Tipo III. Esta distribución trabaja con logaritmos de base 10, entonces para la columna (5) usamos la Ecuación (12) para cada precipitación. Para el cálculo de los demás valores requerimos de algunos parámetros estadísticos.

La media aritmética calculada con la Ecuación (1) obtenemos:

$\bar{x} =$	<b>1.45 mm</b>
-------------	----------------

La desviación estándar calculada con la Ecuación (2) obtenemos:

$\sigma =$	<b>0.13 mm</b>
------------	----------------

La desviación estándar calculada con la Ecuación (5) obtenemos:

$g =$	<b>0.45</b>
-------	-------------

Tabla (22) Distribución de Log Pearson Tipo III

Distribución de Log Pearson Tipo III								
m	Año	Pmm De May a Men	P(x)	Tr	Log(y)	K	Log (P)	Pmm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	1998	68.3	0.019	52	1.834	2.624	1.788	61.42
2	1993	52.5	0.038	26	1.720	2.103	1.721	52.65
3	1970	49.1	0.058	17	1.691	1.699	1.669	46.71
4	1997	46.9	0.077	13	1.671	1.390	1.630	42.64
5	1971	46.3	0.096	10	1.666	1.160	1.600	39.84
6	1980	42	0.115	9	1.623	0.993	1.579	37.91
7	1996	38.3	0.135	7	1.583	0.874	1.563	36.60
8	1994	35.3	0.154	7	1.548	0.791	1.553	35.72
9	2012	34.6	0.173	6	1.539	0.736	1.546	35.14
10	2004	34.4	0.192	5	1.537	0.698	1.541	34.75

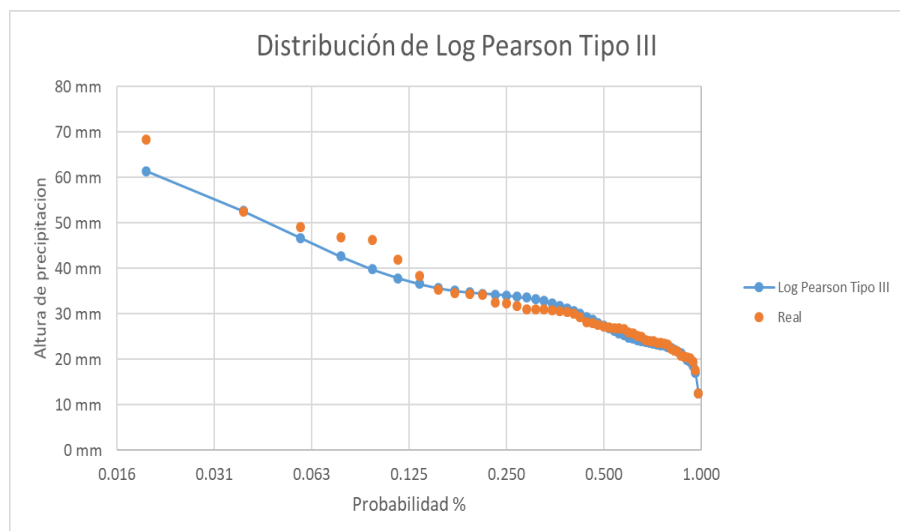
11	2007	34.3	0.212	5	1.535	0.672	1.538	34.48
12	2014	32.6	0.231	4	1.513	0.651	1.535	34.27
13	1992	32.4	0.250	4	1.511	0.632	1.532	34.07
14	2005	31.8	0.269	4	1.502	0.610	1.530	33.85
15	1973	31	0.288	3	1.491	0.583	1.526	33.58
16	1973	31	0.308	3	1.491	0.550	1.522	33.25
17	1973	31	0.327	3	1.491	0.509	1.517	32.86
18	1991	30.8	0.346	3	1.489	0.461	1.510	32.39
19	2006	30.6	0.365	3	1.486	0.406	1.503	31.87
20	1969	30.4	0.385	3	1.483	0.343	1.495	31.29
21	1976	30.1	0.404	2	1.479	0.275	1.487	30.66
22	1966	29.4	0.423	2	1.468	0.203	1.477	30.01
23	1987	28.2	0.442	2	1.450	0.127	1.468	29.35
24	1972	28.1	0.462	2	1.449	0.049	1.458	28.68
25	1965	27.6	0.481	2	1.441	-0.029	1.448	28.03
26	1967	27.3	0.500	2	1.436	-0.105	1.438	27.40
27	1978	27	0.519	2	1.431	-0.180	1.428	26.80
28	1995	26.9	0.538	2	1.430	-0.250	1.419	26.25
29	1995	26.9	0.558	2	1.430	-0.316	1.411	25.74
30	1979	26.6	0.577	2	1.425	-0.376	1.403	25.29
31	1983	26	0.596	2	1.415	-0.430	1.396	24.89
32	2000	25.8	0.615	2	1.412	-0.478	1.390	24.54
33	1999	25.2	0.635	2	1.401	-0.519	1.385	24.24
34	2001	25	0.654	2	1.398	-0.554	1.380	23.99
35	1977	24.3	0.673	1	1.386	-0.583	1.376	23.78
36	1981	24.1	0.692	1	1.382	-0.609	1.373	23.61
37	1974	24	0.712	1	1.380	-0.631	1.370	23.45
38	1964	23.7	0.731	1	1.375	-0.651	1.368	23.31
39	2008	23.6	0.750	1	1.373	-0.672	1.365	23.17
40	1982	23.4	0.769	1	1.369	-0.696	1.362	23.01
41	2010	23.3	0.788	1	1.367	-0.725	1.358	22.81
42	2002	22.4	0.808	1	1.350	-0.762	1.353	22.56
43	1968	21.9	0.827	1	1.340	-0.810	1.347	22.24
44	2011	21.7	0.846	1	1.336	-0.872	1.339	21.84
45	1975	20.8	0.865	1	1.318	-0.951	1.329	21.33

46	2003	20.6	0.885	1	1.314	-1.051	1.316	20.71
47	1986	20.4	0.904	1	1.310	-1.174	1.300	19.97
48	1963	20.3	0.923	1	1.307	-1.250	1.291	19.53
49	1985	19.5	0.942	1	1.290	-1.405	1.271	18.65
50	1990	17.7	0.962	1	1.248	-1.719	1.230	17.00
51	1984	12.5	0.981	1	1.097	-2.770	1.095	12.46
51								

Fuente: Elaboración Propia

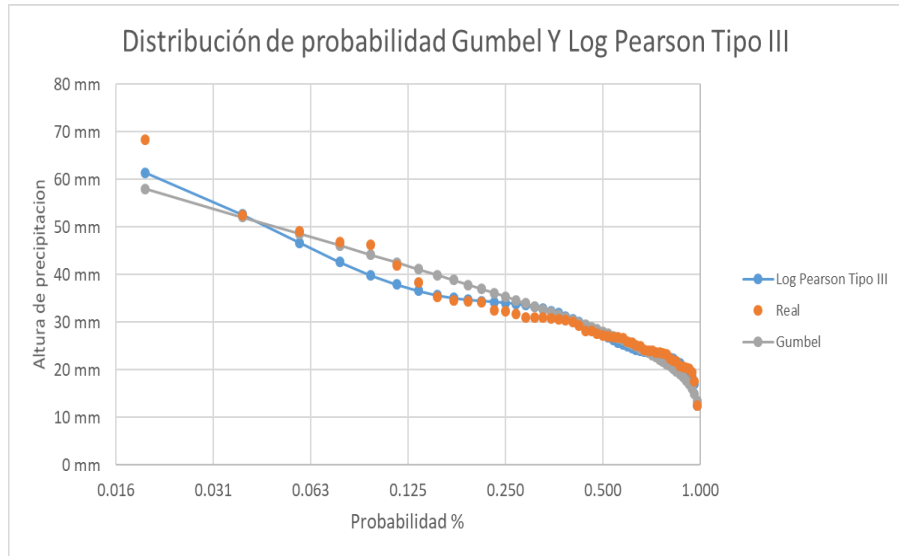
En la columna (4) se utilizó la Ecuación (6) para determinar probabilidad de ocurrencia para cada valor de m asignado, la columna (5) viene a ser el periodo de retorno calculado con la Ecuación (7), para el cálculo de la columna (7) llamado parámetro K usamos la Tabla (3) Factor de frecuencia, k, para la distribución Log Pearson Tipo III Adaptado de USWRC, 1976 según nuestro coeficiente de asimetría y la probabilidad de ocurrencia; y finalmente usando la Ecuación (13) obtenemos un valor de precipitación en función de logaritmo de base 10, la cual se despeja y se halla la altura de precipitación.

Gráfico (2) Distribución de probabilidad Log Pearson Tipo III



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico (3) Distribución de probabilidad Gumbel y Log Pearson Tipo III



Fuente: Elaboración Propia

Según el

Gráfico (3) Distribución de probabilidad Gumbel y Log Pearson Tipo III podemos ver que la distribución de la distribución de Log Pearson Tipo III es la que mejor se adapta a los valores teóricos de la muestra o datos históricos, por ello se usara esta distribución para extrapolar datos a diferentes periodos de retorno, como se muestra en la siguiente tabla calculada con los mismos parámetros que la Tabla (22) Distribución de Log Pearson Tipo III.

Tabla (23) Extrapolación - Distribución de Log Pearson Tipo III

Extrapolación - Distribución de Log Pearson Tipo III				
Probabilidad empírica P(x)	Periodo de Retorno Tr	K	Log (P)	P mm
0.001	1000	3.2473	1.8684	73.85
0.002	500	3.2095	1.8635	73.03
0.005	200	3.0987	1.8493	70.68
0.010	100	2.9226	1.8267	67.09

0.013	75	2.8110	1.8123	64.91
0.020	50	2.6009	1.7853	61.00
0.040	25	2.0666	1.7167	52.08
0.100	10	1.1224	1.5954	39.39
0.200	5	0.6868	1.5395	34.63
0.250	4	0.6316	1.5324	34.07
0.333	3	0.4939	1.5147	32.71
0.500	2	-0.1053	1.4377	27.40
0.667	2	-0.5741	1.3775	23.85
0.769	1	-0.6960	1.3618	23.01
0.990	1	-2.1036	1.1810	15.17

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.3. Tormenta de diseño

#### Curvas intensidad - duración - frecuencia

Para calcular las relación o curas IDF seleccionamos las precipitaciones obtenidas de la extrapolación de la Tabla (23) Extrapolación - Distribución de Log Pearson Tipo III, y con los coeficientes de duración de la Tabla (4) Coeficientes de duración de lluvias entre 48 y 1 hora; con ello obtenemos la Tabla (24) Precipitaciones (mm) Según Duración y Periodo de Retorno.

Tabla (24) Precipitaciones (mm) Según Duración y Periodo de Retorno

Precipitaciones (mm) Según Duración y Periodo de Retorno									
Tiempo (hr)	Coef. Duración	Periodo de retorno Tr							
		10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	200 años	500 años	1000 años
24	1.000	39.39	52.08	61.00	64.91	67.09	70.68	73.03	73.85
18	0.931	36.66	48.47	56.77	60.41	62.44	65.77	67.96	68.73
12	0.841	33.12	43.80	51.30	54.58	56.42	59.43	61.41	62.10
8	0.760	29.93	39.58	46.35	49.32	50.98	53.70	55.49	56.12
6	0.707	27.85	36.83	43.13	45.90	47.44	49.98	51.64	52.22
5	0.676	26.61	35.19	41.21	43.85	45.33	47.75	49.34	49.90
4	0.639	25.17	33.28	38.98	41.48	42.87	45.16	46.66	47.19

3	0.595	23.42	30.97	36.27	38.60	39.89	42.03	43.43	43.91
2	0.537	21.16	27.98	32.77	34.88	36.05	37.97	39.24	39.68
1	0.452	17.80	23.53	27.56	29.33	30.31	31.93	33.00	33.37
0.5	0.380	14.97	19.79	23.18	24.66	25.49	26.85	27.75	28.06
0.33	0.342	13.49	17.84	20.89	22.23	22.97	24.20	25.01	25.29
0.17	0.290	11.43	15.11	17.70	18.83	19.46	20.50	21.19	21.43

Fuente: Elaboración Propia

Tabla (25) Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia

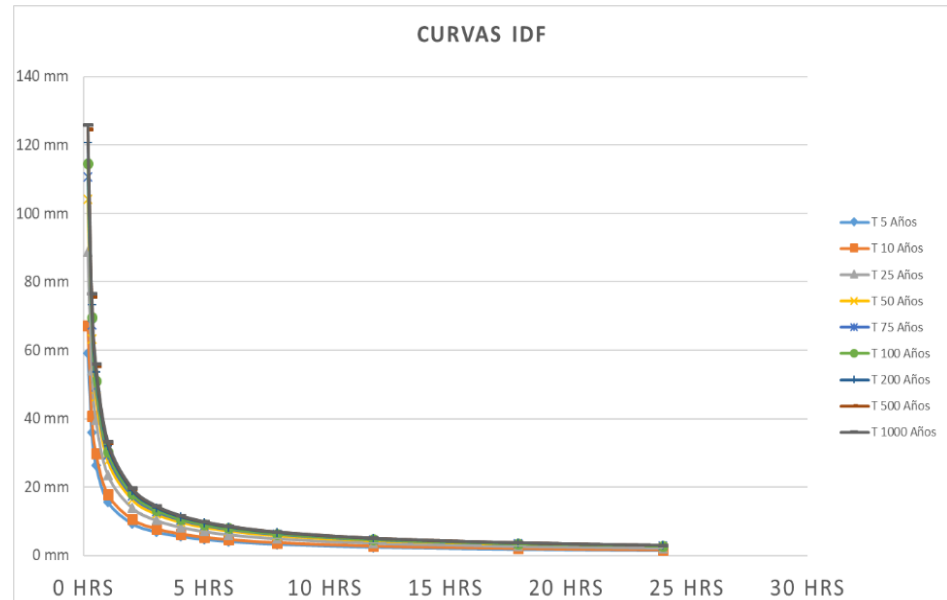
Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia								
Tiempo (hr)	Periodo de retorno $T_r$							
	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	200 años	500 años	1000 años
24	1.64	2.17	2.54	2.70	2.80	2.94	3.04	3.08
18	2.04	2.69	3.15	3.36	3.47	3.65	3.78	3.82
12	2.76	3.65	4.27	4.55	4.70	4.95	5.12	5.18
8	3.74	4.95	5.79	6.17	6.37	6.71	6.94	7.01
6	4.64	6.14	7.19	7.65	7.91	8.33	8.61	8.70
5	5.32	7.04	8.24	8.77	9.07	9.55	9.87	9.98
4	6.29	8.32	9.74	10.37	10.72	11.29	11.67	11.80
3	7.81	10.32	12.09	12.87	13.30	14.01	14.48	14.64
2	10.58	13.99	16.39	17.44	18.02	18.99	19.62	19.84
1	17.80	23.53	27.56	29.33	30.31	31.93	33.00	33.37
0.5	29.93	39.58	46.35	49.32	50.98	53.70	55.49	56.12
0.33	40.88	54.05	63.30	67.36	69.62	73.34	75.78	76.64
0.17	67.22	88.88	104.10	110.77	114.49	120.61	124.63	126.03

Fuente: Elaboración Propia

Luego de ello calculamos la intensidad con la Ecuación (14) para cada precipitación e intervalo de duración, con ello obtenemos la Tabla (25) Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia

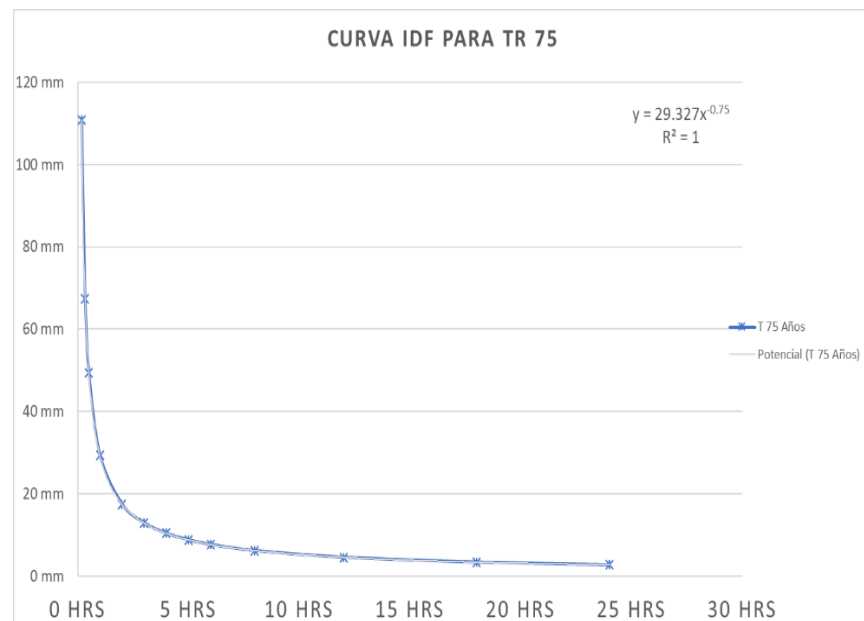
De la Tabla (25) Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia se grafica según la intensidad y periodo de retorno como se muestra en el siguiente grafico

Gráfico (4) Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico ( 5 ) Curvas Intensidad - Duración – Frecuencia de diseño



Fuente: Elaboración Propia



En el Gráfico ( 5 ) Curvas Intensidad - Duración – Frecuencia de diseño se detalla la curva IDF de diseño conjuntamente con su ecuación de tendencia, la cual usaremos para calcular el hietograma de diseño.

### 3.3.4. Tiempo de concentración

En la Tabla (5) Fórmulas para hallar tiempo de concentración en minutos usamos la ecuación de Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973) con los siguientes datos:

$$L= 50 \text{ m}$$

$$n = 0.04$$

$$i = \text{Variable iterativa Tr 75 años, mm/h}$$

$$S= 0.02$$

Se hace un proceso iterativo para determinar la intensidad de diseño, donde el tiempo de concentración es igual al tiempo de duración de dicha intensidad, como se muestra a continuación. Según la Tabla (26 ) nos muestra el resultado de la iteración donde la intensidad elegida para nuestro diseño es de 110.8mm/h.

Tabla (26) Proceso iterativo para seleccionar tormenta de diseño

Proceso iterativo para seleccionar tormenta de diseño			
tc min	Intensidad	Duración min	Factor similitud
16.574	6.2	480.0	0.03
15.203	7.7	360.0	0.04
14.394	8.8	300.0	0.05
13.462	10.4	240.0	0.06
12.349	12.9	180.0	0.07
10.935	17.4	120.0	0.09
8.882	29.3	60.0	0.15
7.214	49.3	30.0	0.24
6.369	67.4	19.8	0.32
<b>5.220</b>	<b>110.8</b>	<b>10.2</b>	<b>0.51</b>

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.5. Hietograma de diseño

Para calcular las intensidades a diferentes duraciones usamos la ecuación de tendencia mostrada en el Gráfico ( 5 ), la columna (3) se halla multiplicando la columna (1) por la columna (2) y a ello por el coeficiente 1/60, para la columna (4) restamos el valor correspondiente a la fila que se evalúa de la columna (3) menos el valor anterior a este de la misma columna, y finalmente en la columna (5) son los valores ordenados, en la que las máximas precipitaciones están en el medio y van decreciendo hacia arriba y hacia abajo. Y estos valores se representan en el Gráfico ( 6 ) Hietograma de diseño

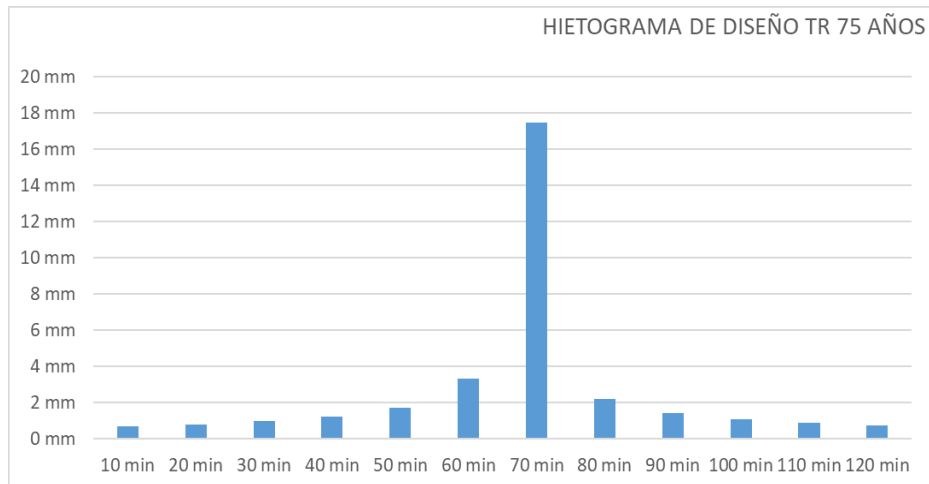
Tabla ( 27) Hietograma de diseño

Duración min	Intensidad mm/h	Precipitación	Precipitación acumulada	Precipitación ordenada
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
10	104.76	17.46	17.46	0.70
20	62.29	20.76	3.30	0.81
30	45.96	22.98	2.22	0.96
40	37.04	24.69	1.71	1.22
50	31.33	26.11	1.42	1.71
60	27.33	27.33	1.22	3.30
70	24.34	28.40	1.07	17.46
80	22.02	29.36	0.96	2.22
90	20.16	30.24	0.88	1.42
100	18.63	31.05	0.81	1.07
110	17.34	31.80	0.75	0.88
120	16.25	32.50	0.70	0.75

Fuente: Elaboración Propia

Los valores de la Tabla ( 27) Hietograma de diseño se representa en el Gráfico ( 6 ) Hietograma de diseño

Gráfico ( 6 ) Hietograma de diseño



Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.6. Caudal de diseño

Se realizó una división de las áreas para estimar el caudal final de cada una de estas y con ello se calculó el diámetro de tubería a usar, definimos los parámetros de la Ecuación ( 15), para nuestro coeficiente de escorrentía que está en función del tipo de terreno, su permeabilidad y la pendiente, la intensidad de diseño definido por el tiempo de concentración y el área de estudio.

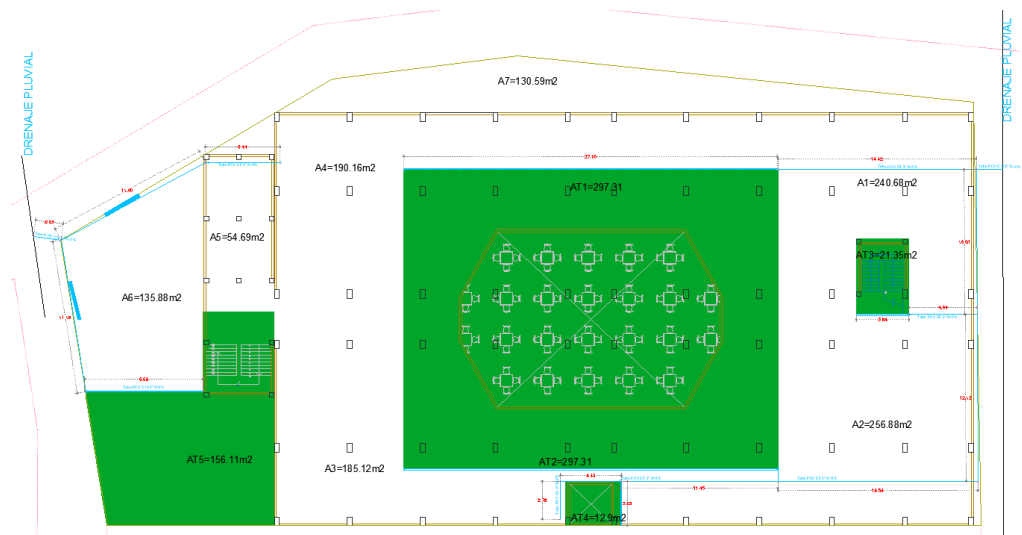


Figura ( 2 ) División y asignación de áreas parciales en plantas de influencia

Fuente: Elaboración Propia

Para la recolección de aguas de las cubiertas se usó una tubería de diámetro de 6” con un tirante a la altura del radio.

Tabla ( 28) Caudal que absorbe una tubería de 6” con tirante a la altura del radio

D	Radio Hidráulico	S	Q m/s	n	V m/s
0.1524	0.0233	0.0300	0.0129	0.0100	1.4121

Fuente: Elaboración Propia

Para el traslado y evacuación pluvial de las áreas libres, se planteó usar sumideros y tubería de 3”.

Tabla ( 29) Caudal que absorbe una tubería de 3” a tubo lleno

D	Radio Hidráulico	S	Q m/s	n	V m/s
0.0762	0.5000	0.0200	0.0203	0.0100	8.9090

Fuente: Elaboración Propia

Tabla ( 30) caudales proveniente de las áreas parciales

Áreas Parciales	Área m <sup>2</sup>	C	I mm/h	Q m <sup>3</sup> /s	Q L/s
A1	240.68	0.75	110.48	0.00	1.54
A2	256.88	0.75	110.48	0.00	1.64
A3	185.12	0.75	110.48	0.00	1.18
A4	190.16	0.75	110.48	0.00	1.22
A5	54.69	0.75	110.48	0.00	0.35
A6	135.88	0.75	110.48	0.00	0.87
A7	130.59	0.75	110.48	0.00	0.84
AT1	297.31	0.75	110.48	0.00	1.90
AT2	297.31	0.75	110.48	0.00	1.90
AT3	21.35	0.75	110.48	0.00	0.14
AT4	12.90	0.75	110.48	0.00	0.08
AT5	156.11	0.75	110.48	0.00	1.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla ( 31) Diámetro de tubería

Áreas Parciales	Q m3/s	D min mm	D diseño	R	S	n	velocidad
A1	0.0015	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
A2	0.0016	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
A3	0.0012	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
A4	0.0012	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
A5	0.0003	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
A6	0.0009	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
A7	0.0008	76.2	3	0.5	0.02	0.01	8.9090
AT1	0.0019	152	6	0.0233	0.02	0.01	1.1530
AT2	0.0019	152	6	0.0233	0.02	0.01	1.1530
AT3	0.0001	152	6	0.0233	0.02	0.01	1.1530
AT4	0.0001	152	6	0.0233	0.02	0.01	1.1530
AT5	0.0010	152	6	0.0233	0.02	0.01	1.1530

Fuente: Elaboración Propia

### 3.4. Modelamiento en ETABS.

El modelamiento realizado en el software ETABS están hechos en base a elementos FRAME y elementos SHELLS, a base de estos comandos se dibujaron las vigas – columnas y losas – placas respectivamente.

Se editó las propiedades de los materiales usado, concreto armado y el acero a los cuales se les asigno los valores correspondientes.

Se tomó en cuenta las cargas adicionales al peso propio de la estructura, indicados en los planos de arquitectura y norma E020.

#### 3.4.1. Propiedades de los materiales

Los valores asignados en el modelamiento de la estructura en el software ETABS son los siguientes

Acero

Peso específico	:	7.8 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$ Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	:	$117 \times 10^{-7}$ 1/C
Esfuerzo a la fluencia	:	42000 Ton/m <sup>2</sup>

### Concreto

Peso específico	:	7.8 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$ Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15-----
Coefficiente de expansión térmica	:	$99 \times 10^{-7}$ 1/C
Módulo de corte	:	945089.79 Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo a la fluencia	:	42000 Ton/m <sup>2</sup>

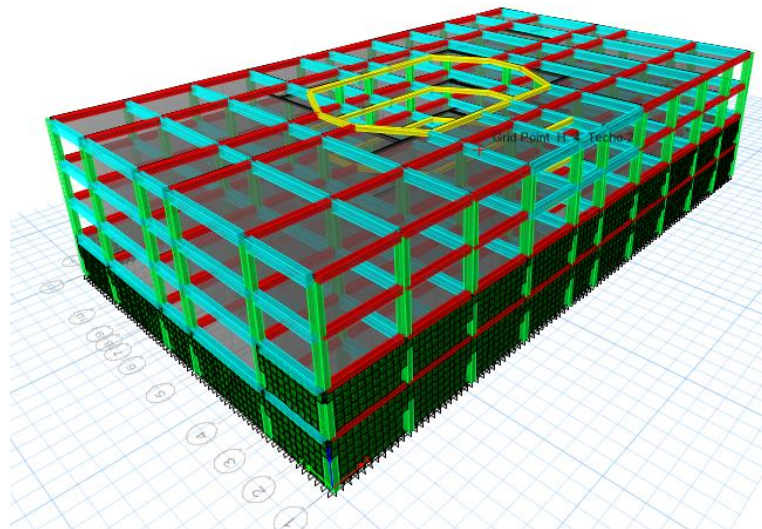


Figura ( 3 ) Modelo dibujado en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.4.2. Sección de los elementos estructurales

Se crearon las secciones en software ETABS, con las dimensiones y propiedades correspondientes en la barra de menús SECTION PROPERTIES; las dimensiones para las columnas son de 35x65 cm, vigas principales de 35x65cm y vigas secundarias y de borde de 35x40 cm; para la losa maciza se empleó un espesor de 18 cm.

Columnas

### 3.5. Modelamiento en Sap2000

El software SAP2000 se usó para el diseño de los muros semisótano y las escaleras, que fueron hechas a base de elementos WALLS para los muros y elementos SHELLS para descansos y escaleras.

Se tomó en cuenta las cargas adicionales al peso propio de la estructura, indicados en los planos de arquitectura y norma E020.

#### 3.5.1. Propiedades de los materiales

##### Acero

Peso específico	:	7.8 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$ Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	:	$117 \times 10^{-7}$ 1/C
Esfuerzo a la fluencia	:	42000 Ton/m <sup>2</sup>

##### Concreto

Peso específico	:	7.8 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$ Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15
Coefficiente de expansión térmica	:	$99 \times 10^{-7}$ 1/C
Módulo de corte	:	945089.79 Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo a la fluencia	:	42000 Ton/m <sup>2</sup>

#### 3.5.2. Sección del elemento estructural

Se dimensionaron los muros a tamaño completo con el software SAP2000, con las propiedades correspondientes; las dimensiones para los muros fueron de 6.5m con aplicación de carga hasta los 5m de altura y la luz de 5.3m; para la escalera las dimensiones fueron de 17 cm con paso de 25cm y contrapaso de 15cm.

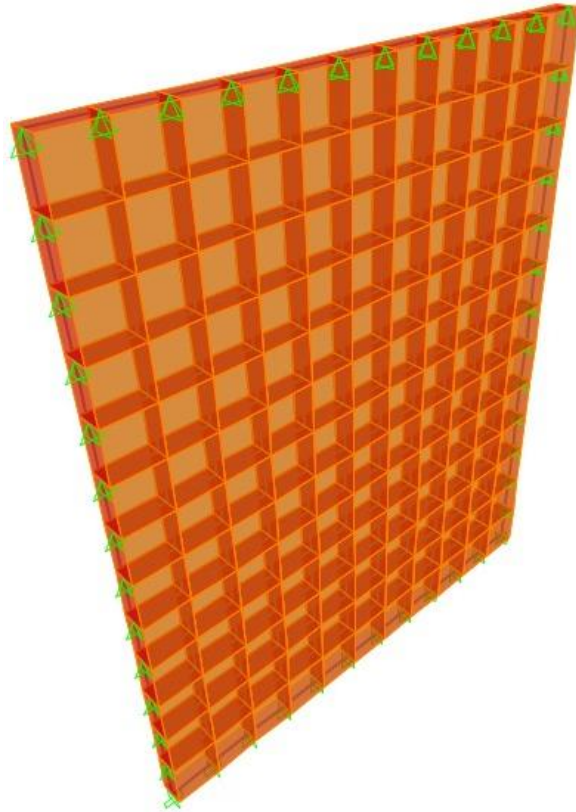


Figura ( 4 ) Modelo dibujado en SAP2000 muro semisótano

Fuente: Elaboración Propia

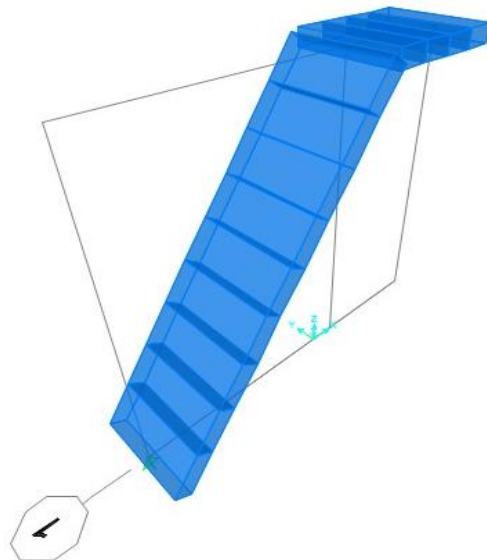


Figura ( 5 ) Modelo dibujado en SAP2000 Escalera primer tramo

Fuente: Elaboración Propia



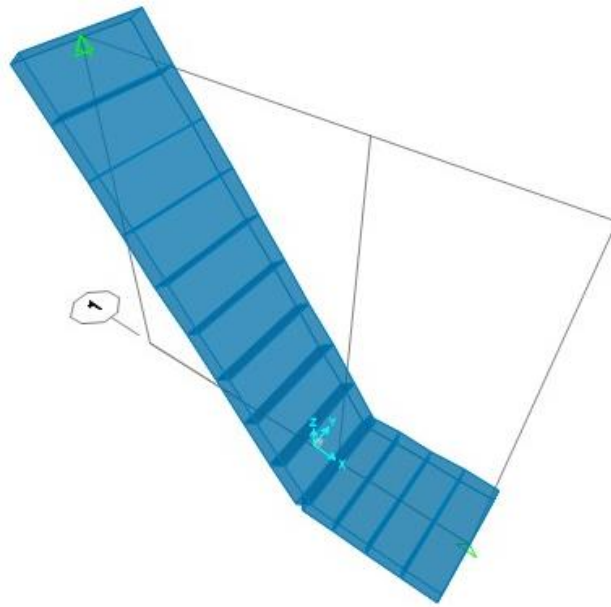


Figura ( 6 ) Modelo dibujado en SAP2000 Escalera segundo tramo

Fuente: Elaboración Propia

### 3.6. Modelamiento en SAFE

#### 3.6.1. Propiedades de los materiales

##### Acero

Peso específico	:	7.8 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$ Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de expansión térmica	:	$117 \times 10^{-7}$ 1/C
Esfuerzo a la fluencia	:	42000 Ton/m <sup>2</sup>

##### Concreto

Peso específico	:	7.8 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	:	$2 \times 10^7$ Ton/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	:	0.15
Coefficiente de expansión térmica	:	$99 \times 10^{-7}$ 1/C
Módulo de corte	:	945089.79 Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo a la fluencia	:	42000 Ton/m <sup>2</sup>

### 3.6.2. Sección del elemento estructural

Se dimensionaron las zapatas con el software SAFE, con las propiedades correspondientes; las dimensiones de las zapatas variaron en planta con una altura Z de 0.70m.

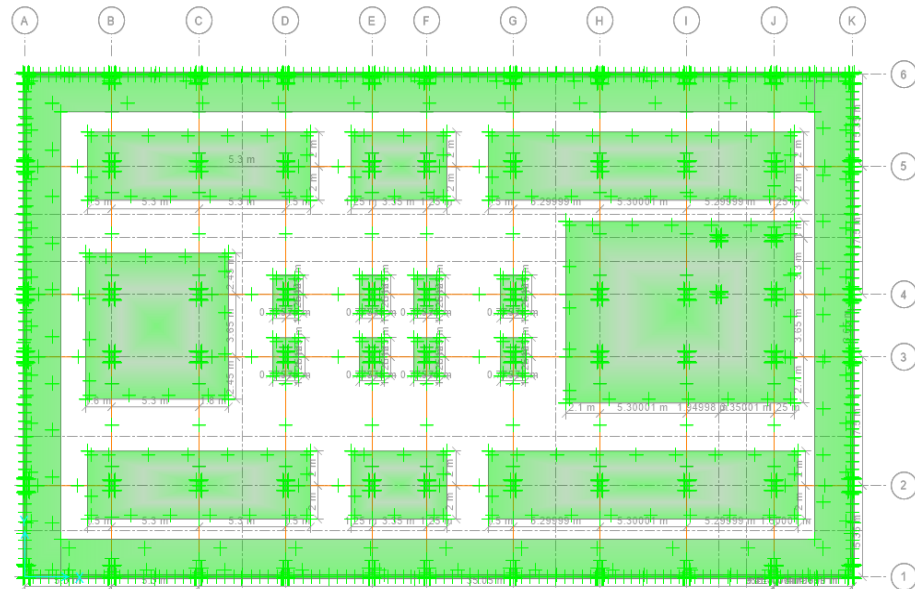


Figura ( 7 ) Modelo dibujado en SAFE cimentación

Fuente: Elaboración Propia

Tabla ( 32) Dimensionamiento de zapatas

Zapata	Altura (m)	Largo (m)	Ancho (m)
Z1	0.70	Variable	2.30
Z2	0.70	13.6	4.00
Z3	0.70	5.85	400
Z4	0.70	18.65	4.00
Z5	0.70	8.70	8.55
Z6	0.70	1.55	2.55
Z7	0.70	13.95	10.65
Z8	0.7	6.02	2.20
Z9	0.7	1.20	1.20
Z10	0.7	6.02	4.52

Fuente: Elaboración Propia

### 3.7. Metrado de cargas

#### Carga muerta.

Para determinar las cargas muertas se realizó un metrado de cargas que consintió en generar cargas lineales o por metro cuadrado según sea el caso, para vigas o losas, las cuales se aplicaron en el software, estas cargas hacen referencia al piso terminado y principalmente a peso propio de los elementos estructurales.

#### Carga viva

Se determinó las cargas vivas tomando en cunetas las cargar por metro cuadrado que nos da la Norma E020, como también las cargas por acumulación de agua de lluvia y almacenamiento de agua potable en los tanques elevados. Estas cargas se aplicaron en el software, en carga por metro cuadrado en las losas y puntuales en columnas.

### 3.8. Masa participativa

La masa participativa se obtuvo a partir de la consideración de número de modos requeridos y de la masa de la estructura. Esta masa participativa nos sirvió para saber cuáles fueron las direcciones predominantes y cuál es su periodo fundamental en cada dirección.

Tabla ( 33) La masa participativa considera para la estructura

Modo	Periodo	UX %	UY %	RZ %	Sum UX %	Sum UY %	Sum RZ %
	seg						
1	<b>0.406</b>	<b>63.86</b>	0.00	2.39	63.86	0.00	2.39
2	<b>0.310</b>	0.06	<b>70.47</b>	3.08	63.91	70.47	5.47
3	<b>0.285</b>	0.37	5.09	<b>63.43</b>	64.29	75.56	68.90
4	0.133	7.75	0.00	0.13	72.04	75.56	69.02
5	0.098	0.07	14.60	0.56	72.11	90.17	69.58
6	0.094	2.08	0.94	11.19	74.19	91.10	80.78
7	0.068	8.74	0.10	1.16	82.93	91.20	81.94

8	0.061	0.01	7.70	0.00	82.94	98.90	81.94
9	0.045	0.19	0.00	0.00	83.13	98.90	81.94
10	0.045	0.03	0.00	0.02	83.16	98.90	81.96
11	0.030	16.04	0.00	16.09	99.20	98.90	98.05
12	0.027	0.07	0.00	0.05	99.27	98.90	98.10

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a la norma E030 Diseño Sismorresistente (2018, pag.24) en el artículo 29 “Modos de Vibración” señala que en cada dirección de análisis se debe considerar todos los modos de vibración que contenga su acumulado las masas efectivas mayores o iguales a 90%.

### 3.9. Análisis estático

Lo requerido para el análisis estático, fue el periodo fundamental de vibración para la dirección XX y YY, se tomaron los valores correspondientes al tipo de zona, el uso, el perfil del suelo que fue determinado en el estudio de mecánica de suelos siendo este un suelo intermedio; el periodo “ $T_p$  y  $T_L$ ” según la tabla; también se verifico las irregularidades que a grosso modo se pueden calcular al inicio “ $I_a$  y  $I_p$ ” y de igual forma el coeficiente básico de reducción sísmica R.

Y verificamos que el valor  $C/R_0 \geq 0.11$ .

Los parámetros se definieron de la siguiente manera; el factor zona de determinó según la ubicación del proyecto, este pertenece a la zona dos, haciendo uso de la Tabla (7) Factor de zona Norma E030 2018 obtenemos un  $Z=0.25$ , el factor de suelo según ensayos y pruebas hechas en laboratorio nos dio una clasificación de suelo intermedio-regular, con la Tabla (9) Factor de Suelo “S” E030 2018 se seleccionó un factor  $S = 1$ ; para el factor de uso se seleccionó teniendo en cuenta que la estructura será para un centro comercial, el cual encaja en la categoría de edificaciones de tipo “B” según la Tabla (11) Categoría de las edificaciones y factor U E030 2018 nos da un factor  $U = 1.3$ .

### 3.9.1. Coeficiente de amplificación sísmica

Este coeficiente se determinó en base a la respuesta estructural respecto de la aceleración del terreno, el cual muestra los periodos fundamentales en los tres primeros modos en cada dirección de análisis (ver Tabla ( 33) La masa participativa considera para la estructura) de acuerdo al periodo fundamental podemos calcular con la Ecuación ( 24), Ecuación ( 25) obteniendo los siguientes valores para la dirección XX  $C_x=2.463$ , y para YY  $C_y=2.5$ .

### 3.9.2. Coeficiente de reducción sísmica

Para determinar este coeficiente se analizó la cantidad de cortante absorbido en la base por cada elemento estructural columnas y muros

El análisis en la dirección XX nos dio que un 80% de la cortante basal es absorbido por los muros y el 20% por las columnas, por lo cual queda establecido un sistema de muros estructurales para la dirección XX. Para la dirección YY nos dio 70% de la cortante basal es absorbida por los muros y el 30% por las columnas, por lo cual queda establecido un sistema dual.

Tabla ( 34) Coeficiente de reducción sísmica

Coeficiente de reducción sísmica		
$R_{oXX}$	6	Muros estructurales
$R_{oYY}$	7	Sistema Dual

Fuente: Elaboración Propia

Así mismo se verifico las irregularidades en altura, en la que se presentó la irregularidad de geometría vertical la cual nos da un coeficiente  $I_a = 0.9$ ,

Tanto en el análisis de irregularidades en planta se presentó la irregularidad de esquinas entrantes la cual tiene un coeficiente  $I_p = 0.9$ , y la irregularidad Discontinuidad de diafragma con un  $I_p = 0.85$ ; la norma E030 nos dice que debemos tomar el menor coeficiente siendo  $I_p = 0.85$  el factor a usar.

Entonces el coeficiente de reducción sísmica sería calculado con la Ecuación ( 27) dando un valor en cada dirección;  $R_x = 4.59$  y  $R_y = 5.35$ .

### 3.9.3. Estimación del peso total de la estructura

Para la estimación del peso nos regimos en la ecuación en la Tabla ( 17 )  
Peso total de la estructura, la cual definimos en el software ETABS, arrojando los siguientes valores.

Tabla ( 35 ) Peso de la estructura

Nivel	Diafragma	Peso / Nivel	Peso Acumulado	Caso de Carga
Techo 03	Diafragma 04	1518.85	1518.85	Peso Total
Techo 02	Diafragma 03	1577.22	3096.07	Peso Total
Techo 01	Diafragma 02	1683.39	4779.46	Peso Total
Techo Sótano	Diafragma 01	0.00	0.00	Peso Total
PS=100%+50%CV+25%CVt		4779.46	ton	

Fuente: Elaboración propia

### 3.9.4. Fuerza cortante basal

Para la determinación de la cortante basal hacemos uso del coeficiente del ZUCS/R calculado con los parámetros antes mencionados y a ello lo multiplicamos por el peso total de la edificación en ambos sentidos mencionado en Tabla ( 35 ) Peso de la estructura.

Tabla ( 36 ) Fuerza cortante basal

Fuerza cortante basal	
V <sub>xx</sub>	833.5345 Ton
V <sub>yy</sub>	725.1750 Ton

Fuente: Elaboración propia

### 3.9.5. Distribución de fuerzas laterales

Según la norma E030 las fuerzas laterales obtenidas por análisis estático no es un método para el diseño, por lo que su cálculo nos sirve para escalar el valor de la cortante basal dinámica en caso que esta resulte menos que la estática. Estas fuerzas se calculan multiplicando los coeficientes alfa por la cortante basal en cada nivel, a su vez el coeficiente alfa es la relación del peso

de cada nivel y la altura acumulada entre la altura la sumatoria del peso total por la altura total como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla ( 37 ) Distribución de fuerzas laterales en eje XX

Nivel	Peso Total (ton)	Hi (m)	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi (Ton)
Techo 03	1518.85	12.5	18985.63	0.423	352.37
Techo 02	1577.22	9.5	14983.61	0.334	278.09
Techo 01	1683.39	6.5	10942.02	0.244	203.08
Techo Sótano		3.5			
		$\sum Pi*(Hi)^k$	44911.27	VEXX	833.53 ton

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 38 ) Distribución de fuerzas laterales en eje YY

Nivel	Peso Total (ton)	Hi (m)	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi (Ton)
Techo 03	1518.85	12.5	18985.63	0.423	306.56
Techo 02	1577.22	9.5	14983.61	0.334	241.94
Techo 01	1683.39	6.5	10942.02	0.244	176.68
Techo Sótano		3.5			
		$\sum Pi*(Hi)^k$	44911.27	VEYY	725.18 Ton

Fuente: Elaboración propia

### 3.9.6. Centro de masas y rigidez

Estas coordenadas fueron obtenidas a partir del software ETABS, para ello se otorgó a cada nivel la función de diafragma rígido a modalidad de SHELLS.

Tabla ( 39 ) Centro de masas

Nivel	Diafragma	XCM (m)	YCM (m)
Techo 03	D4	25.54	14.70
Techo 02	D3	25.53	14.74
Techo 01	D2	25.57	14.28

Techo Sótano	D1	22.36	14.41
--------------	----	-------	-------

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 40 ) Centro de Rigidez

Nivel	Diafragma	XCR (m)	YCR (m)
Techo 03	D4	26.52	12.93
Techo 02	D3	26.15	10.82
Techo 01	D2	24.81	-0.28
Techo Sótano	D1		

Fuente: Elaboración propia

### 3.9.7. Excentricidad accidental,

La norma generaliza una excentricidad adicional de 5% el cual se ingresó al software ETABS a través de comando LOAD PATTERNS indicando el coeficiente de 0.05 en ADDITIONAL ECCENTRICITY RATIO, para todos los diafragmas. También se calcularon excentricidades accidentales del 5% que puede ocurrir debido a problemas en la construcción y se calcularon según las dimensiones totales de la estructura la cual genera un momento de torsión perpendicular al eje de análisis.

Tabla ( 41 ) Centro de Rigidez

Coef. Eacc yy	0.05
Dist Y (m)	30.00
Eacc yy (m)	1.50
Coef. Eacc xx	0.05
Dist X (m)	50.00
Eacc xx (m)	2.50

Fuente: Elaboración propia

### 3.10. Análisis dinámico modal espectral

Lo requerido para el análisis dinámico modal espectral, fue el periodo fundamental de vibración para la dirección XX y YY, se tomaron los valores correspondientes



al tipo de zona, el uso, el perfil del suelo que fue determinado en el estudio de mecánica de suelos siendo este un suelo intermedio; el periodo “ $T_p$  y  $T_L$ ” según la tabla; también se verifico las irregularidades que a grosso modo se pueden calcular al inicio “ $I_a$  y  $I_p$ ” y de igual forma el coeficiente básico de reducción sísmica  $R$ . Y verificamos que el valor  $C/R_0 \geq 0.11$ .

Los parámetros se definieron de la siguiente manera; el factor zona de determinó según la ubicación del proyecto, este pertenece a la zona dos, haciendo uso de la Tabla (7) Factor de zona Norma E030 2018 obtenemos un  $Z=0.25$ , el factor de suelo según ensayos y pruebas hechas en laboratorio nos dio una clasificación de suelo intermedio-regular, con la Tabla (9) Factor de Suelo “S” E030 2018 se seleccionó un factor  $S = 1$ ; para el factor de uso se seleccionó teniendo en cuenta que la estructura será para un centro comercial, el cual encaja en la categoría de edificaciones de tipo “B” según la Tabla (11) Categoría de las edificaciones y factor U E030 2018 nos da un factor  $U = 1.3$ .

#### 3.10.1. Coeficiente de amplificación sísmica

Este coeficiente se determinó en base a la respuesta estructural respecto de la aceleración del terreno, el cual muestra los periodos fundamentales en los tres primeros modos en cada dirección de análisis (ver Tabla ( 33) La masa participativa considera para la estructura) de acuerdo al periodo fundamental podemos calcular con la Ecuación ( 24), Ecuación ( 25) obteniendo los siguientes valores para la dirección XX  $C_x=2.463$ , y para YY  $C_y =2.5$ .

#### 3.10.2. Coeficiente de reducción sísmica

Para determinar este coeficiente se analizó la cantidad de cortante absorbido en la base por cada elemento estructural columnas y muros El análisis en la dirección XX nos dio que un 80% de la cortante basal es absorbido por los muros y el 20% por las columnas, por lo cual queda establecido un sistema de muros estructurales para la dirección XX. Para la dirección YY nos dio 70% de la cortante basal es absorbida por los

muros y el 30% por las columnas, por lo cual queda establecido un sistema dual.

Tabla ( 42 ) Coeficiente básico de reducción sísmica

Ro XX	6	Muros estructurales
Ro YY	7	Sistema Dual

Fuente: Elaboración propia

Así mismo se verifico las irregularidades en altura, en la que se presentó la irregularidad de geometría vertical la cual nos da un coeficiente  $I_a = 0.9$ , Tanto en el análisis de irregularidades en planta se presentó la irregularidad de esquinas entrantes la cual tiene un coeficiente  $I_p = 0.9$ , y la irregularidad Discontinuidad de diafragma con un  $I_p = 0.85$ ; la norma E030 nos dice que debemos tomar el menor coeficiente siendo  $I_p = 0.85$  el factor a usar. Entonces el coeficiente de reducción sísmica seria calculado con la Ecuación ( 27) dando un valor en cada dirección.

Tabla ( 43 ) Coeficiente de reducción sísmica

Rx	4.59
Ry	5.35

Fuente: Elaboración propia

### 3.10.3. Estimación del peso total de la estructura

Para la estimación del peso nos regimos en la ecuación en la Tabla ( 17 ) Peso total de la estructura, la cual definimos en el software ETABS, arrojando los siguientes valores.

Tabla ( 44 ) Peso de la estructura

Nivel	Diafragma	Peso / Nivel	Peso Acumulado	Caso de Carga
Techo 03	Diafragma 04	1518.85	1518.85	Peso Total

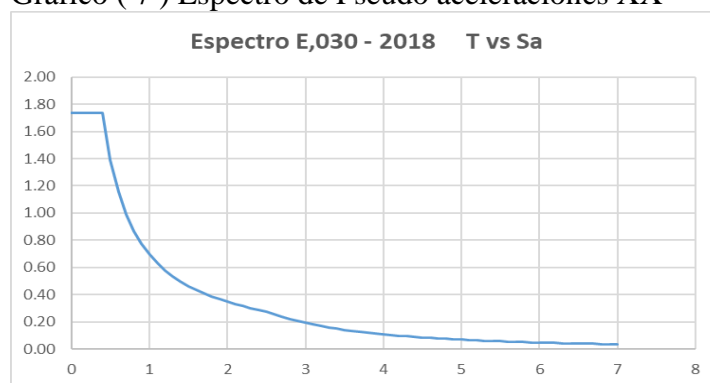
Techo 02	Diafragma 03	1577.22	3096.07	Peso Total
Techo 01	Diafragma 02	1683.39	4779.46	Peso Total
Techo Sótano	Diafragma 01	0.00	0.00	Peso Total
PS=100%+50%CV+25%CVt		4779.46	ton	

Fuente: Elaboración propia

### 3.10.4. Espectro de Pseudo aceleraciones

El espectro de aceleraciones se calculó en función del periodo fundamental de vibración con el cual se determinó el coeficiente de amplificación sísmica de acuerdo a los periodos denominados “ $T_P$ ” y “ $T_L$ ”, y así también la aceleración espectral para cada dirección de análisis.

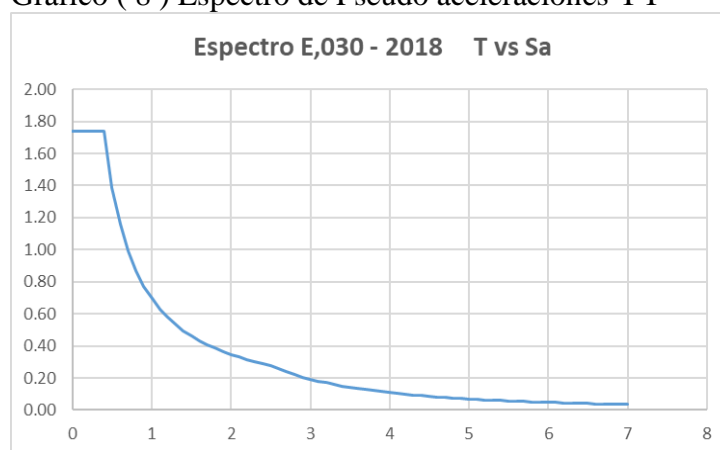
Gráfico ( 7 ) Espectro de Pseudo aceleraciones XX



Factor  $X=ZUS*g/R$  0.69460784

Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 8 ) Espectro de Pseudo aceleraciones YY



Factor  $Y=ZUS*g/R$  0.59537815

Fuente: Elaboración propia

### 3.10.5. Control de desplazamiento inelástico

Los desplazamientos inelásticos se han obtenido multiplicando los desplazamientos por las restricciones dadas en las normas de diseño Sismorresistente. La norma E030 2018 en el “Artículo 31.- Determinación de desplazamientos laterales” señala que debemos multiplicar a los desplazamientos elásticos determinados en el análisis lineal por 0.75 R con los cuales calculamos las derivas, las cuales no deben exceder 0.007 para estructuras de concreto armado.

Tabla ( 45 ) Cortante Basal Estática y Dinámica

Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	X	0.000960
Techo 02	DerivaSDXX Max	X	0.001268
Techo 01	DerivaSDXX Max	X	0.000252
Techo Sótano			

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 46 ) Cortante Basal Estática y Dinámica

Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva
Techo 03	DerivaSDXX Max	Y	0.000670
Techo 02	DerivaSDXX Max	Y	0.000848
Techo 01	DerivaSDXX Max	Y	0.000286
Techo Sótano			

Fuente: Elaboración propia

### 3.10.6. Fuerza basal mínima de diseño

La fuerza basal mínima de diseño se determinó, tomando en cuenta la fuerza cortante estática y dinámica, donde se aseguró que la cortante dinámica para el diseño sea el 90% de la cortante antes estática, esta condición no aplica pues la cortante dinámica resulta menor que la estática, por lo que se procedió encontrar un factor escalar para cumplir la esta condición.

Tabla ( 47 ) Cortante Basal Estática y Dinámica

	Peso de la edificación ton	Cortante Estática ton	Cortante Dinámica ton
VXX	4779.46	833.53	556.03
VYY	779.46	725.18	543.55

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 48 ) Factor de escala y Cortante Basal de Diseño

	Factor de escala	V. DISEÑO (VE*0,90)	V. DISEÑO (VD*factor)	V. DISEÑO ETABS(*)
VXX	1.35	750.18	750.18	750.18
VYY	1.20	625.65	625.65	625.65

Fuente: Elaboración propia

### 3.11. Diseño estructural

#### 3.11.1. Diseño de losas

Partiendo del modelamiento de la estructura en software ETABS, el cual nos dio los máximos y mínimos momentos como también las fuerzas de corte producto de las cargas en las losas, el análisis se realizó en ambas direcciones y posteriormente se verificó la cortante.

#### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomaron en cuenta los momentos máximos y mínimos de la envolvente a generada de los distintos combos que nos da la norma E060, proporcionados por el ETBS, los cuales se usó como base para el cálculo del acero.

Tabla ( 49) Datos iniciales de la loza maciza

h =	0.18	m
rec =	0.02	m
Ø3/8" =	0.009525	m

d =	0.16	m
f <sub>c</sub> =	2100.00	ton/m <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	42000.00	ton/m <sup>2</sup>
Ø =	0.90	

Fuente: Elaboración propia

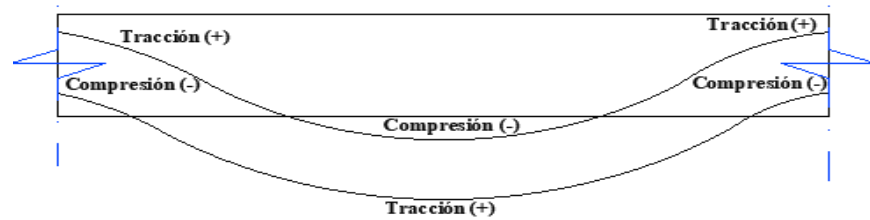


Figura ( 8 ) Esfuerzos en el concreto de tracción y compresión.

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó el análisis en la dirección XX para hallar el momento máximo con el cual se calculó el acero necesario cuyo valor deberá ser mayor que el acero mínimo estipulado por la Norma E060 Diseño concreto armado - 2009

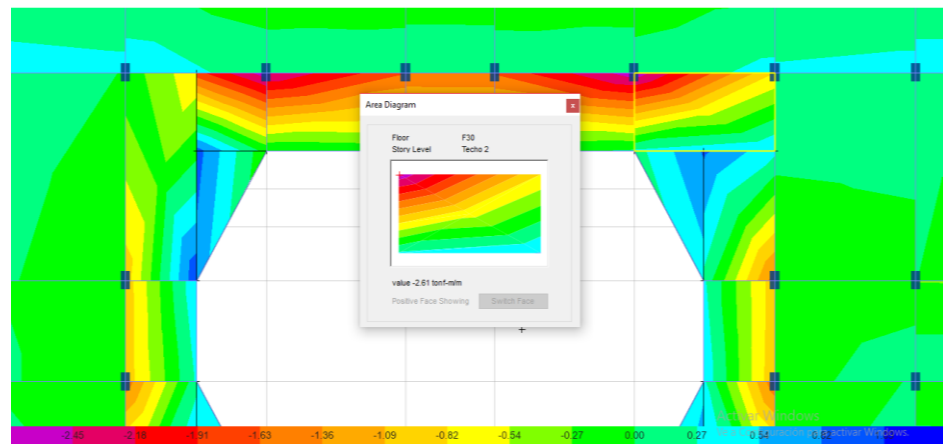


Figura (9) Demanda de momentos combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección XX.

Fuente: Elaboración Propia

Tabla (50) Calculo del acero necesario en la dirección XX

Mu (-)/m =	2.61	ton.m/m
Asumiendo, a =	0.02	m
Iterando 1		
As /m =	4.754	cm2/m
a =	0.011	m /m
Iterando 2		
As /m =	4.614	cm2/m
a =	0.011	m /m
Iterando 3		
As /m =	4.609	cm2/m
a =	0.011	m /m
Iterando 4		
As /m =	4.609	cm2/m
a =	0.011	m /m
Iterando 5		
As /m =	4.609	cm2/m
a =	0.011	m /m
Iterando 6		
As /m =	4.609	cm2/m
a =	0.011	m /m
Asmin /m =	2.794	cm2/m
Asmin>As	Cumple	
Asumiendo : Ø3/8"	0.710	cm2
doble capa , S =	0.308	m
USAR:		
S =	0.25	m
Ø3/8" @0.25m en dos capas para la dirección XX.		

Fuente: Elaboración Propia

Se realizó el análisis en la dirección XX para hallar el momento máximo con el cual se calculó el acero necesario cuyo valor deberá ser mayor que el acero mínimo estipulado por la Norma E060 Diseño concreto armado - 2009

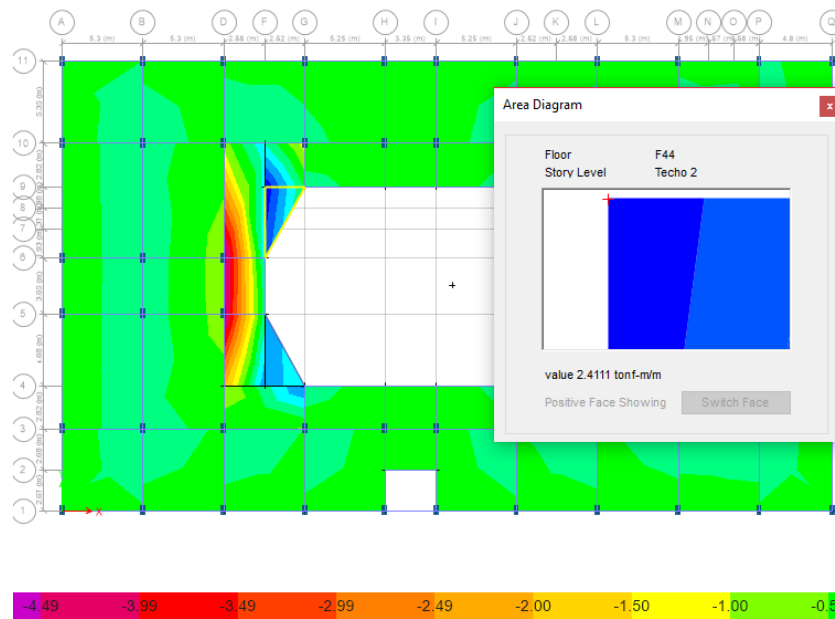


Figura (10) Demanda de momentos combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección YY.

Fuente: Elaboración Propia

Tabla (51) Calculo del acero necesario en la dirección XX

Mu (-)/m =	2.411	ton.m/m
Asumiendo, a =	0.020	m
Iterando 1		
As /m =	4.392	cm <sup>2</sup> /m
a =	0.010	m /m
Iterando 2		
As /m =	4.109	cm <sup>2</sup> /m
a =	0.010	m /m
Iterando 3		
As /m =	4.109	cm <sup>2</sup> /m
a =	0.010	m /m
Iterando 4		
As /m =	4.109	cm <sup>2</sup> /m



a =	0.010	m /m
Iterando 5		
As /m =	4.109	cm2/m
a =	0.010	m /m
Iterando 6		
As /m =	4.109	cm2/m
a =	0.010	m /m
Asumiendo : Ø3/8"	0.710	cm2
Asmin /m =	2.794	cm2/m
Asmin>As	Cumple	
doble capa , S =	0.346	m
USAR:		
S =	0.25	m
Ø3/8"@0.25m en dos capas para la dirección YY.		

Fuente: Elaboración Propia

Luego procedió a verificar la demanda máxima de fuerza cortante, datos extraídos del software ETABS, Figura (11) en XX y Figura (12) en YY, siendo de gran importancia tomar las demandas según corresponda su eje local.

Tabla (52) Verificación por fuerza cortante en la dirección XX

Vu /m =	2.062	ton/m
ØVc /m =	3.770	ton/m
Vu /m =	2.062	ton/m
ØVc > Vu	Cumple	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla (53) Verificación por fuerza cortante en la dirección XX

$V_u / m =$	1.125	ton/m
$\phi V_c / m =$	3.770	ton/m
$V_u / m =$	1.125	ton/m
$\phi V_c > V_u$	Cumple	

Fuente: Elaboración Propia

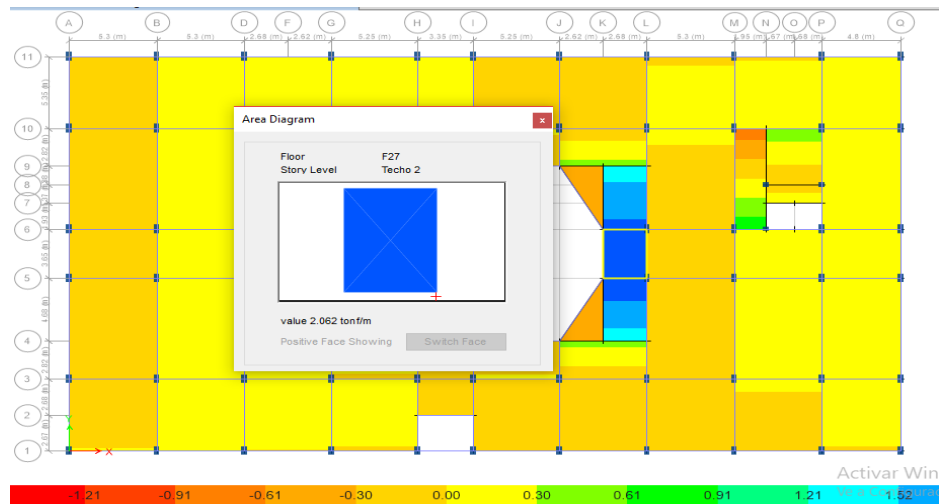


Figura (11) Demanda de fuerza cortante combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección XX.

Fuente: Elaboración Propia

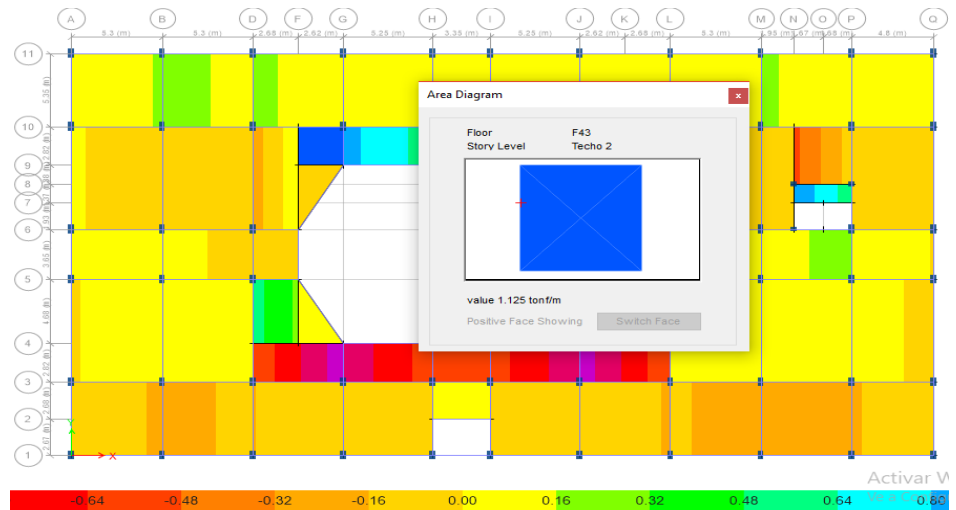


Figura (12) Demanda de fuerza cortante combinación 1.4CM+1.7CV en la losa Maciza en la dirección YY.

Fuente: Elaboración Propia

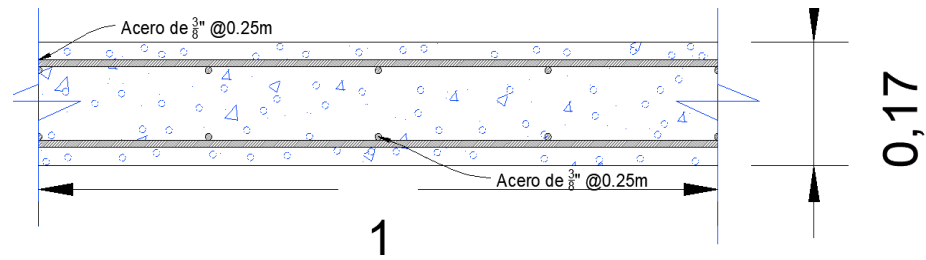


Figura (13) Diseño final de la losa maciza.

Fuente: Elaboración Propia

### 3.11.2. Diseño vigas

De acuerdo al análisis sísmico realizado, se presentaron las diferencias producto del diseño por flexión y corte de cada una de las vigas. Esta diferencia fue dada por la cantidad de barras longitudinales, estribos, el diámetro del refuerzo mencionado y la longitud, así como el espaciamiento.

#### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomaron en cuenta los momentos máximos y mínimos de la envolvente a generada de los distintos combos que nos da la norma E060, proporcionados por el ETBS, los cuales se usó como base para el cálculo del acero longitudinal, y posteriormente cumplir las demandas solicitadas.

Para encontrar el acero de la sección de la viga a diseñar se dio el siguiente proceso con los datos de viga donde se realiza las verificaciones iniciales tal como muestra la Tabla (54).

Tabla (54) Datos para diseño por flexión Viga B77 eje 1-1

$h_{viga} =$	0.40	m
$b_{viga} =$	0.35	m
$P_u =$	0	ton
$0,1f_cA_g =$	29.4	ton
$P_u < 0,1f_cA_g =$	VERDADERO	

<i>Luz de eje a eje de la viga =</i>	5.3	m
<i>Luz libre de la viga =</i>	5	m
<i>4h =</i>	1.6	m
<i>Ln &gt; 4h =</i>	VERDADERO	
<i>bcolumna =</i>	0.3	m
<i>bv &lt; bc + 3/2hv =</i>	VERDADERO	

Fuente: Elaboración propia

Las características de los materiales usados, los coeficientes de seguridad y las deformaciones unitarias máximas para cada material se muestra en la Tabla (55).

Tabla (55) Características de los materiales, coeficiente de seguridad y deformaciones máximas para la Viga secundaria B77 eje 1-1

<i>b =</i>	0.35	m
<i>h =</i>	0.40	m
<i>f'c =</i>	2100	ton/m <sup>2</sup>
<i>fy =</i>	42000	ton/m <sup>2</sup>
<i>d = dtcg = h-r-Øe- Ølong+2,5+Ølong/2</i>	0.320	m
<i>d' =</i>	0.08	m
<i>Ø =</i>	0.9	m
<i>B1 =</i>	0.85	para f'c = 210kg/cm <sup>2</sup>
<i>Deformación unitaria del concreto εc =</i>	0.003	capacidad máxima del concreto para deformarse antes del aplastarse.
<i>Deformación unitaria del acero, εt =</i>	0.005	para Ø=0,9 , flexión

Fuente: Elaboración propia

El siguiente proceso consistió en calcular el acero longitudinal, su diámetro, cantidad de barras, con los cuales se halla un momento nominal

el cual debe ser mayor que el momento de demanda tal como se muestra en la Tabla (56)

Tabla (56) Diseño por flexión Viga B77 eje 1-1

Mu (-)	7.32	0.40	7.44
Mu (+)	6.00	1.18	5.94
Requisitos de la norma	7.32	1.86	7.44
	6.00	1.86	5.94
Mu (-) de diseño	7.32	1.86	7.44
Mu (+) de diseño	6.00	1.86	5.94
Rn	227	58	231
	186	58	184
$\phi_t =$	0.013547	0.013547	0.013547
2capas	0.013547	0.013547	0.013547
Rnt	478	478	478
	478	478	478
Rn>Rnt	FALSO	FALSO	FALSO
	FALSO	FALSO	FALSO
$\phi =$ sección que está controlada por tracción			
	0.00580	0.00140	0.00591
	0.00469	0.00140	0.00464
As - requerido	6.49	1.56	6.61
As + requerido	5.25	1.56	5.19
Acero colocado para la sección de la viga diseñada		2Ø1/2"	
	3Ø1/2"		3Ø1/2"
	99%		98%
		165%	
		165%	
	98%		99%
	2Ø1/2"		2Ø1/2"
	2Ø1/2"		
As	5.16	2.58	6.45

1era CAPA	4Ø1/2"	2Ø1/2"	5Ø1/2"
Área de 1era capa*d1	0.29	0.14	0.36
Área*d total	0.29	0.14	0.36
Área total	5.1600	2.5800	6.4500
d'	0.05585	0.05585	0.05585
d	0.34	0.34	0.34
$\epsilon t > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,9$	0.0129	0.0204	0.0129
Mn	8.73	3.63	8.73
	7.08	3.63	7.08
ØMn	7.86	3.27	7.86
	6.37	3.27	6.37
Mu	7.32	1.86	7.44
	6.00	1.86	5.94
ØMn ≥ Mu	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
Coef. Mn/Mu	1.1934		1.1732
		1.9531	
Sección diseñada	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
	3Ø1/2"	0	3Ø1/2"
	2Ø1/2"	0	2Ø1/2"
	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"

Fuente: Elaboración propia

El número de barras longitudinales calculadas se acomodan mejor en dos capas por ello fue necesario calcular una longitud de desarrollo para los aceros de la segunda capa denominados bastones que llegan hasta cierta distancia medida desde la cara de la columna, para ello se calculó un momento nominal y de acuerdo ello se juego con el diagrama de interacción en ETABS para hallar la longitud de desarrollo tal como muestra la Tabla (57).

Tabla (57) Calculo de longitud de bastones Viga B77 eje 1-1

Longitudinal	As	As
	2.58	2.58
	2.58	2.58
	A's	A's
Mn	3.9	3.90
La	0.34	0.34
Lbastón	1.40	1.18
Ld = Lbast + La	1.74	1.52

Fuente: Elaboración propia

Una vez finalizado el diseño por flexión, prosigue el diseño por corte donde se asumió un diámetro de 3/8" para los estribos, con lo cual se determinó los espaciamientos necesarios para cumplir los requisitos de la norma y demanda de cargas como se muestra en la Tabla (58).

Tabla (58) Diseño por corte Viga B77 eje 1-1

$Vu_{izq} =$	3.78	ton
$Vu_{izq} \text{ a "d"} =$	3.78	ton
$Szc =$	0.100	m
$\emptyset_{3/8"} - est =$	0.71	cm <sup>2</sup>
$\emptyset =$	0.85	
$\emptyset Vc =$	7.86	ton
$\emptyset Vs =$	17.45	ton
$\emptyset Vn =$	25.31	ton
$\emptyset Vn > Vu$	VERDADERO	
$Vu_{cent} \text{ a "2h"} =$	3.5	ton
$Szfc =$	0.120	m
$\emptyset_{3/8"} - est =$	0.71	cm <sup>2</sup>
$\emptyset =$	0.85	
$\emptyset Vc =$	7.86	ton

$\phi V_s =$	14.54	ton
$\phi V_n =$	22.40	ton
$\phi V_n > V_u$	VERDADERO	
$1@0.05m, 1@0.1m, 7@0.12, \text{ Demas } @0.17m$		

Fuente: Elaboración propia

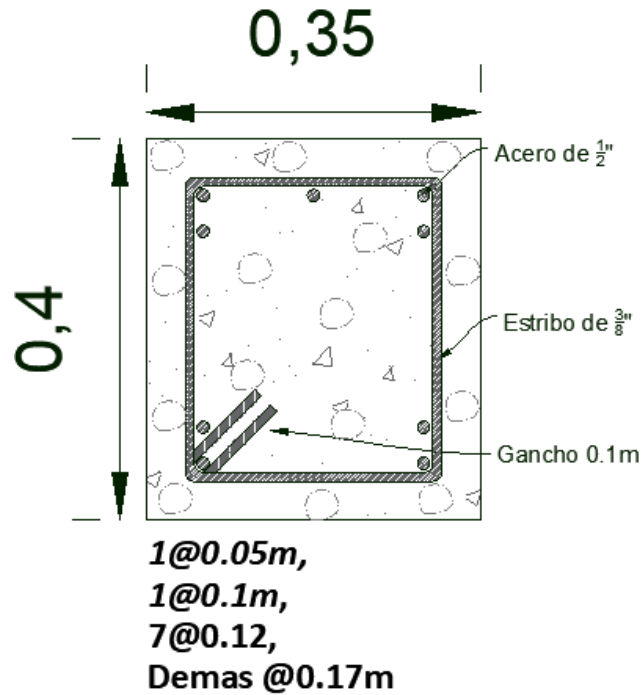


Figura (14) Diseño final de la Viga B77 eje 1-1

Fuente: Elaboración Propia

El diseño de la viga en voladizo B106 en el nivel Techo 2 en la dirección XX presento el siguiente comportamiento.

Tabla (59) Datos para diseño por flexión Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6

$h_{viga} =$	0.40	m
$b_{viga} =$	0.35	m
$P_u =$	0	ton
$0,1f_cA_g =$	29.4	ton
$P_u < 01f_cA_g =$	VERDADERO	



<i>Luz de eje a eje de la viga =</i>	2.65	m
<i>Luz libre de la viga =</i>	2.25	m
<i>4h =</i>	1.6	m
<i>Ln &gt; 4h =</i>	VERDADERO	
<i>bcolumna =</i>	0.35	m
<i>bv &lt; bc + 3/2hv =</i>	VERDADERO	

Fuente: Elaboración propia

Las características de los materiales usados, los coeficientes de seguridad y las deformaciones unitarias máximas para cada material se muestra en la Tabla (55).

Tabla (60) Características de los materiales, coeficiente de seguridad y deformaciones máximas para la Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6

<i>b =</i>	0.35	m
<i>h=</i>	0.40	m
<i>f'c =</i>	2100	ton/m <sup>2</sup>
<i>fy =</i>	42000	ton/m <sup>2</sup>
<i>d = dtcg = h-r-Øe- Ølong+2,5+Ølong/2</i>	0.320	m
<i>d' =</i>	0.08	m
<i>Ø =</i>	0.9	m
<i>B1 =</i>	0.85	para f'c = 210kg/cm <sup>2</sup>
<i>Deformación unitaria del concreto <math>\epsilon_c =</math></i>	0.003	capacidad máxima del concreto para antes del aplastarse deformarse.
<i>Deformación unitaria del acero, <math>\epsilon_t =</math></i>	0.005	para Ø=0,9 , flexión

Fuente: Elaboración propia

El siguiente proceso consistió en calcular el acero longitudinal, su diámetro, cantidad de barras, con los cuales se halla un momento nominal el cual debe ser mayor que el momento de demanda tal como se muestra en la Tabla (56)

Tabla (61) Diseño por flexión Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6

Mu (-)	18.58	0.39	0.00
Mu (+)	0.00	1.18	0.00
Requisitos de la norma	18.58	4.65	0.00
	9.29	4.65	0.00
Mu (-) de diseño	18.58	4.65	0.00
Mu (+) de diseño	9.29	4.65	0.00
Rn	576	144	0
	288	144	0
$\phi_t =$	0.013547	0.013547	0.013547
2capas	0.013547	0.013547	0.013547
Rnt	478	478	478
	478	478	478
Rn>Rnt?	VERDADERO	FALSO	FALSO
	FALSO	FALSO	FALSO
$\phi$ = sección que está controlada por tracción			
	0.01719	0.00358	0.00000
	0.00752	0.00358	0.00000
As - requerido	19.25	4.01	0.00
As + requerido	8.43	4.01	0.00
sección controlada			
por tracción			
As - requerido	19.25	4.01	0.00
As + requerido	8.43	4.01	0.00

Colocación de acero		3Ø5/8"	
		7Ø5/8"	149%
		103%	
		118%	
		3Ø5/8"	99%
			2Ø5/8"
	As	A's	As
Acero negativo colocado	19.90	5.97	5.97
Acero positivo colocado	9.95	3.98	3.98
	A's	As	A's
Asumiendo A's fluye			
a	0.07	-0.013	0.01
	0.07	-0.013	0.01
c	0.08	-0.016	0.02
	0.08	-0.016	0.02
$\epsilon's \geq 0,0021$	0.0000	0.0182	-0.0122
	0.0000	0.0182	-0.0122
Asumiendo que A's no fluye	103.51	80.32	63.71
	1062.08	1062.08	1062.08
c	0.12	0.06	0.06
Sección diseñada		3Ø5/8"	
		7Ø5/8"	
		3Ø5/8"	
			2Ø5/8"

Fuente: Elaboración propia

El número de barras longitudinales calculadas se acomodan mejor en dos capas por ello fue necesario calcular una longitud de desarrollo para los aceros de la segunda capa denominados bastones que llegan hasta cierta

distancia medida desde la cara de la columna, para ello se calculó un momento nominal y de acuerdo ello se juego con el diagrama de interacción en ETABS para hallar la longitud de desarrollo tal como muestra la Tabla (57).

Tabla (62) Calculo de longitud de bastones Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6

Longitudinal	As
	5.97
	3.98
	A's
Mn	7.9
La	0.34
Lbastón	1.33
Ld = Lbast + La	1.67

Fuente: Elaboración propia

Una vez finalizado el diseño por flexión, prosigue el diseño por corte donde se asumió un diámetro de 3/8" para los estribos, con lo cual se determinó los espaciamientos necesarios para cumplir los requisitos de la norma y demanda de cargas como se muestra en la Tabla (58).

Tabla (63) Diseño por corte Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6

$Vu_{der} =$	8.3	ton
$Vu_{der a "d" =}$	7.6	ton
$Szc =$	0.100	m
$\emptyset 3/8" - est =$	1.29	cm <sup>2</sup>
$\emptyset =$	0.85	ton
$\emptyset Vc =$	7.86	ton
$\emptyset Vs =$	63.40	ton
$\emptyset Vn =$	71.26	ton

$\phi V_n > V_u$	VERDADERO	
$V_u \text{ cent a "2h" =}$	8.3	ton
$S_z f_c =$	0.12	m
$\phi 3/8'' - est =$	0.71	cm <sup>2</sup>
$\phi =$	0.85	
$\phi V_c =$	7.86	ton
$\phi V_s =$	14.54	ton
$\phi V_n =$	22.40	ton
$\phi V_n > V_u$	VERDADERO	
$1@0.05m, 1@0.1m, 7@0.12, \text{ Demas } @0.17m$		

Fuente: Elaboración propia

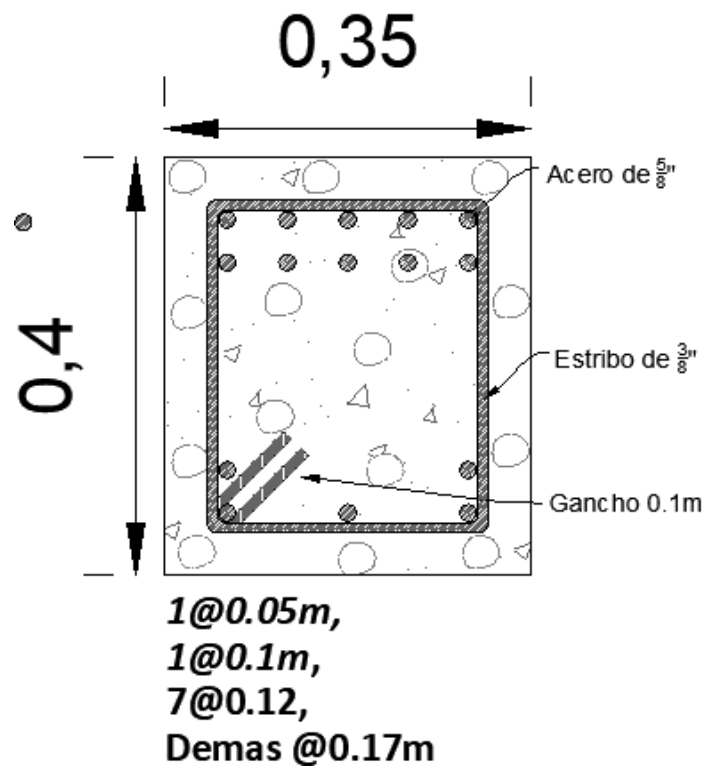


Figura (15) Diseño final de la Viga secundaria B106 techo 2 eje 6-6

Fuente: Elaboración Propia

El diseño de la viga en voladizo B32 en el nivel Techo 2 en la dirección YY presentó el siguiente comportamiento.

Tabla (64) Datos para diseño por flexión Viga principal B32 techo 2 eje H-H

$h_{viga} =$	0.65	m
$b_{viga} =$	0.35	m
$P_u =$	0	ton
$0,1f_c A_g =$	47.775	ton
$P_u < 0,1f_c A_g =$	VERDADERO	
$Luz\ de\ eje\ a\ eje\ de\ la\ viga =$	5.35	m
$Luz\ libre\ de\ la\ viga =$	5.05	m
$4h =$	2.6	m
$L_n > 4h =$	VERDADERO	
$b_{columna} =$	0.35	m
$b_v < b_c + 3/2h_v =$	VERDADERO	

Fuente: Elaboración propia

Las características de los materiales usados, los coeficientes de seguridad y las deformaciones unitarias máximas para cada material se muestra en la Tabla (55).

Tabla (65) Características de los materiales, coeficiente de seguridad y deformaciones máximas para la Viga principal B32 techo 2 eje H-H

$b =$	0.35	m
$h =$	0.65	m
$f_c =$	2100	ton/m <sup>2</sup>
$f_y =$	42000	ton/m <sup>2</sup>
$d = d_{tcg} = h - r - \emptyset_e - \emptyset_{long} + 2,5 + \emptyset_{long}/2$	0.570	m
$d' =$	0.08	m
$\emptyset =$	0.9	m
$B1 =$	0.85	para $f_c = 210\text{kg/cm}^2$

<i>Deformación unitaria del concreto <math>\epsilon_c</math></i> =	0.003	Capacidad máxima del concreto para deformarse antes del aplastarse.
<i>Deformación unitaria del acero, <math>\epsilon_t</math></i> =	0.005	para $\phi=0,9$ , flexión

Fuente: Elaboración propia

El siguiente proceso consistió en calcular el acero longitudinal, su diámetro, cantidad de barras, con los cuales se halla un momento nominal el cual debe ser mayor que el momento de demanda tal como se muestra en la Tabla (56)

Tabla (66) Diseño por flexión Viga principal B32 techo 2 eje H-H

Mu (-)	18.44	0.06	12.26
Mu (+)	9.01	2.58	11.90
Requisitos de la norma	18.44	4.61	12.26
	9.22	4.61	11.90
Mu (-) de diseño	18.44	4.61	12.26
Mu (+) de diseño	9.22	4.61	11.90
Rn	180	45	120
	90	45	116
$\rho_t =$	0.013547	0.013547	0.013547
2capas	0.013547	0.013547	0.013547
Rnt	478	478	478
	478	478	478
Rn>Rnt?	FALSO	FALSO	FALSO
	FALSO	FALSO	FALSO
$\rho =$ sección que está controlada por tracción			
	0.00453	0.00109	0.00295
	0.00220	0.00109	0.00287

As - requerido	9.04	2.17	5.89
As + requerido	4.39	2.17	5.72
sección controlada			
por tracción			
As - requerido	9.04	2.17	5.89
As + requerido	4.39	2.17	5.72
Colocación de acero		3Ø1/2"	
	4Ø1/2"	179%	2Ø1/2"
	100%		121%
	117%		113%
	2Ø1/2"	119%	3Ø1/2"
		2Ø1/2"	
	As	A's	As
Acero negativo colocado	9.03	3.87	6.45
Acero positivo colocado	5.16	2.58	6.45
	A's	As	A's
Asumiendo A's fluye			
Asumiendo A's fluye			
a	0.03	-0.009	0.00
	0.03	-0.009	0.00
c	0.03	-0.010	0.00
	0.03	-0.010	0.00
$\epsilon's \geq 0,0021$	-0.0048	0.0265	-0.0048
	-0.0048	0.0265	-0.0048
Asumiendo que A's no fluye	72.87	64.02	81.92
Asumiendo que A's no fluye	1062.08	1062.08	1062.08
c	0.08	0.05	0.07
$\epsilon's < 0,0021$	-0.0002	-0.0019	-0.0006



a	0.06	0.04	0.06
Sección diseñada		3Ø1/2"	
	4Ø1/2"	0.00	2Ø1/2"
	2Ø1/2"	0.00	3Ø1/2"
		2Ø1/2"	

Fuente: Elaboración propia

El número de barras longitudinales calculadas se acomodan mejor en dos capas por ello fue necesario calcular una longitud de desarrollo para los aceros de la segunda capa denominados bastones que llegan hasta cierta distancia medida desde la cara de la columna, para ello se calculó un momento nominal y de acuerdo ello se juego con el diagrama de interacción en ETABS para hallar la longitud de desarrollo tal como muestra la Tabla (57).

Tabla (67) Calculo de longitud de bastones Viga principal B32 techo 2 eje H-H

Longitudinal	As	As
	2.58	2.58
	2.58	2.58
	A's	A's
Mn	3.9	3.90
La	0.59	0.59
Lbastón	1.40	1.18
Ld = Lbast + La	1.99	1.77

Fuente: Elaboración propia

Una vez finalizado el diseño por flexión, prosigue el diseño por corte donde se asumió un diámetro de 3/8" para los estribos, con lo cual se determinó los espaciamientos necesarios para cumplir los requisitos de la norma y demanda de cargas como se muestra en la Tabla (58).

Tabla (68) Diseño por corte Viga principal B32 techo 2 eje H-H

$Vu_{izq} =$	9.44	ton
$Vu_{izq \text{ a "d" }} =$	4.6	ton
$Szc =$	0.100	m
$\emptyset_{3/8" - est} =$	0.71	cm <sup>2</sup>
$\emptyset =$	0.85	
$\emptyset Vc =$	13.58	ton
$\emptyset Vs =$	30.12	ton
$\emptyset Vn =$	43.70	ton
$\emptyset Vn > Vu$	VERDADERO	
$Vu_{cent \text{ a "2h" }} =$	8.7	ton
$Szfc =$	0.120	m
$\emptyset_{3/8" - est} =$	0.71	cm <sup>2</sup>
$\emptyset =$	0.85	
$\emptyset Vc =$	13.58	ton
$\emptyset Vs =$	25.10	ton
$\emptyset Vn =$	38.68	ton
$\emptyset Vn > Vu$	VERDADERO	

Fuente: Elaboración propia

El diseño final de la viga principal B32 techo 2 eje H-H según la Figura (16)

Se realizó el mismo proceso para la viga principal en voladizo, lo cual dio la sección siguiente de la Figura (17)

Para el diseño de las vigas de borde, dado que las demandas son bajas, se procedió a calcular el acero partiendo de la cuantía mínima, el diseño por

corte se realizo por confinamiento cumpliendo lo dicho en la Norma E060  
 Diseño de concreto Armado – 2009, según la Tabla (69).

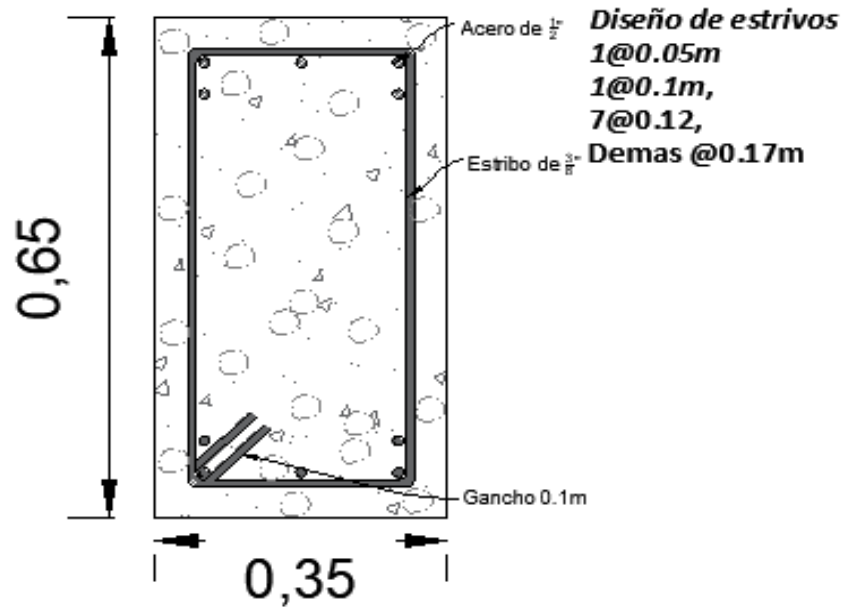


Figura (16) Diseño final de la Viga principal B32 techo 2 eje H-H  
 Fuente: Elaboración Propia

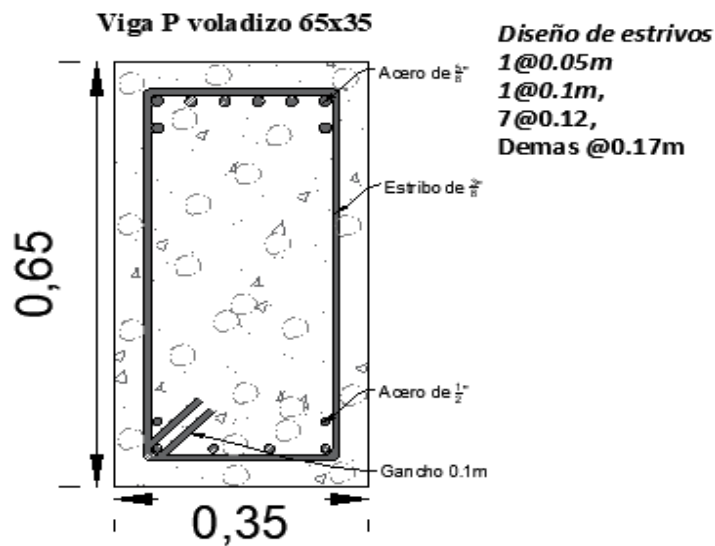


Figura (17) Diseño final de la Viga principal B124 techo 2 eje H-H  
 Fuente: Elaboración Propia

Tabla (69) Diseño de la viga de borde por cuantía mínima

Diseño de elementos acero mínimo		
Mu	1.9	Ton/m
$\varnothing$	0.9	
h	0.3	m
b	0.25	m
d2	0.0729	m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	2100	ton/m <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	42000	ton/m <sup>2</sup>
ro	0.0029	
Ag	750	cm <sup>2</sup>
As	2.140	cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

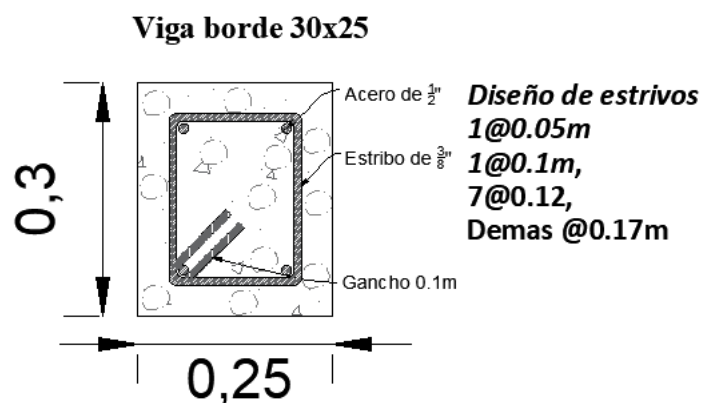


Figura (18) Diseño final de la Viga borde

Fuente: Elaboración Propia

### 3.11.3. Diseño de columnas

#### Diseño Flexocompresión

la columna se diseñó por flexocompresión, prestando mucha atención a los ejes locales del software ETABS, una ya colocados las combinaciones de cargas como son la carga muerta, viva y de sismo asimismo a ver generado la correspondiente envolvente, se procede a verificar que esa demanda se

cubierta por la superficie de interacción de la columna “C46” tomada como ejemplo.

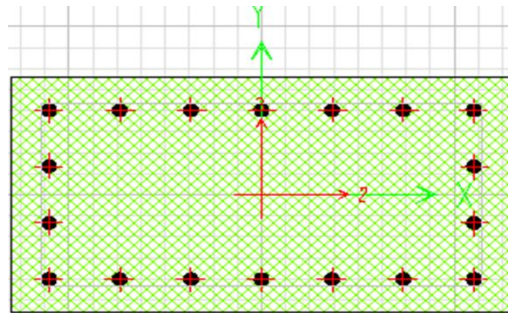


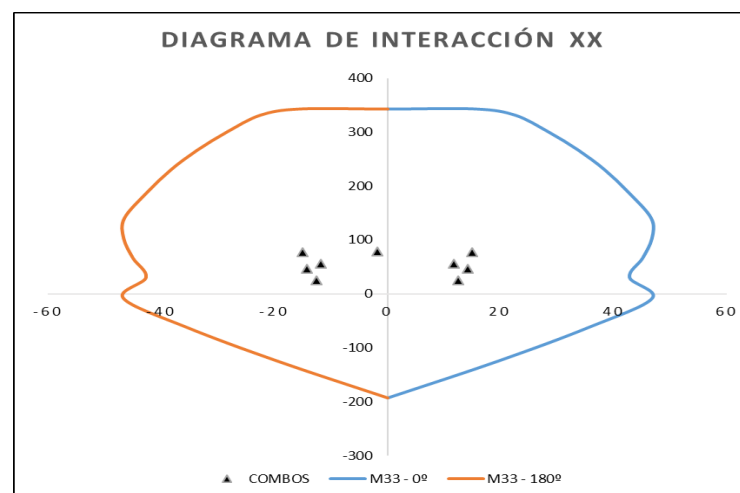
Figura ( 19 ) Refuerzo longitudinal vertical de la columna C46.

Fuente: Elaboración Propia

Del software ETABS se obtuvo las demandas máximas ejercidas en la columna “C46” y como respuesta del elemento mediante la capacidad de la superficie de interacción se obtuvieron los siguientes resultados.

Para la dirección XX en el eje local 33 de la columna, se formó el diagrama de interacción en los ángulos  $0^\circ$  y  $180^\circ$ . Todos los combos calculados a partir de las combinaciones de cargas para los sismos SXX y SYY se encuentran dentro, por lo que la sección estaría cumpliendo estas demandas según muestra el Gráfico (9).

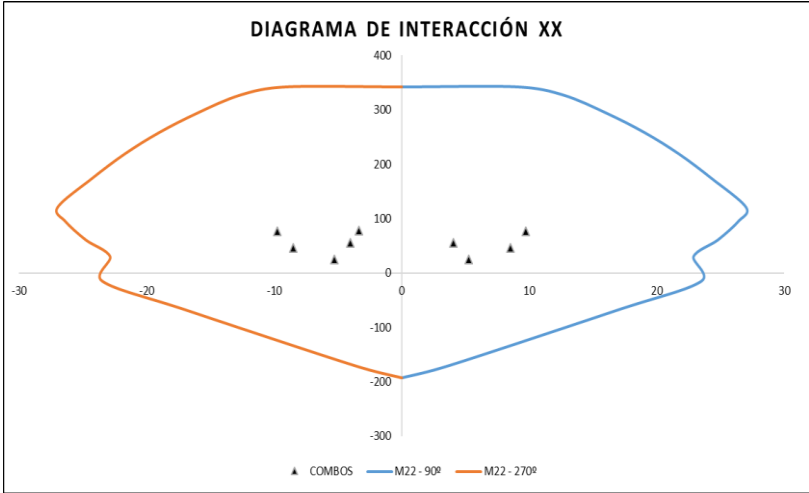
Gráfico (9) Diagrama de interacción XX. Columna C49 eje local 33



Fuente: Elaboración Propia

El refuerzo planteado también cubre las demandas máximas para la dirección XX por medio del eje local 22 de elemento columna según el Gráfico ( 10 ).

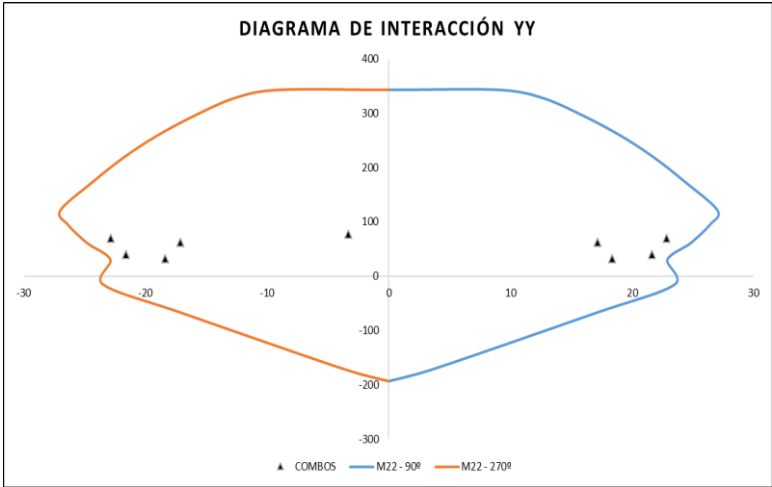
Gráfico ( 10 ) Diagrama de interacción XX. Columna C49 eje local 22



Fuente: Elaboración Propia

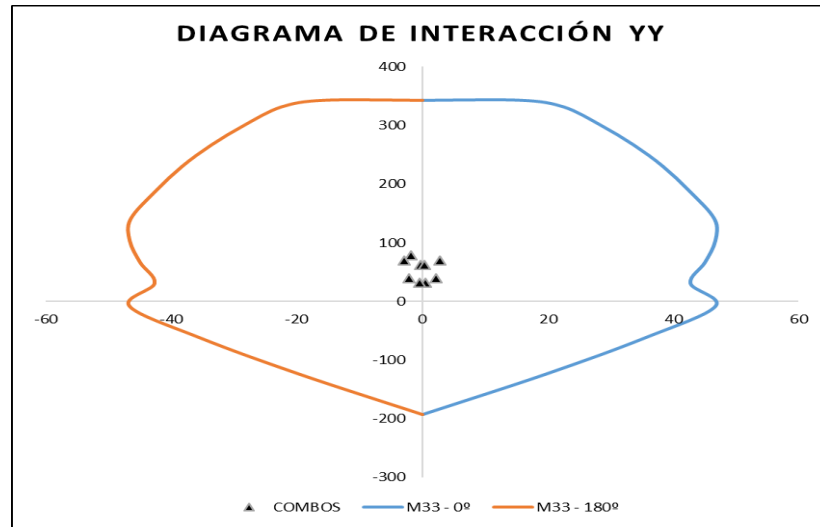
Del mismo modo se obtuvo los diagramas de interacción para el mismo en la dirección YY y al igual que en el proceso anterior las demandas quedan cubiertas.

Gráfico ( 11 ) Diagrama de interacción YY. Columna C49 eje local 22



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico ( 12) Diagrama de interacción YY. Columna C49 eje local 33



Fuente: Elaboración Propia

Tabla ( 70) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009

SIS XX	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	77.99	-3.35	-1.85
SIS XX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	55.14	4.04	11.79
	1.25(CM+CV)-SISXX	77.06	-9.74	-14.93
	0.9CM+SISXX	24.76	5.27	12.50
	0.9CM-SISXX	46.69	-8.50	-14.22
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	55.14	-4.04	-11.79
	1.25(CM+CV)-SISXX	77.06	9.74	14.93
	0.9CM+SISXX	24.76	-5.27	-12.50
	0.9CM-SISXX	46.69	8.50	14.22

Fuente: Elaboración Propia

Tabla ( 71) Combos de diseño en YY según Norma E060-2009

SIS YY	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	77.99	-3.33	-1.85
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	62.35	17.15	-0.30
	1.25(CM+CV)-SISXX	69.84	-22.84	-2.83
	0.9CM+SISXX	31.98	18.38	0.40
	0.9CM-SISXX	39.47	-21.61	-2.12

SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	62.35	-17.15	0.30
	1.25(CM+CV)-SISXX	69.84	22.84	2.83
	0.9CM+SISXX	31.98	-18.38	-0.40
	0.9CM-SISXX	39.47	21.61	2.12

Fuente: Elaboración Propia

El diseño por corte para las columnas se estableció de acuerdo al espaciamiento requerido por los estribos para resistir la cortante en el elemento, que para este caso fue de 0.10m tanto en área de confinamiento como fuera.

Tabla ( 72) Diseño por corte extremo superior

Área sección=	0.2275	m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub> =	2100	ton/m <sup>2</sup>
Av acero Ø3/8" =	0.71	cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	42000	ton/m <sup>2</sup>
d =	0.29	m
s =	0.1	m
Ø =	0.85	
P <sub>u</sub> =	54.2778	ton
ØV <sub>c</sub> =	4.02	ton
ØV <sub>s</sub> =	14.70	ton
ØV <sub>n</sub> =	18.72	ton
> 1 est. Ø3/8", 1@.05m, R@.10m		

Fuente: Elaboración Propia

Tabla ( 73) Diseño por corte extremo inferior

Área sección=	0.2275	m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub> =	2100	ton/m <sup>2</sup>
Av acero Ø3/8" =	0.71	cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	42000	ton/m <sup>2</sup>
d =	0.59	m
s =	0.15	m



$\emptyset =$	0.85	
$P_u =$	54.2778	ton
$\emptyset V_c =$	4.02	ton
$\emptyset V_s =$	19.94	ton
$\emptyset V_n =$	23.96	ton
> 1 est. $\emptyset 3/8"$ , 1@.05m, R@.10m		

Fuente: Elaboración Propia

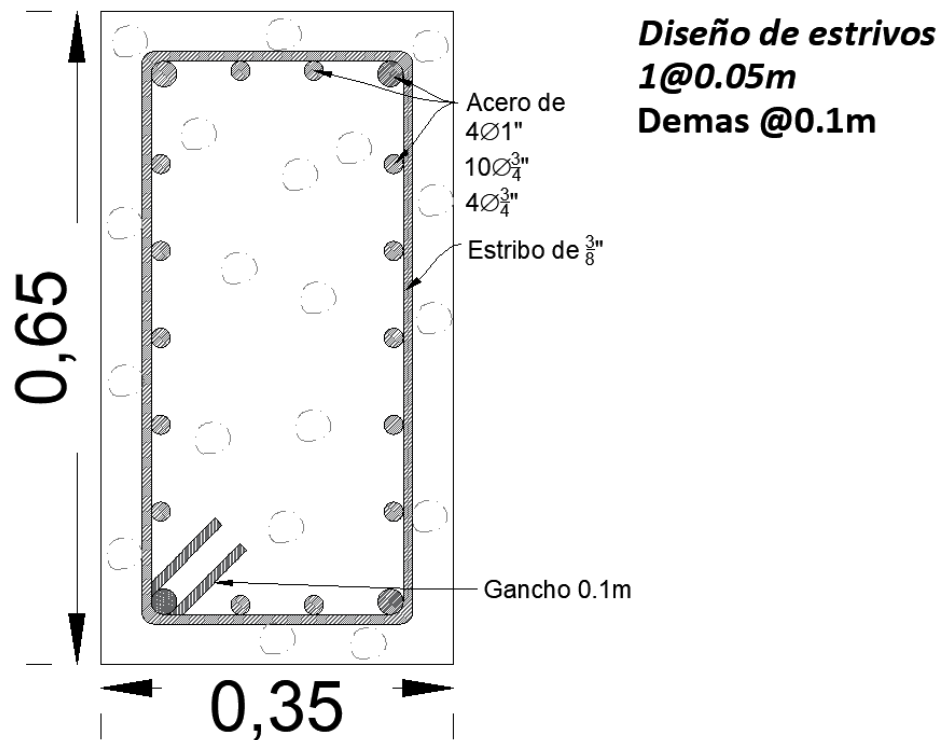


Figura ( 20 ) Diseño final columna Sección C1.

Fuente: Elaboración Propia

De igual forma se realizó el análisis para las columnas de mayor demanda, dando los siguientes diseños

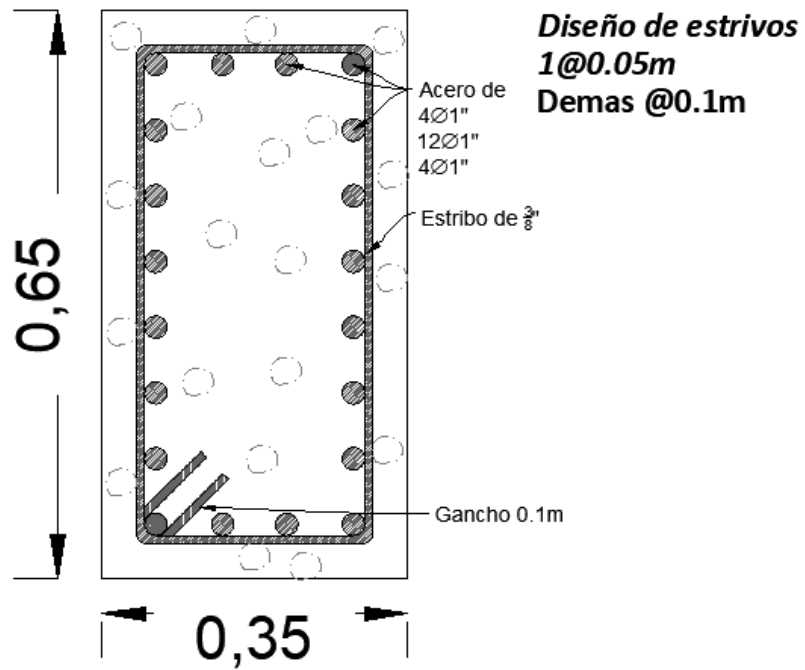


Figura ( 21 ) Diseño final columna Sección C2.

Fuente: Elaboración Propia

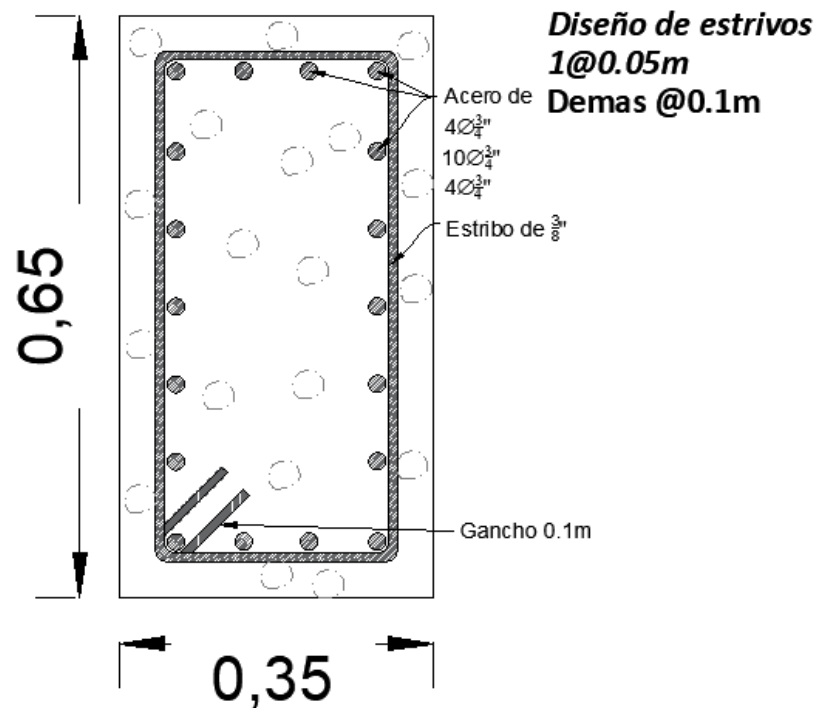


Figura ( 22 ) Diseño final columna Sección C3.

Fuente: Elaboración Propia

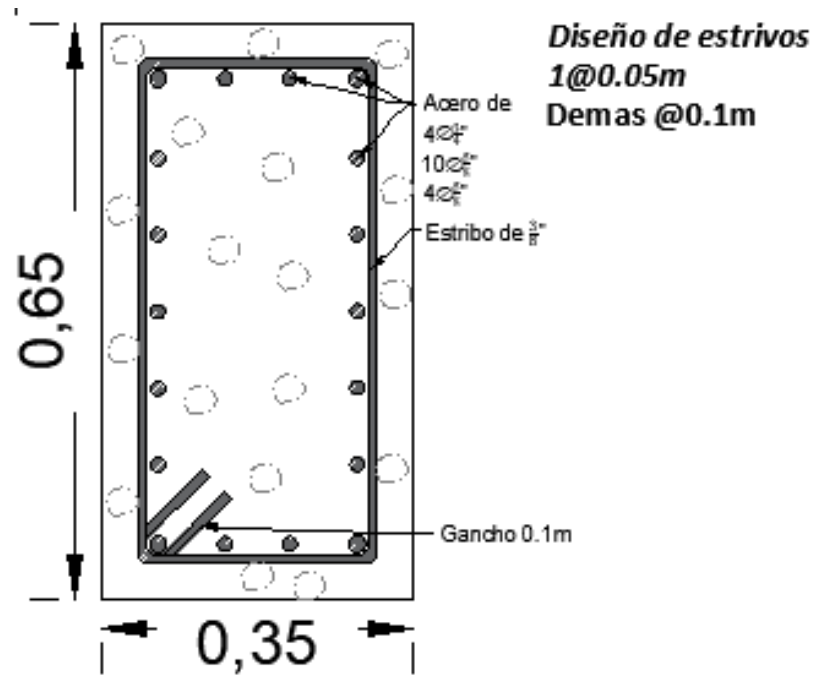


Figura ( 23 ) Diseño final columna Sección C4.

Fuente: Elaboración Propia

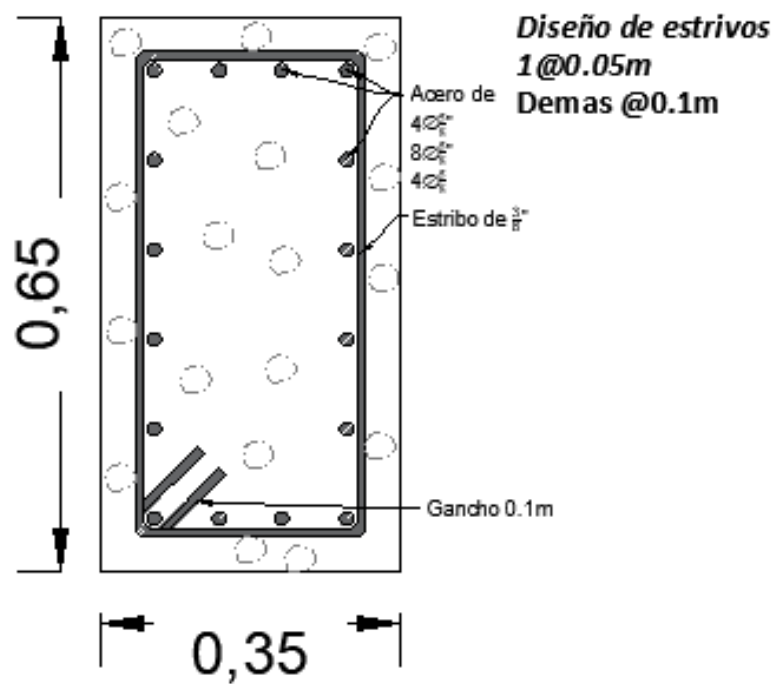


Figura ( 24 ) Diseño final columna Sección C5.

Fuente: Elaboración Propia

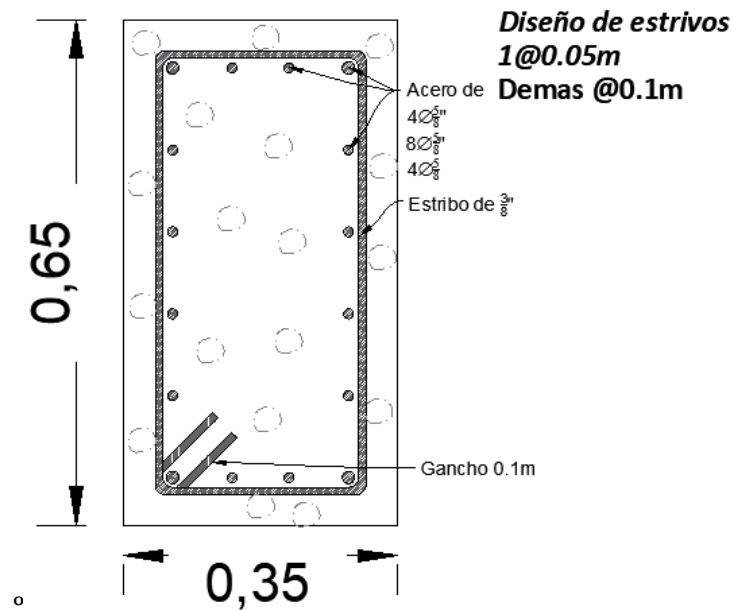


Figura ( 25 ) Diseño final columna Sección C6.

Fuente: Elaboración Propia

#### 3.11.4. Diseño placas

El diseño de placas según la configuración de la estructura, la cual plantea placas en L para los extremos en dos direcciones y placas en una dirección a lo largo del eje 1-1.

Diseño por flexocompresión placas en una dirección.

Para el diseño por flexocompresión se analiza en ambos sentidos, XX y YY de los cuales tomamos las demandas más críticas, para este caso ambos sentidos las fuerzas llegan por igual demanda.

Partimos de los datos de los materiales y dimensiones de la placa a diseñar.

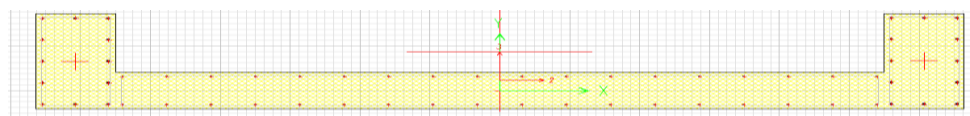


Figura ( 26 ) Sección de la placa a diseñar correspondiente a Muro7-16 del nivel techo 01

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 74) Datos de los materiales y coeficiente a usar para el diseño la placa.

$f_c =$	2100	ton/m <sup>2</sup>
$f_y =$	42000	ton/m <sup>2</sup>
$\emptyset$ para corte =	0.85	
$t =$	0.25	m
$hm =$	2.82	m
$lm =$	4.05	m
$r =$	0.025	m
ÁREA ( $A_{cw}$ ) =	1.0125	m <sup>2</sup>
<i>- Cortante en el muro estructural</i>		

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 75) Demandas para el diseño de la placa.

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
Techo 1	MURO 7 HASTA 16	Embolvente Max	49.28	98.42	5.81	4.53	60.09
Techo 1	MURO 7 HASTA 16	Embolvente Min	-141.78	-98.85	-6.25	-6.07	-79.16

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 76) Diseño por corte para el cálculo de acero vertical y horizontal

$N_u =$	49.28	Ton				
$M_u =$	79.17	Ton*m				
$\emptyset V_c =$	77.76	Ton				
$V_u =$	98.86	Ton	$\geq$	77.76	Ton	VERDADERO
$V_u$ para $t > 20cm =$			$<$	39.62	Ton	FALSO
$t =$	0.25	M	$\geq$	0.20	M	VERDADERO
$H_m/L_m =$	0.696		$\geq$	2.00		FALSO

			≤	1.50		VERDADERO
$d =$	3.24	m				
$\alpha =$ Ecuación (87)	0.80					
$de: V_c =$	113.15	ton				
Norma ACI	-131.05	ton				
$V_{c\text{mín}} =$	113.15	ton	≤	117.38	ton	VERDADERO
$V_c =$	113.15	ton	≤	98.86	ton	FALSO
$V_s =$	3.15	ton				
$V_n =$	116.30	ton	≤	381.49	ton	VERDADERO
$\rho_h =$	7.40952E-05		≥	0.0025		FALSO
$A_{sh} =$	0.37	cm <sup>2</sup> /m				
$\phi A_b =$	0.71	cm <sup>2</sup>				
$S =$	3.83	m	≤	0.75	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, $S =$	0.2	m				
				Ø3/8" @ .20m		
$\rho_h \text{ real} =$	0.0028400					
$\rho_v =$	0.000312		≥	0.0025		FALSO
$A_{sv} =$	6.25	cm <sup>2</sup> /m				
$\phi A_b =$	0.71	cm <sup>2</sup>				
$S =$	0.23		≤	0.75	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, $S =$	0.20	m		Ø3/8" @ 0.20m		
$A_s \text{ real} =$	28.76	cm <sup>2</sup>	$\rho_o =$		0.0025	
<i>- Como <math>V_c &lt; V_u</math> , se tendrá que determinar un verdadero valor de <math>V_s</math>:</i>						
$\phi V_s =$	102.66	ton				
$\phi V_c =$	96.18	ton				
$\phi V_n =$	198.83	ton	≥	98.86	ton	VERDADERO

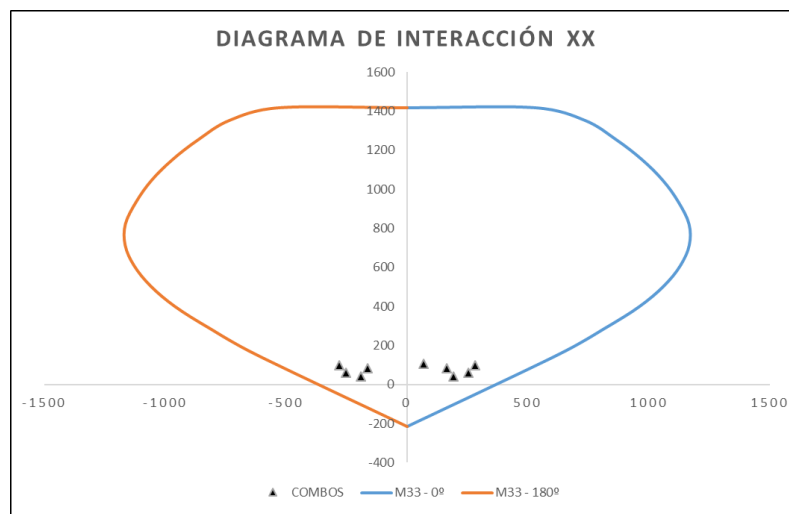
Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 77) Demandas para la interacción en software ETABS

Story	Pier	Load Case/Combo	P	M2	M3
			tonf	tonf-m	tonf-m
Techo 01	Placa 01	Dead	56.6938	-0.4284	34.7148
Techo 01	Placa 01	Live	15.8261	-0.1165	11.8019
Techo 01	Placa 01	SXX Max	9.0761	0.5146	222.1907
Techo 01	Placa 01	SYX Max	36.6797	0.4125	247.8939

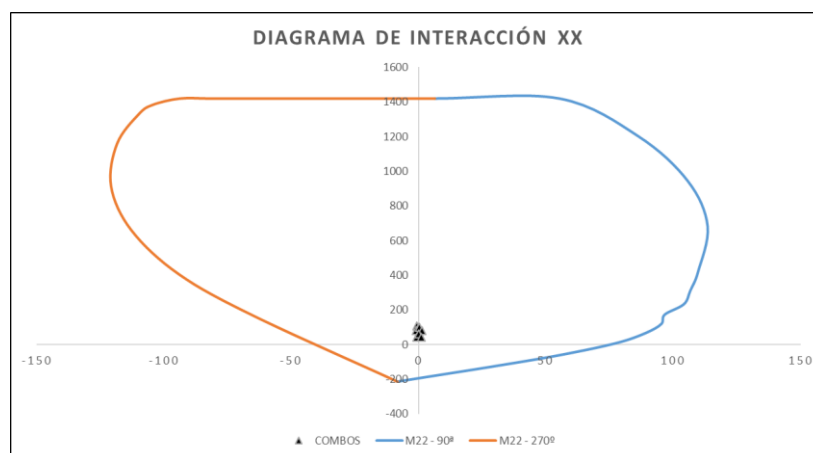
Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 13 ) Diagrama de interacción XX. Placa 7-16 eje local 33



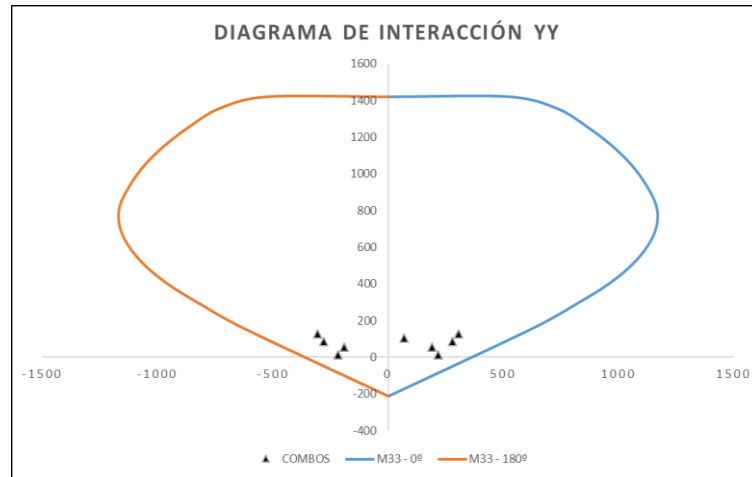
Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 14 ) Diagrama de interacción XX. Placa 7-16 eje local 22



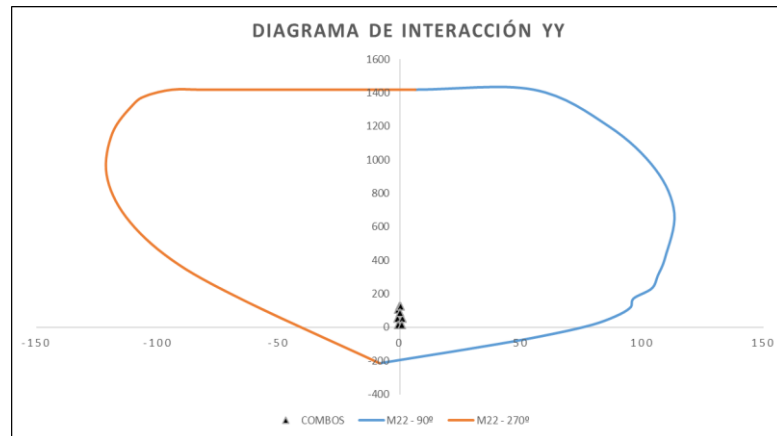
Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 15 ) Diagrama de interacción YY. Placa 7-16 eje local 33



Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 16 ) Diagrama de interacción YY. Placa 7-16 eje local 22



Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 78 ) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009

Sis XX	Combos	P	M2	M3
C. Gravedad	1.4cm+1.7cv	106.275	-0.7978	68.663
Sis XX Positivo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	99.7259	-0.1665	280.336
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	81.5737	-1.1957	-164.044
	0.9cm+Sisxx	60.100	0.12904	253.434
	0.9cm-Sisxx	41.94832	-0.90016	-190.947
Sis XX Negativo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	99.725975	0.16652	-280.336
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	81.573775	1.1955	164.0448



	0.9cm+Sisxx	60.10052	-0.1290	-253.434
	0.9cm-Sisxx	41.94832	0.9001	190.947

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 79) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009

Sis YY	Combos	P	M2	M3
C. Gravedad	1.4cm+1.7cv	106.275	-0.79	68.663
Sis YY Positivo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	127.329	-0.268	306.03
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	53.9701	-1.093	-189.74
	0.9cm+Sisxx	87.7041	0.026	279.13
	0.9cm-Sisxx	14.3447	-0.798	-216.65
Sis YY Negativo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	127.32	0.2686	-306.03
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	53.970	1.0936	189.74
	0.9cm+Sisxx	87.704	-0.026	-279.13
	0.9cm-Sisxx	14.344	0.7980	216.65

Fuente: Elaboración propia

El acero vertical y horizontal esta dado en dos caras ya que que el espesor de la placa supera los 20cm.

Tabla ( 80) Acero y espaciamento horizontal y vertical Placas 7 - 16

PLACA DE 7 HASTA 16		
PLACA XX	Ø3/8"@0.20m	HORIZONTAL
	Ø3/8"@0.20m	VERTICAL
EB IZQUIERDA	4Ø1/2"+2Ø1/2"+6Ø1/2"	35X65
EB DERECHA	4Ø1/2"+2Ø1/2"+6Ø1/2"	35X65

Fuente: Elaboración propia

Diseño por flexocompresión placas en dos direcciones

Para el diseño por flexocompresión se analiza en ambos sentidos, XX y YY de los cuales tomamos las demandas más críticas, para el primer

análisis se toma el 100% de la longitud en la dirección XX y el 25% de la distancia en la dirección YY, así se determinó mediante este análisis combinado el acero de la placa en la dirección XX, para determinar el acero en la placa que está en la dirección YY se realizó el mismo proceso, en el cual se tomó el 100% de la distancia de la placa en la dirección YY y un 25% de la distancia de la placa en la dirección XX,

Para nuestro primer análisis se notó que los momentos y cortante que dan mayor demanda están en la dirección YY el cual detallamos a continuación.

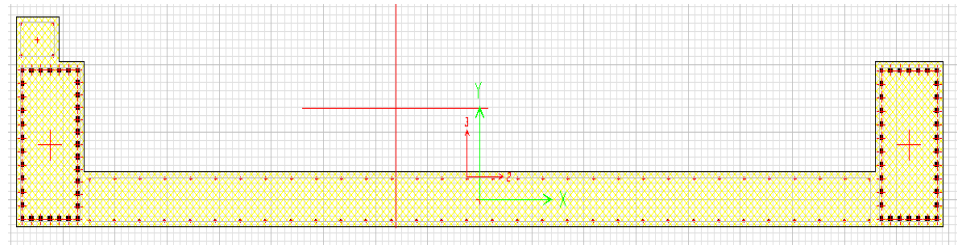


Figura ( 27 ) Sección de la placa en L a diseñar correspondiente a Muro 6 del nivel techo 01

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 81) Datos de los materiales y coeficiente a usar para el diseño la placa.

$f_c =$	2100	ton/m <sup>2</sup>
$f_y =$	42000	ton/m <sup>2</sup>
$\emptyset$ para corte =	0.85	
$t =$	0.25	m
$hm =$	2.82	m
$lm =$	4.05	m
$r =$	0.025	m
ÁREA ( $A_{cw}$ ) =	1.0125	m <sup>2</sup>
<i>- Cortante en el muro estructural</i>		

Fuente: Elaboración propia

Tabla (82) Demandas para el diseño de la placa.

DIRECCIÓN YY					
Story	Pier	Load Case/Combo	P	V3	M3
Techo 1	Murozotano6	Embolvente Max	40.0454	270.9466	380.3597
Techo 1	Murozotano6	Embolvente Min	-292.9111	-285.1785	-284.6933

Fuente: Elaboración propia

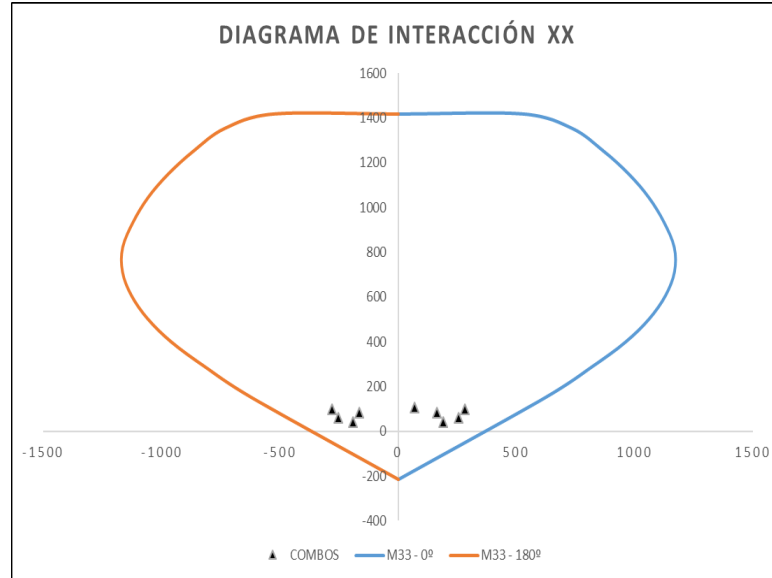
Tabla (83) Diseño por corte para el cálculo de acero vertical y horizontal

$N_u =$	40.05	ton				
$M_u =$	380.36	ton.m				
$0,53Acw(f'c)^{0,5} =$	104.17	ton				
$V_u =$	285.18	ton	$\geq$	104.17	ton	VERDADERO
			$<$	53.07	ton	FALSO
$t =$	0.25	m	$>$	0.2	m	VERDADERO
<i>- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.</i>						
$H_m/L_m =$	0.519		$\geq$	2		FALSO
			$\leq$	1.5		VERDADERO
<i>-En caso de <math>H_m/L_m</math> esté ente 1,50 y 2,00, interpolar:</i>						
$H_m/L_m =$	1.5	0.8				
$H_m/L_m =$	1.5	x				
$H_m/L_m =$	2	0.53				
$d =$	0.2	m				
$\alpha =$	0.8					
$d_e: V_c =$	146.37	ton				
	35.24	ton				
$V_{c\min} =$	146.37	ton	$\leq$	157.23	ton	VERDADERO
<i>Tomar el valor de <math>V_c</math> más desfavorable :</i>						
$V_c =$	146.37	ton	$\leq$	285.18	ton	VERDADERO
$V_s =$	189.13	ton				

$V_n =$	335.50	ton	$\leq$	511.00	ton	VERDADERO
<i>CUANTÍA HORIZONTAL</i>						
$f_h =$	0.00332		$\geq$	0.0025		VERDADERO
$A_{sh} =$	8.30	cm <sup>2</sup> /m				
$\emptyset A_b =$	0.71	cm <sup>2</sup>				
$S =$	0.17	m	$\leq$	0.75	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
$USAR, S =$	0.15	m				
				$\emptyset 3/8" @ .15cm$		
$f_h \text{ real} =$	0.00379					
<i>- Como <math>V_c &lt; V_u</math>, se tendrá que determinar un verdadero valor de <math>V_s</math>:</i>						
$\emptyset V_s =$	183.34	ton				
$\emptyset V_c =$	124.42	ton				
$\emptyset V_n =$	307.76	ton	$\geq$	285.18	ton	VERDADERO
<i>CUANTÍA VERTICAL</i>						
$f_v =$	0.00331		$\geq$	0.00		VERDADERO
$A_{sv} =$	8.28	cm <sup>2</sup> /m				
$\emptyset A_b =$	0.71	cm <sup>2</sup>				
$S =$	0.17		$\leq$	0.75	m	VERDADERO
				0.40	m	VERDADERO
$USAR, S =$	0.15	m		$\emptyset 3/8" @ .15cm$		
$A_s \text{ real} =$	51.36	cm <sup>2</sup>	ro =			0.00473

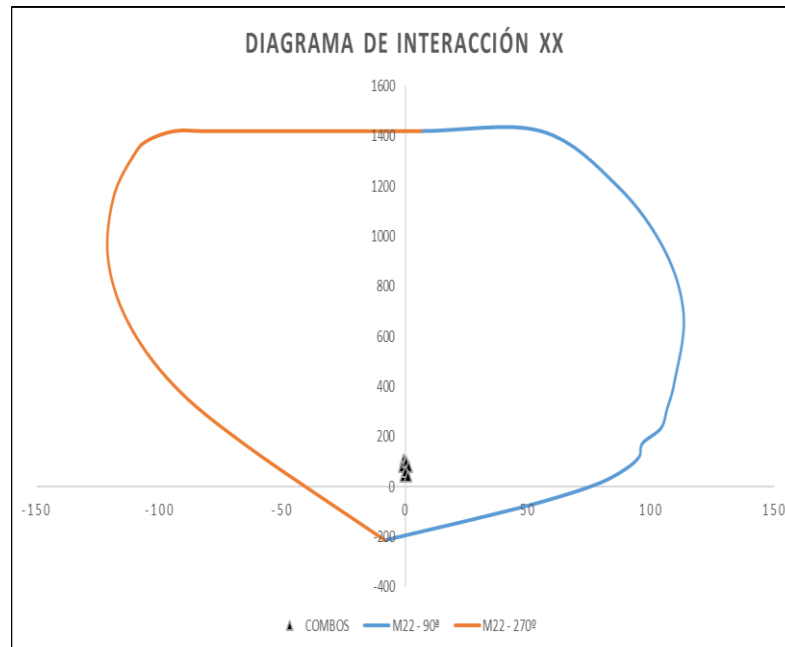
Fuente: Elaboración propia

Gráfico (17) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01



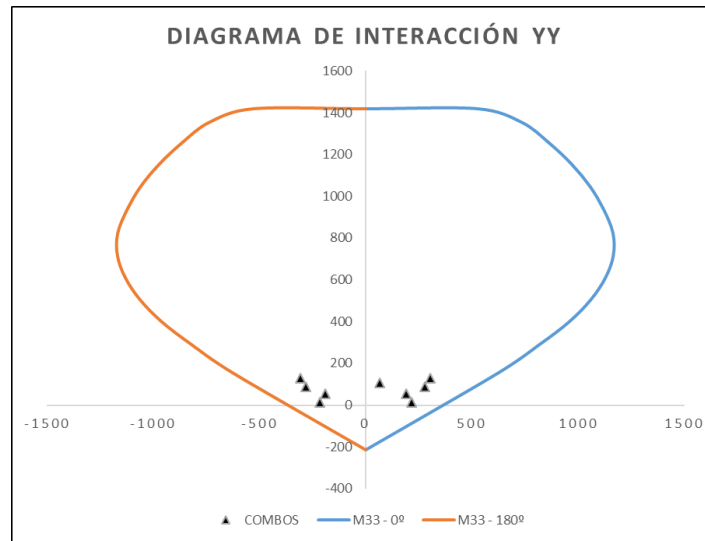
Fuente: Elaboración propia

Gráfico (18) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01



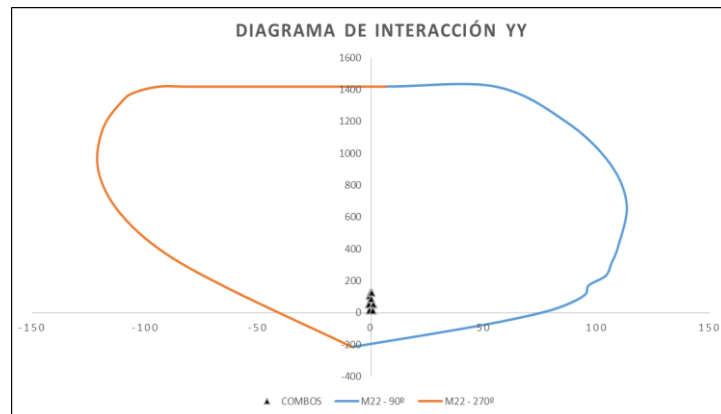
Fuente: Elaboración propia

Gráfico (19) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01



Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 20 ) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01



Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 84) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009

SIS XX				
	Combos	P	M2	M3
C. Gravedad	$1.4cm+1.7cv$	106.28	-0.80	68.66
Sis Xx Positivo	$1.25(Cm+Cv)+Sisxx$	99.73	-0.17	280.34

	$1.25(Cm+Cv)-Sisxx$	81.57	-1.20	-164.04
	$0.9cm+Sisxx$	60.10	0.13	253.43
	$0.9cm-Sisxx$	41.95	-0.90	-190.95
Sis Xx Negativo	$1.25(Cm+Cv)+Sisxx$	99.73	0.17	-280.34
	$1.25(Cm+Cv)-Sisxx$	81.57	1.20	164.04
	$0.9cm+Sisxx$	60.10	-0.13	-253.43
	$0.9cm-Sisxx$	41.95	0.90	190.95

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 85) Combos de diseño en YY según Norma E060-2009

SIS YY				
	Combos	P	M2	M3
C. Gravedad	$1.4cm+1.7cv$	106.28	-0.80	68.66
Sis Yy Positivo	$1.25(Cm+Cv)+Sisxx$	127.33	-0.27	306.04
	$1.25(Cm+Cv)-Sisxx$	53.97	-1.09	-189.75
	$0.9cm+Sisxx$	87.70	0.03	279.14
	$0.9cm-Sisxx$	14.34	-0.80	-216.65
Sis Yy Negativo	$1.25(Cm+Cv)+Sisxx$	127.33	0.27	-306.04
	$1.25(Cm+Cv)-Sisxx$	53.97	1.09	189.75
	$0.9cm+Sisxx$	87.70	-0.03	-279.14
	$0.9cm-Sisxx$	14.34	0.80	216.65

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 86) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas L

PLACA 6		
PLACA XX	$\emptyset 3/8" @ 0.15m$	HORIZONTAL
	$\emptyset 3/8" @ 0.15m$	VERTICAL
PLACA YY	$\emptyset 3/8" @ 0.10m$	HORIZONTAL
	$\emptyset 3/8" @ 0.15m$	VERTICAL
EB IZQUIERDA	$4\emptyset 1"+10\emptyset 1"+20\emptyset 1"$	40X80
EB DERECHA	$4\emptyset 1"+10\emptyset 1"+20\emptyset 1"$	40X80

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo con el diseño de la placa en L en dos direcciones para nuestro segundo análisis donde se tomó el 100% la dirección YY y 25% en XX se notó que los momentos y cortante que dan mayor demanda están en la dirección XX el cual detallamos a continuación.

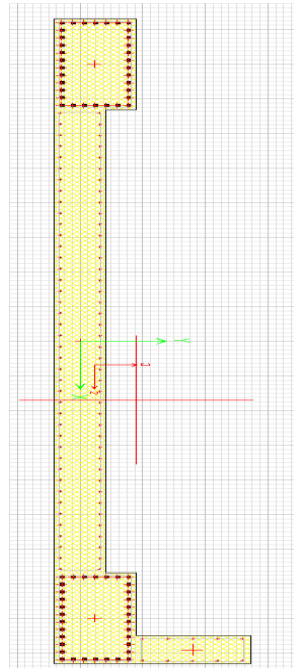


Figura ( 28 ) Sección de la placa en L a diseñar correspondiente a Muro 6 del nivel techo 01

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 87) Datos de los materiales y coeficiente a usar para el diseño la placa

$f_c =$	2100	ton/m <sup>2</sup>
$f_y =$	42000	ton/m <sup>2</sup>
$\emptyset$ para corte =	0.85	
$t =$	0.25	m
$hm =$	2.82	m
$lm =$	4.05	m
$r =$	0.025	m
ÁREA ( $A_{cw}$ ) =	1.0125	m <sup>2</sup>



- Cortante en el muro estructural	
-----------------------------------	--

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 88) Demandas para el diseño de la placa

DIRECCIÓN XX					
Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	M2
Techo 1	Murozotano1	Embolvente Max	40.04	270.94	105.96
Techo 1	Murozotano1	Embolvente Min	-292.91	-285.17	-83.18

Fuente: Elaboración propia

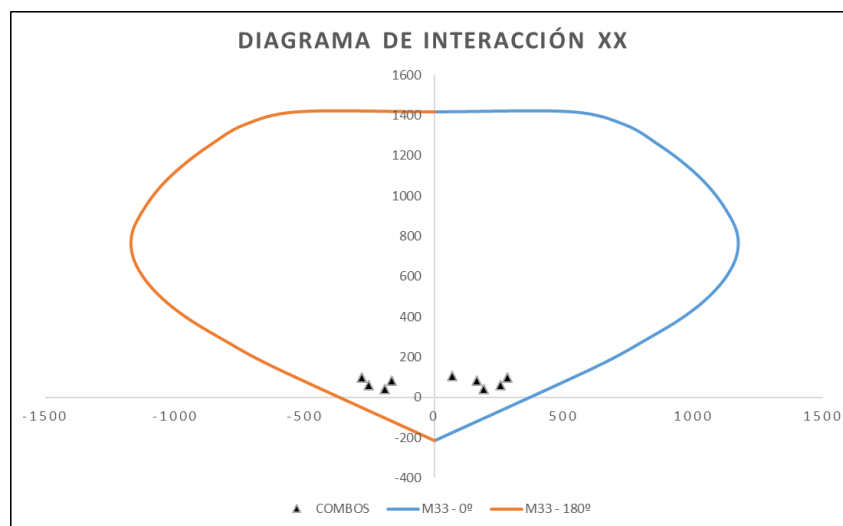
Tabla ( 89) Diseño por corte para el cálculo de acero vertical y horizontal

Nu =	40.04	ton				
Mu =	105.96	ton.m				
$0,53Acw(fc)^{0,5}$ =	108.96	ton				
Vu =	285.17	ton	≥	108.96	ton	VERDADERO
			<	55.51	ton	FALSO
t =	0.25	m	≥	0.2	m	VERDADERO
- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.						
Hm/Lm =	0.496		≥	2		FALSO
			≤	1.5		VERDADERO
-En caso de Hm/Lm esté ente 1,50 y 2,00, interpolar:						
Hm/Lm =	1.5	0.8				
Hm/Lm =	1.5	x				
Hm/Lm =	2	0.53				
d =	4.54	m				
α =	0.8					
de: Vc =	152.748	ton				
	-116.471	ton				
Vcmín =	152.74	ton	≤	164.47	ton	VERDADERO
Tomar el valor de Vc más desfavorable :						
Vc =	152.74	ton	≤	285.17	ton	VERDADERO
Vs =	182.75	ton				
Vn =	335.50	ton	≤	534.55	ton	VERDADERO
φh =	0.0030		≥	0.0025		VERDADERO
Ash =	15.33	cm <sup>2</sup> /m				
ØAb =	0.71	cm <sup>2</sup>				

S =	0.0925	m	≤	0.75	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, S =	0.1	m				
				Ø3/8" @.10m		
fh real =	0.00568					
- Como $V_c < V_u$ , se tendrá que determinar un verdadero valor de $V_s$ :						
ØVs =	287.68	ton				
ØVc =	129.83	ton				
ØVn =	417.52	ton	≥	285.17	ton	VERDADERO
ØVn =	261.92	ton	≥	80.71	ton	VERDADERO
CUANTÍA VERTICAL						
f <sub>v</sub> =	-0.00086		≥	0.0025		FALSO
A <sub>sv</sub> =	6.25	cm <sup>2</sup> /m				
ØAb =	0.71	cm <sup>2</sup>				
S =	0.227		≤	0.75	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, S =	0.25	m				
A <sub>s</sub> real =	30.814	cm <sup>2</sup>	ro =	0.00284		
				Ø3/8" @.25m		

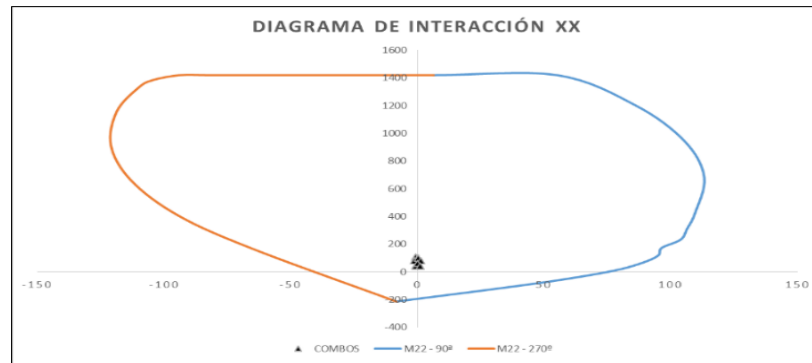
Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 21 ) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01



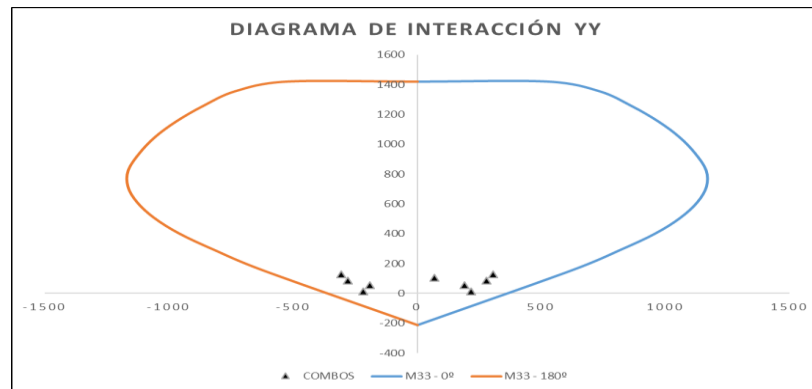
Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 22 ) Diagrama de interacción XX placa en L Muro 6 del nivel techo 01



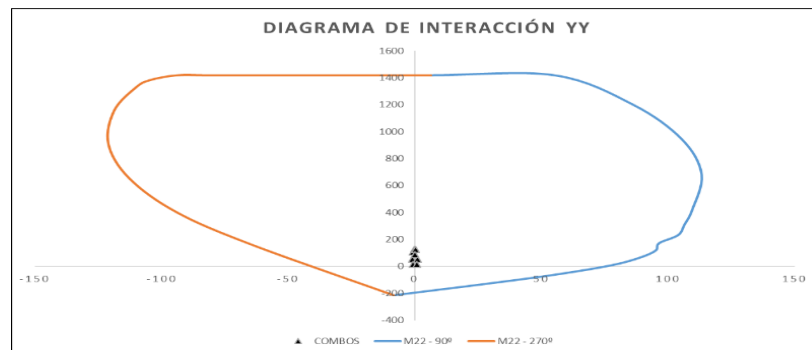
Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 23 ) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01



Fuente: Elaboración propia

Gráfico ( 24 ) Diagrama de interacción YY placa en L Muro 6 del nivel techo 01



Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 90) Combos de diseño en XX según Norma E060-2009

Sis XX	Combos	P	M2	M3
C. Gravedad	1.4cm+1.7cv	106.28	-0.80	68.66
Sis Xx Positivo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	99.73	-0.17	280.34
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	81.57	-1.20	-164.04
	0.9cm+Sisxx	60.10	0.13	253.43
	0.9cm-Sisxx	41.95	-0.90	-190.95
Sis Xx Negativo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	99.73	0.17	-280.34
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	81.57	1.20	164.04
	0.9cm+Sisxx	60.10	-0.13	-253.43
	0.9cm-Sisxx	41.95	0.90	190.95

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 91) Combos de diseño en YY según Norma E060-2009

SIS YY	Combos	P	M2	M3
C. Gravedad	1.4cm+1.7cv	106.28	-0.80	68.66
Sis Yy Positivo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	127.33	-0.27	306.04
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	53.97	-1.09	-189.75
	0.9cm+Sisxx	87.70	0.03	279.14
	0.9cm-Sisxx	14.34	-0.80	-216.65
Sis Yy Negativo	1.25(Cm+Cv)+Sisxx	127.33	0.27	-306.04
	1.25(Cm+Cv)-Sisxx	53.97	1.09	189.75
	0.9cm+Sisxx	87.70	-0.03	-279.14
	0.9cm-Sisxx	14.34	0.80	216.65

Fuente: Elaboración propia

El acero vertical y horizontal esta dado en dos caras ya que que el espesor de la placa supera los 20cm.

Tabla ( 92) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas 7 - 16

PLACA L		
Placa Xx	Ø3/8" @0.15m	HORIZONTAL

	Ø3/8"@0.15m	VERTICAL
Placa Yy	Ø3/8"@0.10m	HORIZONTAL
	Ø3/8"@0.15m	VERTICAL
Eb Superior	4Ø1"+10Ø1"+20Ø1"	40X80
Eb Inferior	4Ø1"+10Ø1"+20Ø1"	40X80

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 93) Acero y espaciamiento horizontal y vertical Placas 7 - 16

DIRECCIÓN	BARRAS	SENTIDO
Placa Xx	Ø3/8"@0.15m	HORIZONTAL
	Ø3/8"@0.15m	VERTICAL
Placa Yy	Ø3/8"@0.10m	HORIZONTAL
	Ø3/8"@0.15m	VERTICAL
Ubicación	BARRAS	SECCIÓN
Eb Superior Izquierdo	4Ø1"+5Ø1"+20Ø1"	40X80
Eb Inferior Izquierdo	4Ø1"+5Ø1"+20Ø1"	40X80
Eb Inferior Derecho	4Ø1"+5Ø1"+20Ø1"	40X80

Fuente: Elaboración propia

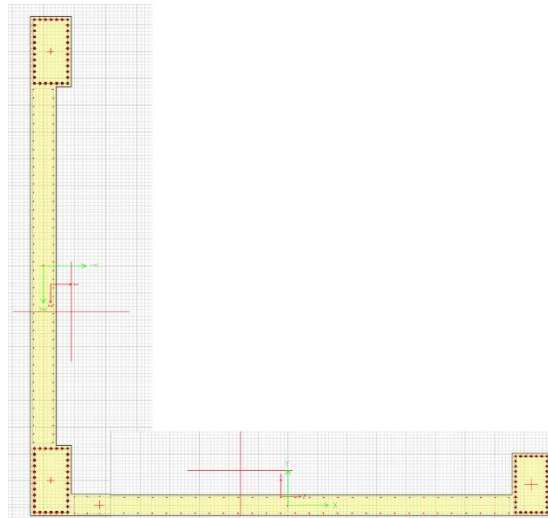


Figura ( 29 ) Sección de la placa en L final correspondiente a Muro 6 del nivel techo 01

Fuente: Elaboración propia

### 3.11.5. Diseño Semisótano

Los muros de semisótano se diseñaron por flexión y corte, se usó el software SAP2000 para calcular las demandas de momentos y fuerzas de empuje lateral del suelo, conjuntamente con el estudio de suelos que nos brindo los datos necesarios.

Tabla ( 94) Datos iniciales para diseño de muro semisótano

h =	0.25	m
rec =	0.025	m
Ø3/8" =	0.009525	m
d =	0.22	m
f'c=	2100.00	ton/m <sup>2</sup>
fy=	42000.00	ton/m <sup>2</sup>
Ø =	0.90	

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño selecciono el muro de mayor longitud siendo sus dimensiones las siguientes.

Tabla (95) Dimensiones de diseño para el muro de semisótano

<i>DIMENSIONES</i>		
X=	5.3	m
Y=	6.5	m

Fuente: Elaboración propia

Del estudio de suelos se extrajo los siguientes datos necesarios para la selección de las ecuaciones correspondientes como se muestra en la Tabla (96).

Según la denominación se está trabajando con un suelo arenoso de hasta más de 50% de suelo no fino, lo que garantiza que el suelo tenga un comportamiento no cohesivo ni friccionante.

Tabla (96) Clasificación de tipo de suelo.

Muestra 1	Muestra 2
SUCS: Arena limo-arcillosa con grava	SUCS: Arena arcilla con grava
AASTHO: Suelos limosos/Regular malo	AASTHO: Suelos limosos/Regular malo
Tiene un % de finos de 48.99%	Tiene un % de finos de 35.79%

Fuente: Elaboración propia

Los datos de la Tabla (97) fueron extraídos de estudio de suelo y levantamiento topográfico.

Tabla (97) Datos iniciales según estudio de suelo.

$\beta =$	17.00	grados
$\phi =$	24.65	grados
$\gamma_s =$	1.90	ton/m <sup>3</sup>
H =	5.00	m
S/C =	1.93	ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Haciendo uso de los valores agrupados en la tabla se puede determinar el coeficiente activo “Ka” que tomo un valor de 0.2730, y con ello se determinó el empuje lateral activo con un valor de 2.5932 ton/m<sup>2</sup>

La carga para el diseño de muro de semisótano se formuló en base a dos cargas, una proveniente de la sobrecarga según estudio de suelo y la otra por el mismo peso del suelo, con la combinación de estas se determinó la ecuación y los coeficientes dados en la los cuales se ingresaron al software SAP2000 para determinar las demandas actuantes en el muro de semisótano.

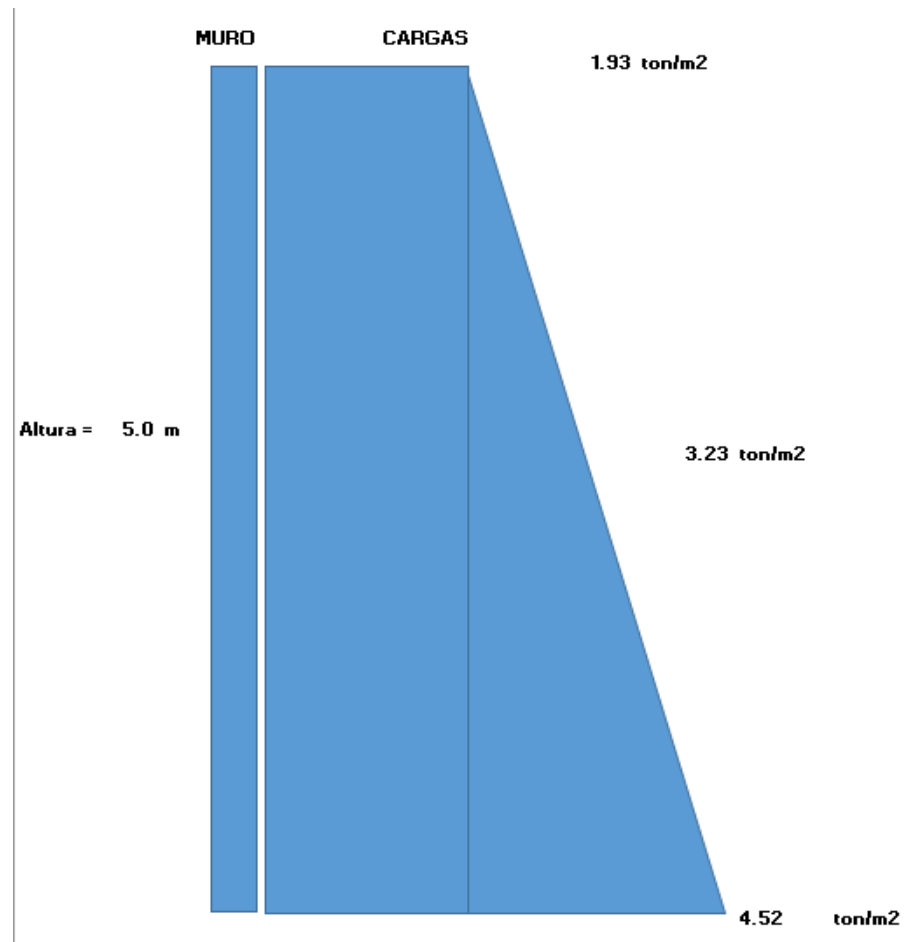


Figura ( 30 ) Combinación de la carga de empuje lateral del suelo

Fuente: Elaboración propia

Tabla (98) Determinación de la ecuación lineal para la carga combinada.

m =	-8.7212
Entonces =>	$Y = -8.72X + 8.72$
Despejando :	
C =	-0.1147
D =	1.0000

Fuente: Elaboración propia



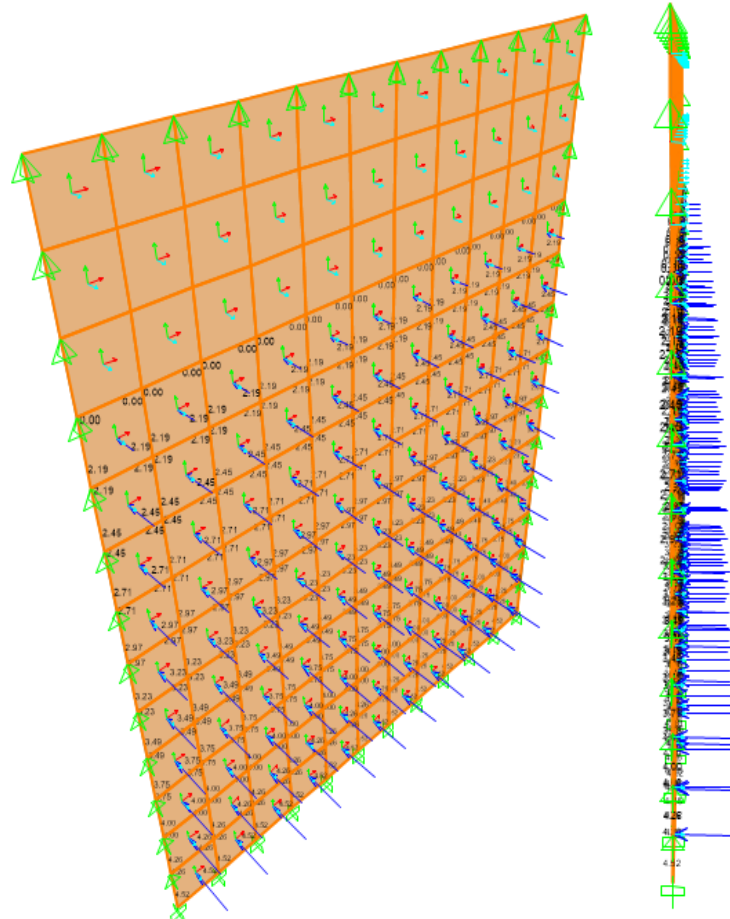


Figura ( 31 ) Modelo de la carga de empuje lateral del suelo

Fuente: Elaboración propia

El acero se calculó mediante las cargas obtenidas del software SAP2000 con la combinación de carga 1.4CM+1.78CV, las cuales se analizó en las dos direcciones de análisis XX y YY dando con los resultados siguientes.

Tabla (99) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 TOP FACE

ACERO EN LA DIRECCIÓN XX EJE LOCAL 11		
Acero top face		
As top Face=	4.472	cm <sup>2</sup> /m
Asumiendo Ø1/2" =	1.29	cm
Espaciamiento , S =	0.57694888	m
USAR:	0.25	m
As min /m =	3.964275	cm <sup>2</sup>

As > As min	Cumple	
Diseño :	Ø1/2" @0.25m	

Fuente: Elaboración propia

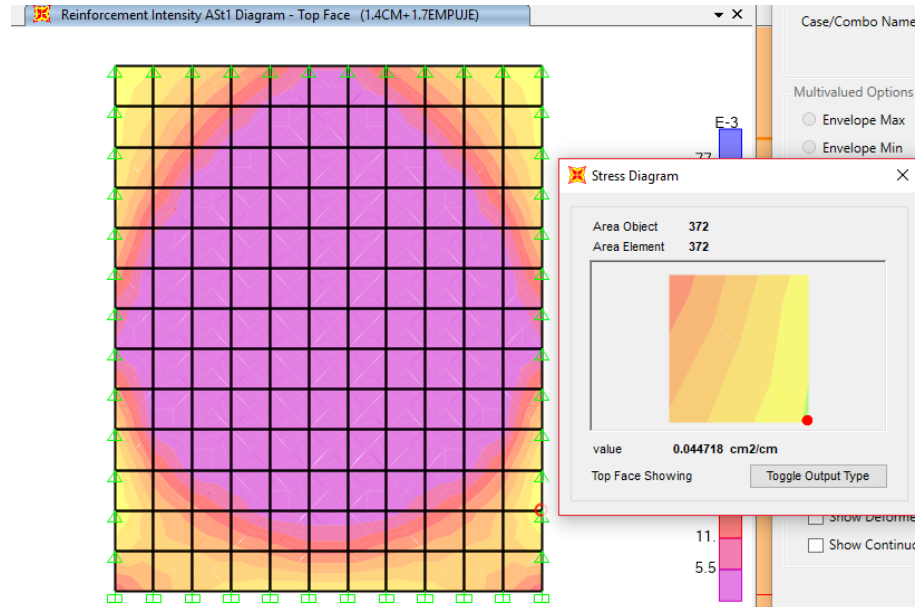


Figura ( 32 ) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 TOP FACE

Fuente: Elaboración propia

Tabla (100) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 BOTTOM FACE

ACERO BOTTOM FACE		
As bottom face =	7.3745	cm2/m
Asumiendo Ø1/2" =	1.29	cm
Espaciamiento , S =	0.349854227	m
USAR:	0.25	m
As min /m =	3.964275	cm2
As > As min	Cumple	
Diseño :	Ø1/2" @0.25m	

Fuente: Elaboración propia

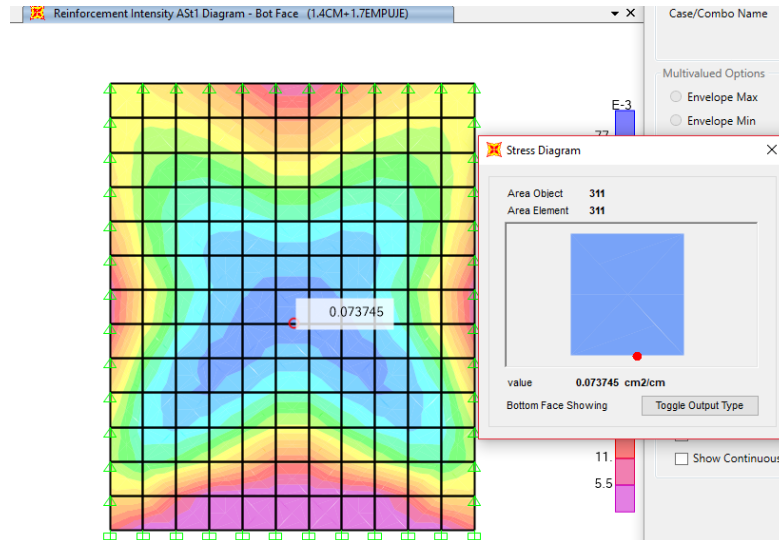


Figura ( 33 ) Acero requerido en la dirección XX eje local 11 BOTTOM FACE

Fuente: Elaboración propia

Tabla (101) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 TOP FACE

ACERO EN LA DIRECCIÓN XX EJE LOCAL 22		
Acero top face		
As top face =	18.5263	cm <sup>2</sup> /m
Asumiendo Ø5/8" =	2	cm
Espaciamiento , S =	0.215909275	m
USAR:	0.20	m
As min /m =	3.964275	cm <sup>2</sup>
As > As min	Cumple	
Diseño :	Ø5/8"@0.20m	

Fuente: Elaboración propia

Tabla (102) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 BOTTOM FACE

ACERO BOTTOM FACE		
As bottom face =	7.1044	cm <sup>2</sup> /m
Asumiendo Ø1/2" =	1.29	cm

Espaciamiento , $S =$	0.3363155	m
USAR:	0.20	m
$A_s \text{ min} /m =$	3.964275	cm <sup>2</sup>
$A_s > A_s \text{ min}$	Cumple	
Diseño :	$\varnothing 1/2" @ 0.20m$	

Fuente: Elaboración propia

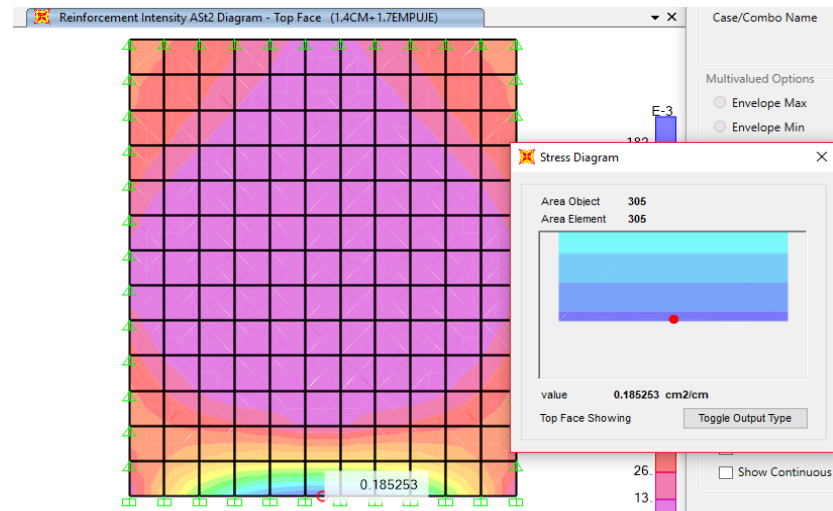


Figura ( 34 ) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 TOP FACE

Fuente: Elaboración propia

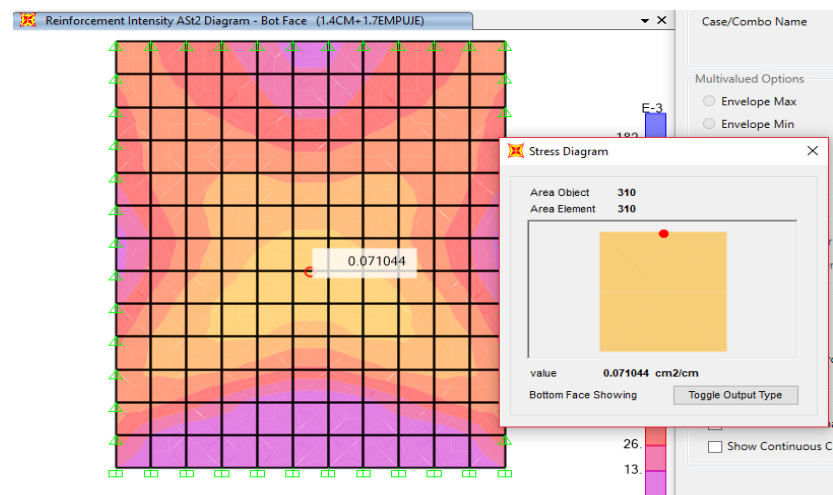


Figura ( 35 ) Acero requerido en la dirección YY eje local 22 BOTTOM FACE

Fuente: Elaboración propia

Luego de haber calculado el acero necesario y verificado, que este sea mayor que el mínimo, procedemos a verificar los momentos flectores con ayuda del software SAP2000.

Tabla (103) Verificación por flexión en la dirección XX

DISEÑO POR FLEXIÓN		
Mu /m =	5.480225	ton.m/m
a =	0.043591294	m
$\emptyset M_n$ /m =	13.89676667	ton.m/m
$\emptyset M_n$ /m > Mu /m	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

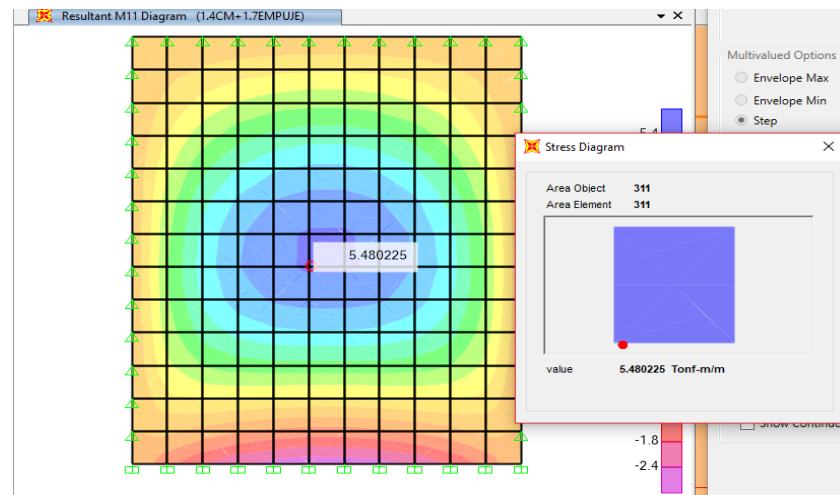


Figura ( 36 ) Verificación por flexión en la dirección XX

Fuente: Elaboración propia

Tabla (104) Verificación por flexión en la dirección YY

DISEÑO POR FLEXIÓN		
Mu /m =	5.280225	ton.m/m
a =	0.017351765	m
$\emptyset M_n$ /m =	5.897409144	ton.m/m
$\emptyset M_n$ /m > Mu /m	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

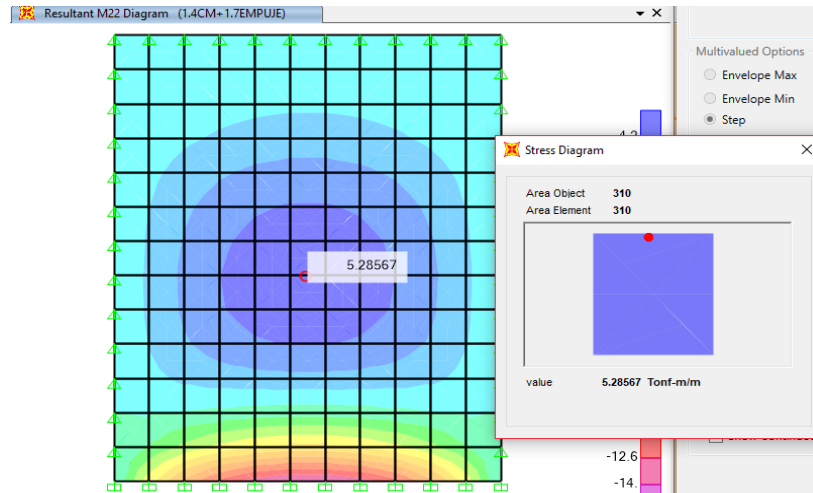


Figura ( 37 ) Verificación por flexión en la dirección YY

Fuente: Elaboración propia

También se verifico la fuerza cortante, donde la demanda de fuerza cortante fue mayor que la resistencia del concreto, por ello se realizó la siguiente modificación.

Tabla (105) Verificación por flexión en la dirección

DISEÑO POR CORTE		
Vu ton/m =	5.90679	ton/m
ØVc ton/m =	4.54669	ton/m
ØVc > Vu	No Cumple	

Fuente: Elaboración propia

Para cumplir la siguiente demanda de Vu se procedió a modificar el f'c a 280kg/cm y el espesor de muro a 0.30m con ello calculamos un nuevo valor de ØVc.

Tabla (106) Verificación por flexión en la dirección XX

DISEÑO POR CORTE		
Vu ton/m =	5.90679	ton/m
ØVc ton/m =	5.95955	ton/m
ØVc > Vu	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

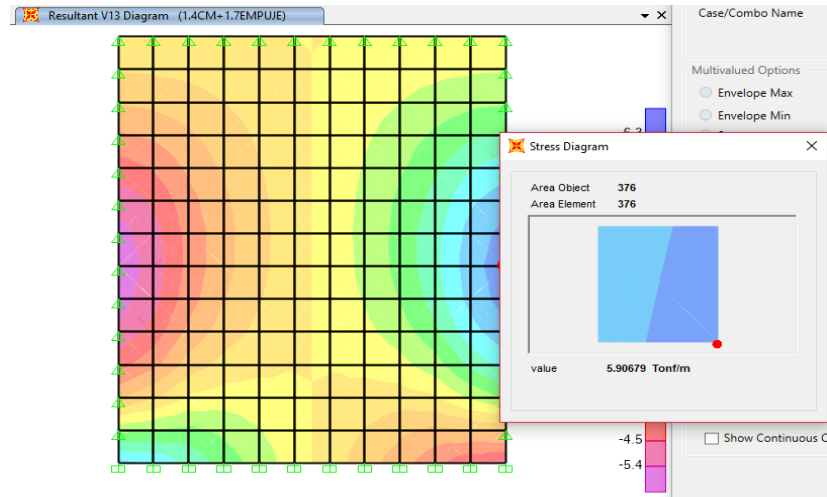


Figura (38) Verificación por flexión en la dirección XX

Fuente: Elaboración propia

Tabla (107) Verificación por flexión en la dirección YY

<i>DISEÑO POR CORTE</i>		
Vu ton/m =	2.840451	ton/m
$\emptyset Vc$ ton/m =	4.54669	ton/m
$\emptyset Vc > Vu$	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

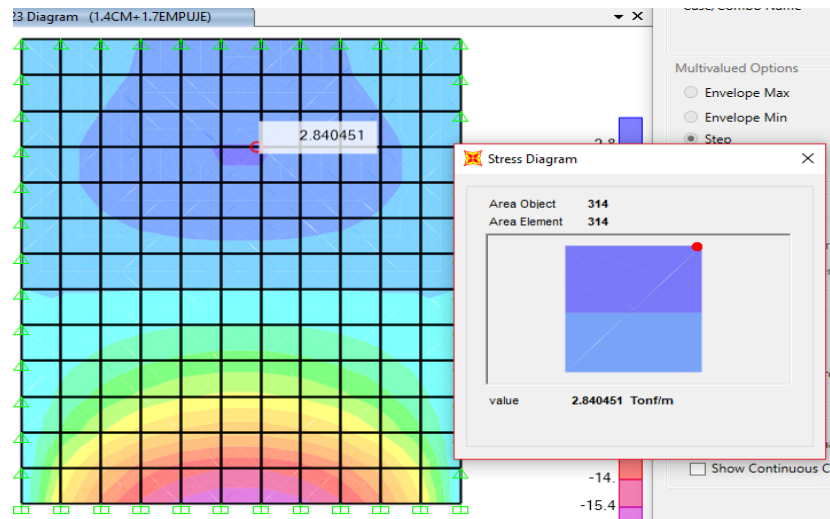


Figura (39) Verificación por flexión en la dirección XX

Fuente: Elaboración propia

### 3.11.6. Diseño Escaleras

El diseño de la escalera se basó en el diseño por flexión y su respectiva verificación por corte, para el proyecto se presentó dos diseños de escalera una dentro del centro comercial otra de forma aislada afuera del centro comercial.

Se empezó con diseño de la escalera el cual pertenece a la escalera que está dentro del centro comercial, el diseño se realizó tal como muestra la siguiente secuencia.

Tabla (108) Datos para el diseño de la escalera

Altura	315	cm
cp =	17.5	cm
p =	25	cm
ancho de la escalera =	135	cm
1 metro de losa =	100	cm
piso terminado =	100	kg/m <sup>2</sup>
sobrecarga =	500	kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Tabla (109) Pre-dimensionamiento de la escalera

Ln:	310	cm
Coef:	20	
t=	15.5	cm
USAR:		
t=	15	cm
hm=	18.31	cm
USAR:		
hm=	18.5	cm
Usamos valores enteros:		
hm=	21	cm
t=	17	cm

Fuente: Elaboración propia



Tabla (110) Metrado de cargas primer tramo de la escalera

<i>Rampa:</i>			
Wur (ton/m) =1.4CM+1.7CV :	Peso propio:	0.7056	ton/m
	Acabados:	0.14	ton/m
	s/c:	0.85	ton/m
	Wur :	1.6956	ton/m
<i>Descanso:</i>			
Wud (ton/m) =1.4CM+1.7CV :	Peso propio:	0.5712	ton/m
	Acabados:	0.14	ton/m
	s/c:	0.85	ton/m
	Wud :	1.5612	ton/m

Fuente: Elaboración propia

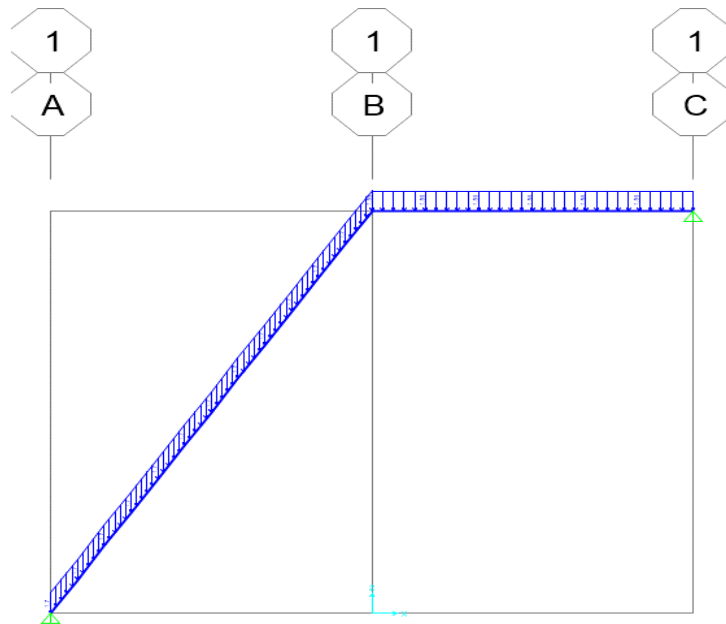


Figura (40) Aplicación de las cargas primer tramo en SAP200 de la escalera

Fuente: Elaboración propia

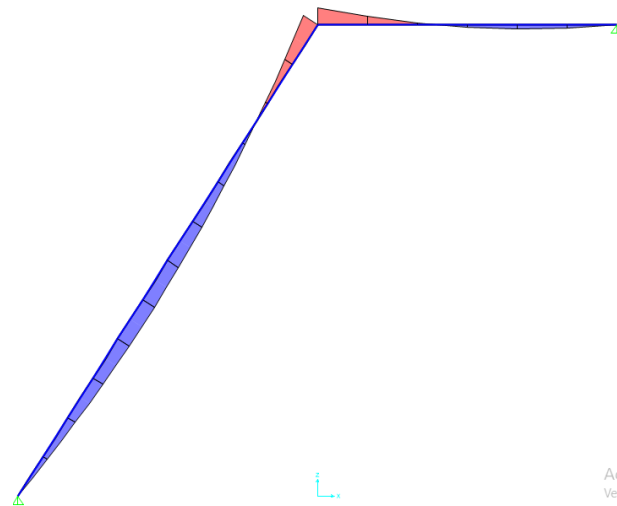


Figura (41) Momento flector primer tramo en SAP200 de la escalera  
 Fuente: Elaboración propia

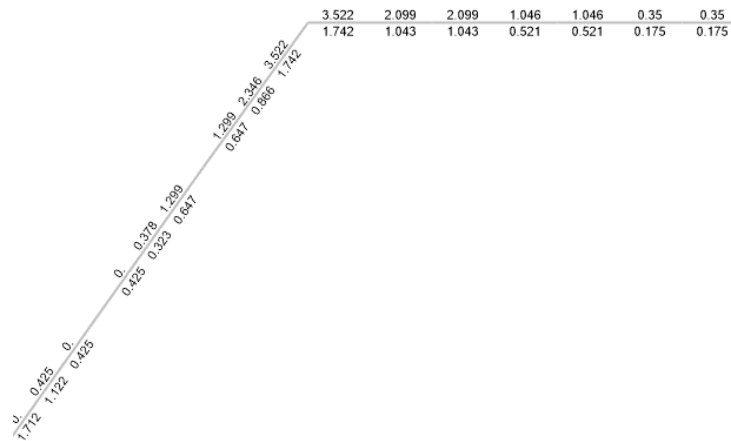


Figura (42) Acero longitudinal  $A_s$  primer tramo en SAP200 de la escalera  
 Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 111) Calculo del acero Longitudinal ( $A_s$ -) requerido y mínimo primer tramo de la escalera

$A_s$ (-) /m =	3.522	cm2/m
Para, b =	1.35	m
$A_s$ (-) requerido =	4.7547	cm2
para $\varnothing 3/8$ "=	0.71	cm2

Asmin	4.131	cm2	
As > Asmin		VERDADERO	
Usamos	4.7547	cm2	
Nº de barras total en el ancho "b" =	6.7	barras	
USAR: Barras	7	Ø3/8"	
espaciamiento, S=	0.20	m	
USAR: S=	0.20	m	
S < 3t	0.51	m	VERDADERO
S < 0.40m			VERDADERO
Diseño :	Refuerzo negativo :	7Ø3/8"@0.20m	

Fuente: Elaboración propia

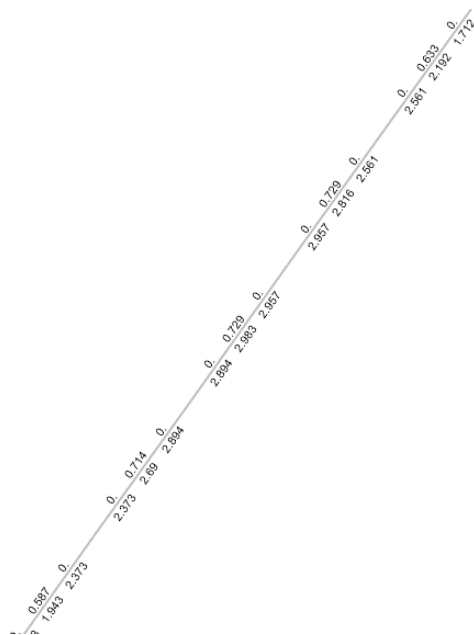


Figura (43) Acero longitudinal As(+) primer tramo en SAP200 de la escalera

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 112) Calculo del acero Longitudinal (As+) requerido y mínimo primer tramo de la escalera

As (+) /m =	2.983	cm2/m	
Para, b =	1.35	m	
As (+) requerido =	4.02705	cm2	
para Ø3/8"=	0.71	cm2	
Asmin	4.131	cm2	
As > Asmin		FALSO	
Usamos	4.131	cm2	
Nº de barras total en el ancho "b" =	5.8	barras	
USAR: Barras	7	Ø3/8"	
espaciamiento, S=	0.20	m	
USAR: S=	0.20	m	
S < 3t	0.51	m	VERDADERO
S < 0.40m			VERDADERO
Diseño :	Refuerzo positivo :	7Ø3/8"@0.20m	

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 113) Calculo del acero transversal primer tramo de la escalera

Diseño del refuerzo transversal			
As t =	3.06	cm2/m	
Asumiendo, Ø3/8"	0.71	cm2	
espaciamiento, S=	0.46	m	
USAR: S=	0.30	m	
S < 3t	0.51	m	VERDADERO
S < 0.40m			VERDADERO

Diseño :	Refuerzo transversal :	Ø3/8" @0.30m
----------	------------------------	--------------

Fuente: Elaboración propia



Figura (44) Demanda de cortante primer tramo de la escalera

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 114) Verificación por cortante primer tramo de la escalera

Verificación por cortante		
$V_u / m =$	2.2735	ton/m
$V_u =$	3.0692	ton
$\phi V_c =$	4.7379	ton
$\phi V_c > V_u$	VERDADERO	
NO SE REQUIERE ESTRIBOS.		

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 115) Metrado de cargas segundo tramo de la escalera

<i>Rampa:</i>			
$W_{ur} \text{ (ton/m)} = 1.4CM + 1.7CV$	Peso propio:	0.7056	ton/m
	Acabados:	0.14	ton/m
	s/c:	0.85	ton/m
	$W_{ur} :$	1.6956	ton/m
<i>Descanso:</i>			
$W_{ud} \text{ (ton/m)} = 1.4CM + 1.7CV$	Peso propio:	0.5712	ton/m
	Acabados:	0.14	ton/m
	s/c:	0.85	ton/m
	$W_{ud} :$	1.5612	ton/m

Fuente: Elaboración propia

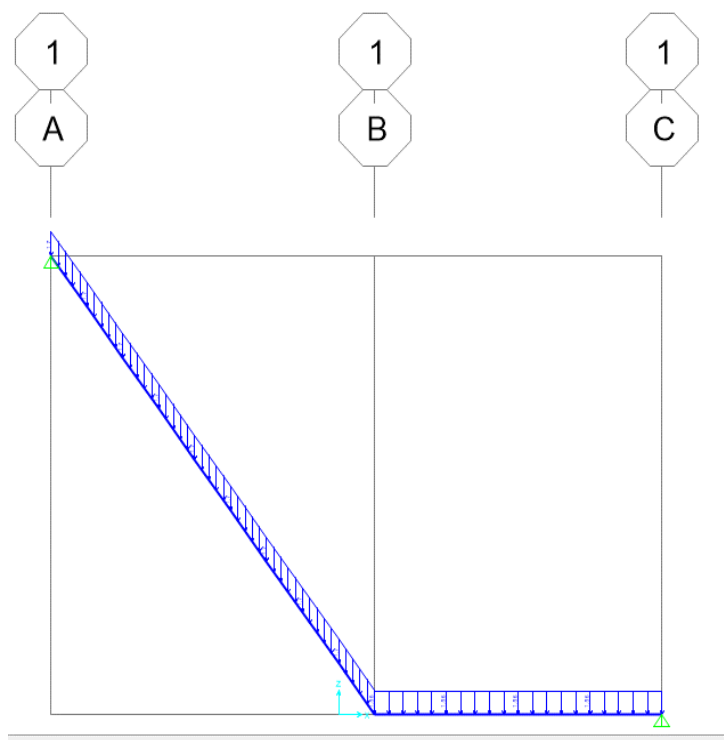


Figura (45) Aplicación de las cargas segundo tramo en SAP200 de la escalera

Fuente: Elaboración propia

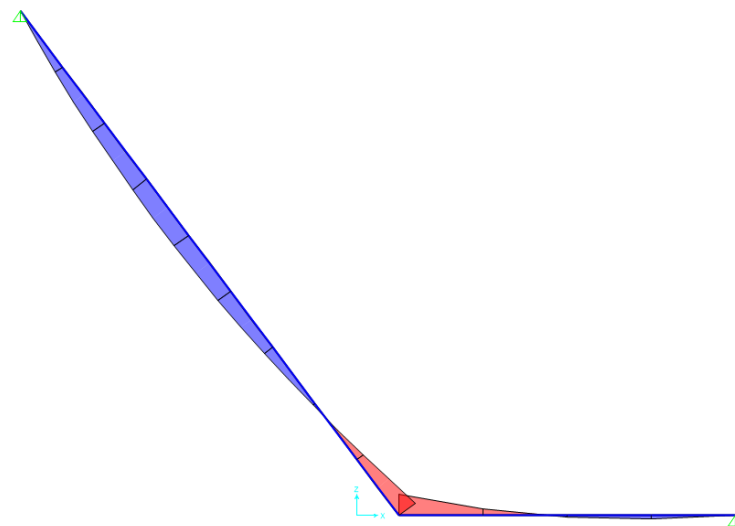


Figura (46) Momento flector segundo tramo en SAP200 de la escalera

Fuente: Elaboración propia

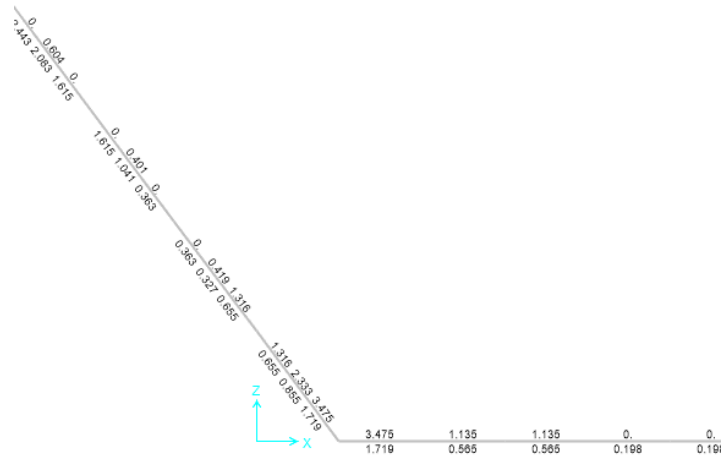


Figura (47) Acero longitudinal As segundo tramo en SAP200 de la escalera

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 116) Aacero Longitudinal (As-) segundo tramo de la escalera

As (-) /m =	3.475	cm2/m	
Para, b =	1.35	m	
As (-) requerido =	4.69125	cm2	
para Ø3/8"=	0.71	cm2	
Asmin	4.131	cm2	
As > Asmin		VERDADERO	
Usamos	4.69125	cm2	
Nº de barras total en el ancho "b" =	6.61	barras	
USAR: Barras	7	Ø3/8"	
espaciamiento, S=	0.20	m	
USAR: S=	0.20	m	
S < 3t	0.51	m	VERDADERO
S < 0.40m			VERDADERO
Diseño :	Refuerzo negativo :	7Ø3/8" @0.20m	

Fuente: Elaboración propia

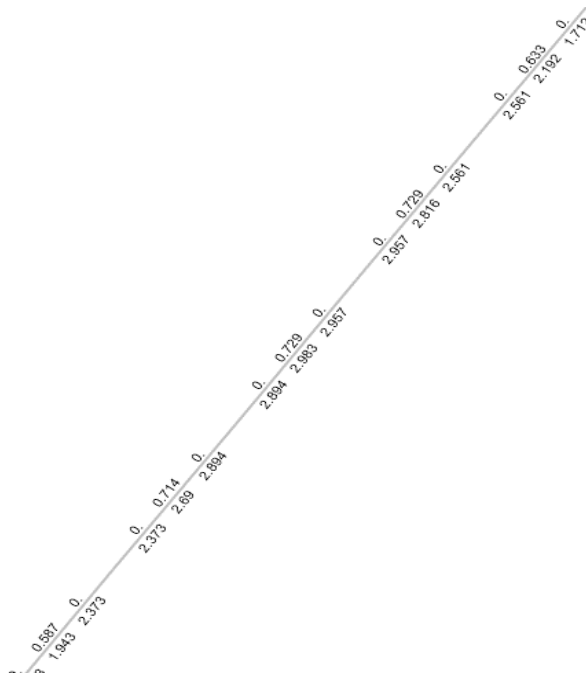


Figura (48) Acero longitudinal As(+) segundo tramo en SAP200 de la escalera

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 117) Acero Longitudinal (As+) segundo tramo de la escalera

As (+) /m =	2.863	cm2/m
Para, b =	1.35	m
As (+) requerido =	3.86505	cm2
para Ø3/8"=	0.71	cm2
Asmin	4.131	cm2
As > Asmin		FALSO
Usamos	4.131	cm2
Nº de barras total en el ancho "b" =	5.8	barras
USAR: Barras	7	Ø3/8"
espaciamiento, S=	0.20	m
USAR: S=	0.20	m



$S < 3t$	0.51	m	VERDADERO
$S < 0.40m$			VERDADERO
Diseño :	Refuerzo positivo :	7Ø3/8" @0.20m	

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 118) Calculo del acero transversal segundo tramo de la escalera

Diseño del refuerzo transversal			
As t =	3.06	cm <sup>2</sup> /m	
Asumiendo, Ø3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>	
espaciamiento, S=	0.46	m	
USAR: S=	0.30	m	
$S < 3t$	0.51	m	VERDADERO
$S < 0.40m$			VERDADERO
Diseño :	Refuerzo transversal :	Ø3/8" @0.30m	

Fuente: Elaboración propia

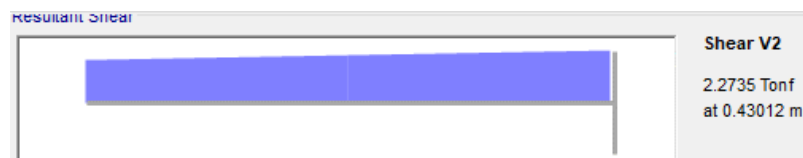


Figura (49) Demanda de cortante segundo tramo de la escalera

Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 119) Verificación por cortante segundo tramo de la escalera

Verificación por cortante		
$V_u / m =$	2.2735	ton/m
$V_u =$	3.0692	ton
$\phi V_c =$	4.7379	ton
$\phi V_c > V_u$	VERDADERO	

NO SE REQUIERE ESTRIBOS.

Fuente: Elaboración propia

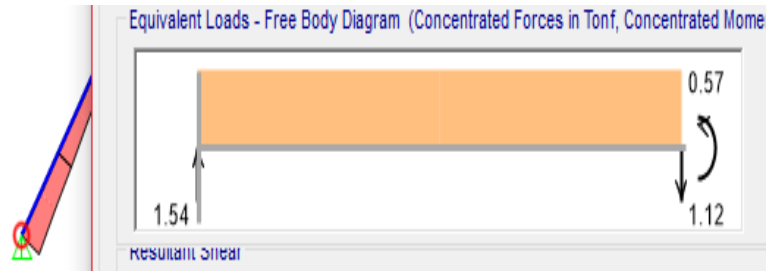


Figura (50) Demanda de las reacciones en el suelo de la escalera Fuente: Elaboración propia

Tabla ( 120) Dimensionamiento de la zapata de la escalera

Reacción , R =	1.54	ton
$\sigma_{\text{terreno}} =$	12.0	ton/m <sup>2</sup>
USAR:		
Largo =	1.35	m
Ancho =	0.20	m
Profundidad =	1.00	m
$\sigma_1 = R/A =$	5.70	ton/m <sup>2</sup>
$\sigma_1 < \sigma_{\text{terreno}}$	VERDADERO	

Fuente: Elaboración propia

### 3.11.7. Diseño de la cimentación

Para realizar el diseño de zapatas se tomó en cuenta cargas laterales basadas en solo estado, generadas a partir de la magnitud de las fuerzas de diseño (fuerzas dinámicas escaladas), las cuales fueron exportadas al software SAFE.

Tabla (121) Fuerzas laterales de entrepiso dirección XX

ENTREPISO	FUERZAS PARA CIMENTACIÓN	
h	Fyy	UND

Techo 3	428.2339	ton
Techo 2	236.0628	ton
Techo 1	58.4887	ton

Fuente: Elaboración propia

Tabla (122) Fuerzas laterales de entrepiso dirección YY

ENTREPISO	FUERZAS PARA CIMENTACIÓN	
h	Fyy	UND
Techo 3	352.4443	ton
Techo 2	183.2605	ton
Techo 1	68.7657	ton

Fuente: Elaboración propia

El diseño de las zapatas se calculó teniendo en cuenta los diseños de flexión, corte, punzonamiento y longitudinal de desarrollo y las vigas de cimentación por flexión y corte.

Tabla (123)  $Q_{adm}$  y coeficiente de balasto

$\sigma =$	12.1	ton/m <sup>2</sup>
coef. balasto =	2560	ton/m <sup>3</sup>

Fuente: Elaboración propia

### Diseño Zapatas

Verificación de presiones sobre el suelo para las condiciones de la Norma E60 Cap. Zapatas

Primera condición, se requería que las presiones de las cargas ejercidas sean menores a la capacidad portante de 12.1tn/m<sup>2</sup>

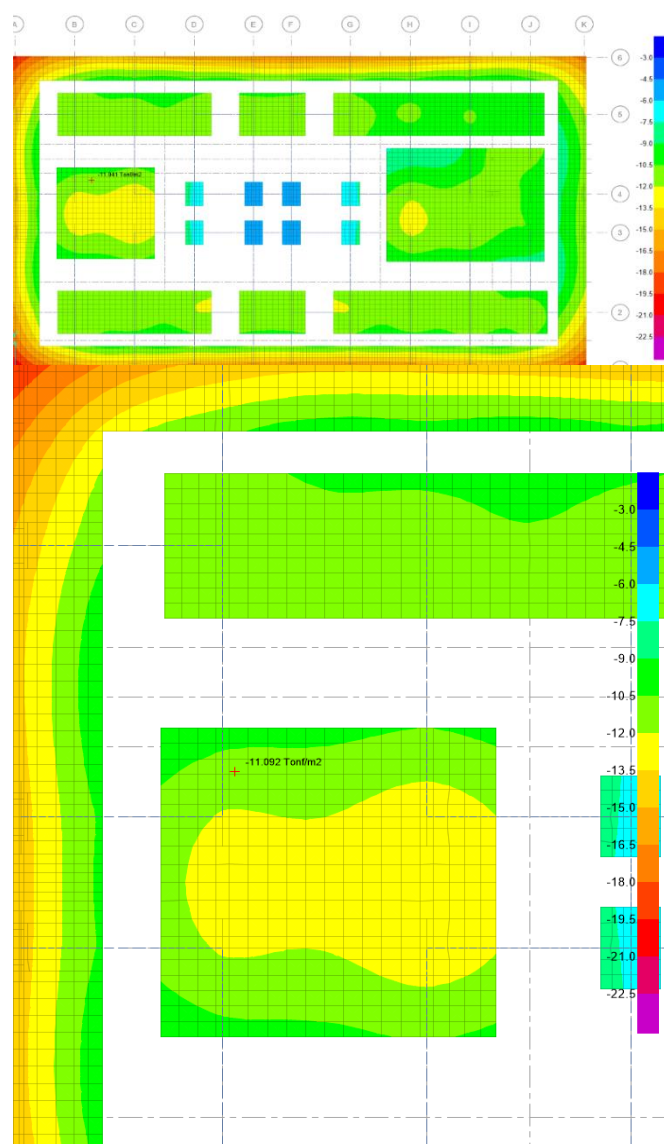


Figura (51) Verificación por servicio 1.4CM+1.7CV

Fuente: Elaboración propia

Segunda condición, se requería que las presiones de las cargas ejercidas sean menores a la capacidad portante amplificada en 30% que fue de 15.73tn/m<sup>2</sup>

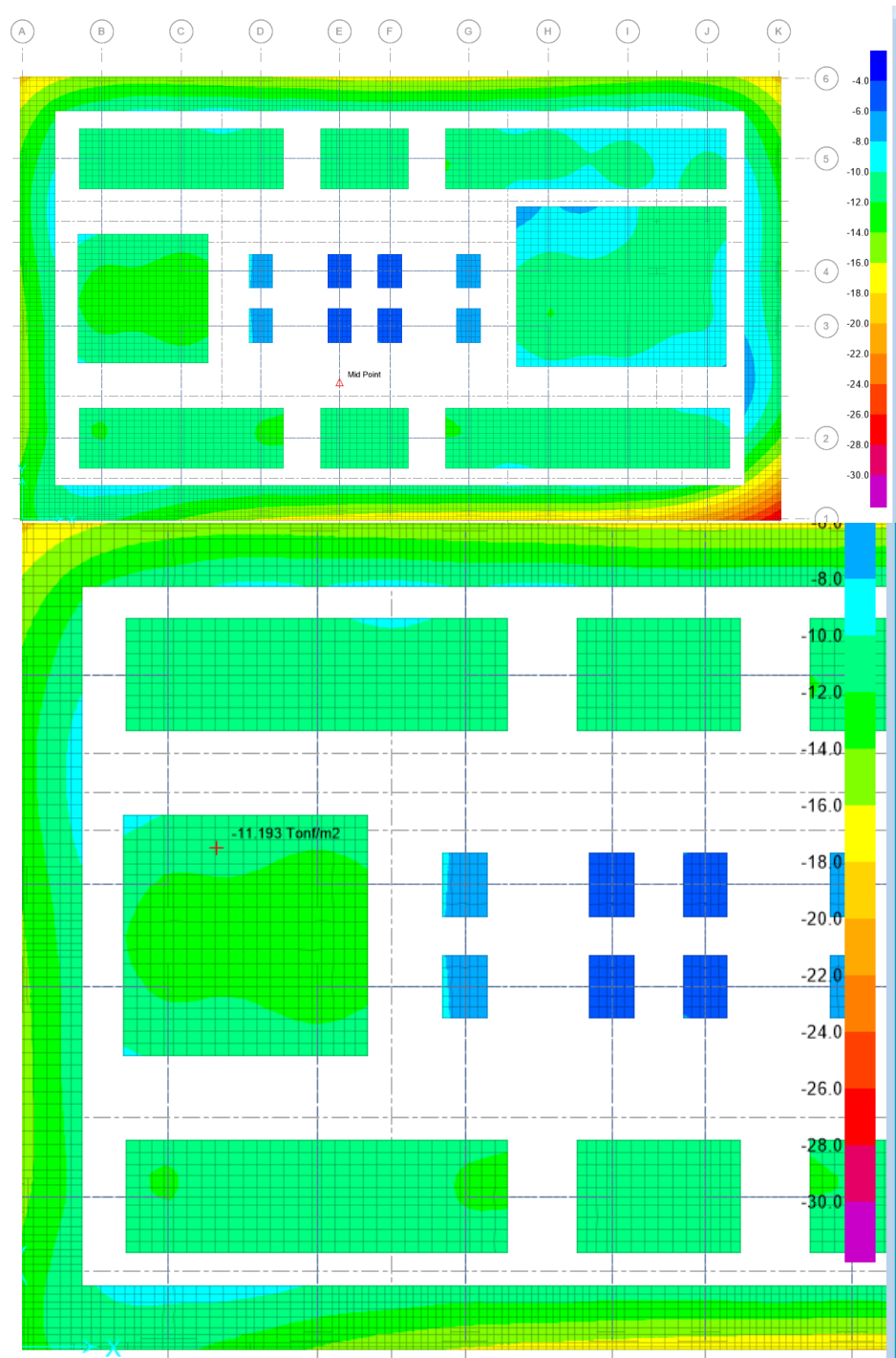


Figura ( 52 ) Verificación por servicio  $1.4CM+1.7CV+0.8SXX$

Fuente: Elaboración propia

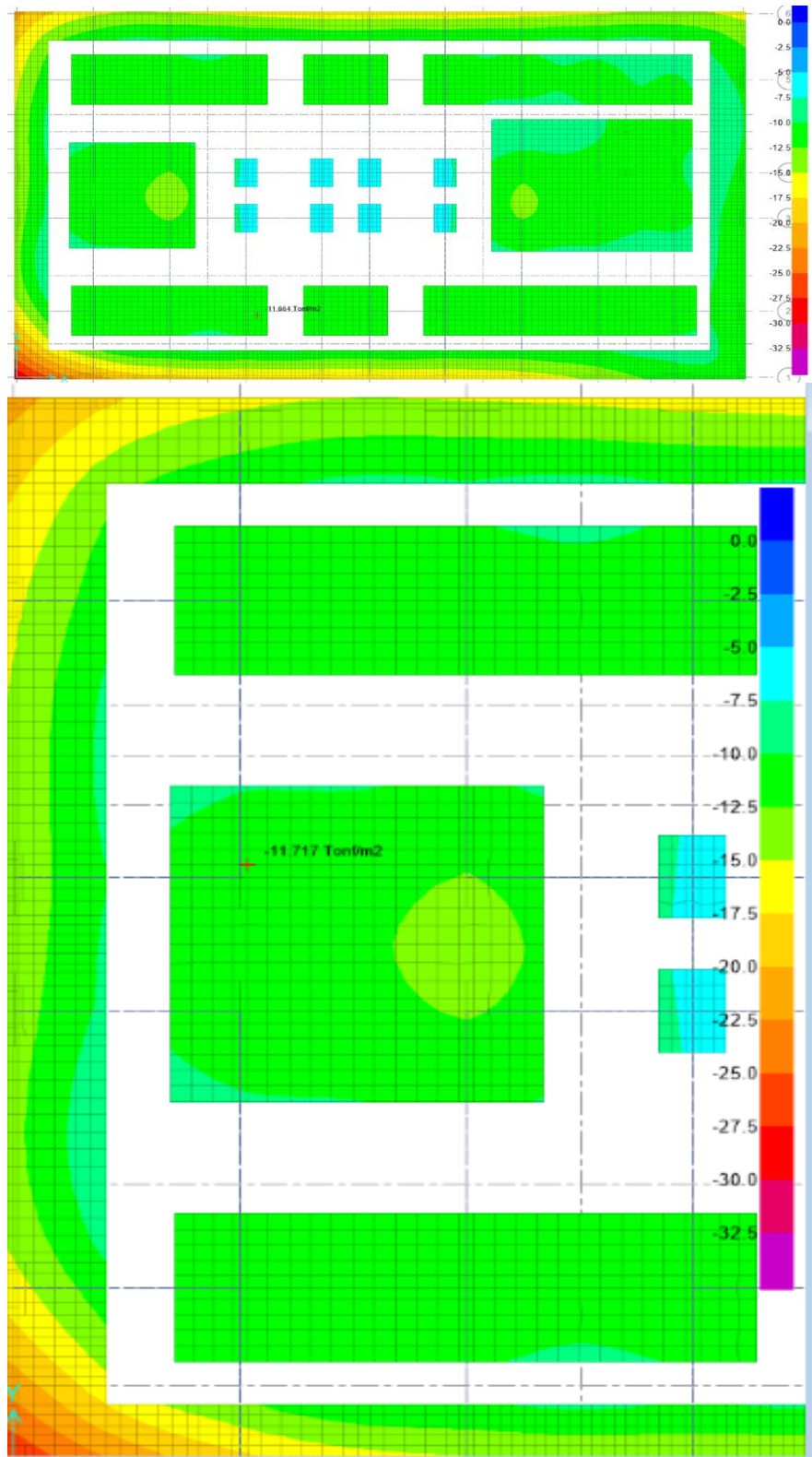


Figura (53) Verificación por servicio 1.4CM+1.7CV-0.8SXX

Fuente: Elaboración propia

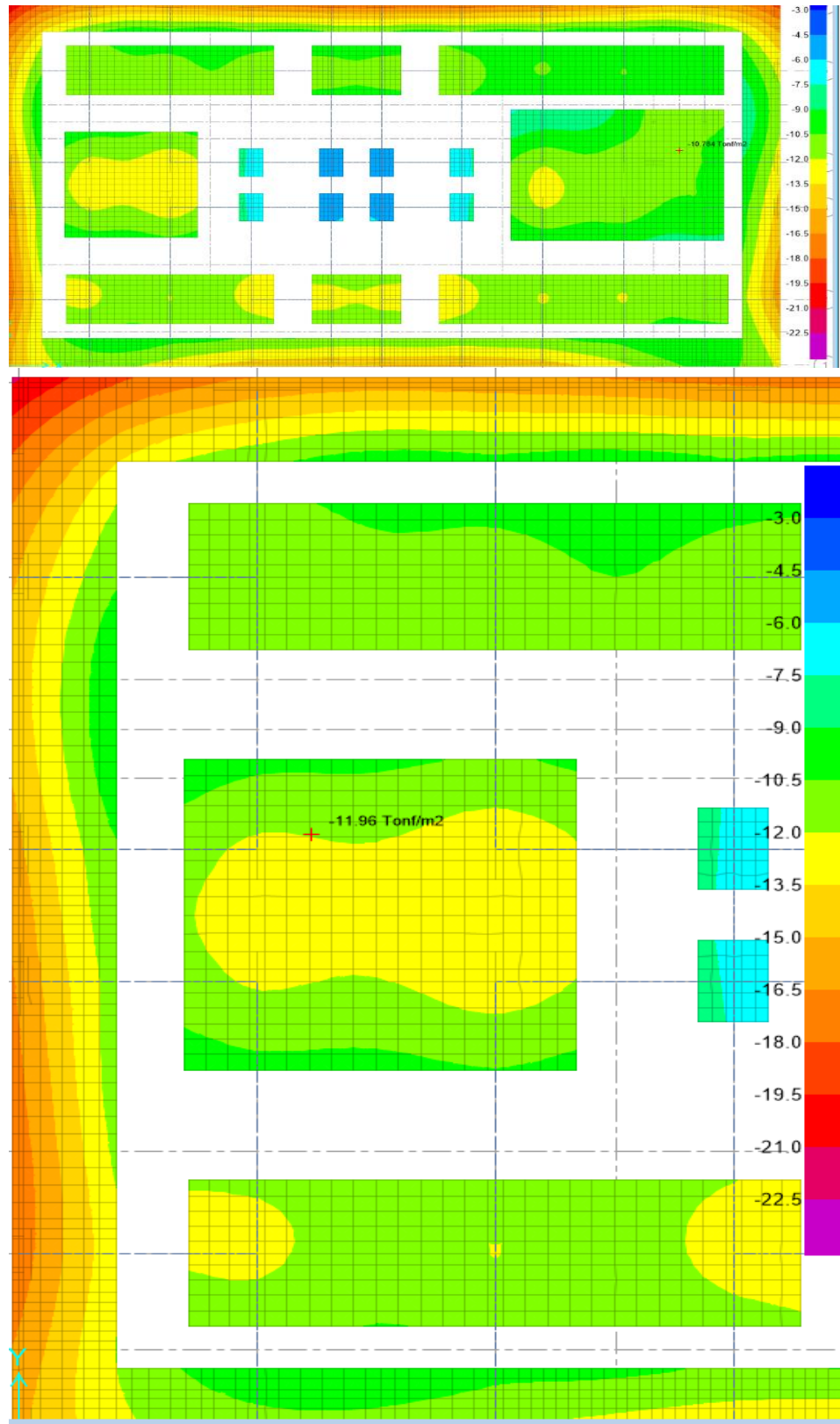


Figura (54) Verificación por servicio  $1.4CM+1.7CV+0.8SYY$

Fuente: Elaboración propia

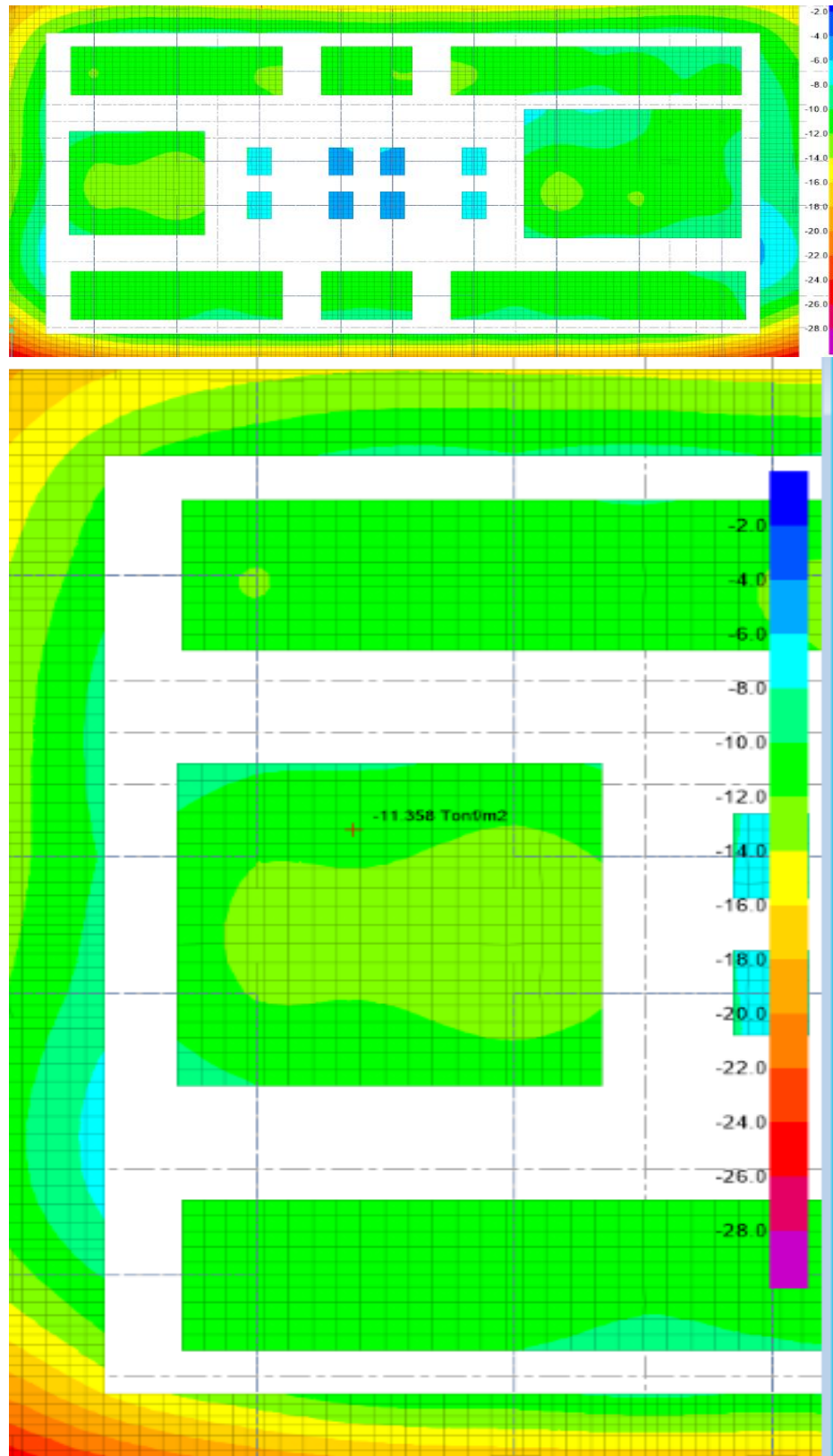


Figura (55) Verificación por servicio 1.4CM+1.7CV-0.8SYY

Fuente: Elaboración propia



Diseño por flexión y corte

El diseño de las zapatas Z-1 hasta Z-2 puesto a que necesitan aproximadamente las mismas cantidades de acero superior e inferior se diseñó de acuerdo siguiente procedimiento.

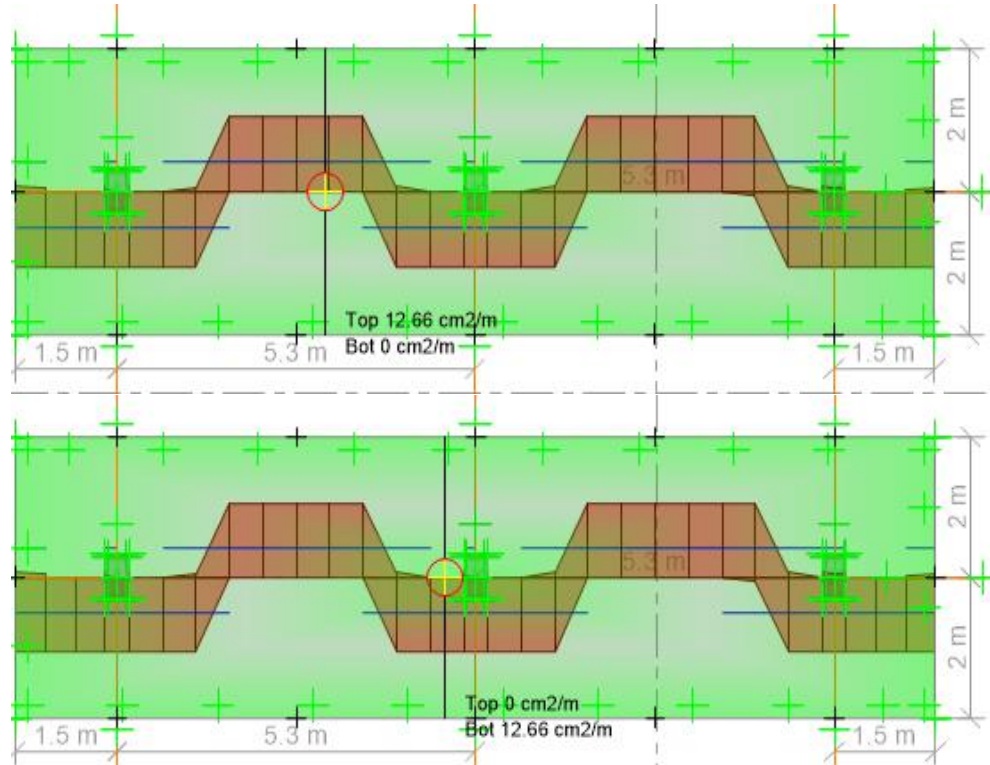


Figura (56) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z2

Fuente: Elaboración propia

Tabla (124) Diseño de la zapata Z2

As top=	12.66	cm2/m	$\varnothing 3/4" @ .0.20m$ (superior) $\varnothing 3/4" @ .0.20m$ (inferior)
As bottom=	12.66	cm2/m	
$\varnothing 3/4"$ en As Top=	2.84	cm2	
$\varnothing 3/4"$ en As Bottom=	2.84	cm2	
S top =	0.2243	m	
S bottom =	0.2243	m	

Fuente: Elaboración propia

Tabla (125) Diseño por flexión

B =	4	m			
As top colocado =	57.23949	cm <sup>2</sup>			
As bottom colocado =	57.23949	cm <sup>2</sup>			
Mu top =	-44.87	ton.m			
Mu bottom =	87.96	ton.m			
∅Mn top =	136.89	ton.m	>	44.87	VERDADERO
∅Mn bottom =	136.89	ton.m	>	87.96	VERDADERO

Fuente: Elaboración propia

Tabla (126) Diseño por corte

B =	4	m			
Vu a "d" =	68.69	ton			
∅Vc	160.72	ton	>	68.69	VERDADERO

Fuente: Elaboración propia

Tabla (127) Verificación por longitud de desarrollo

d > 22 db de la columna ?	d =	0.7	m	CUMPLE
	22db , para ∅1" =	0.5588	m	
v > 44 db del acero en sección transversal ?	v =	1.675	m	CUMPLE
	44db , para ∅3/4" =	0.8382		

Fuente: Elaboración propia

Para la zapata Z7 el requerimiento de acero en la parte superior es mayor por lo cual se procedió a reducir el espaciamiento para cubrir las demandas de corte.

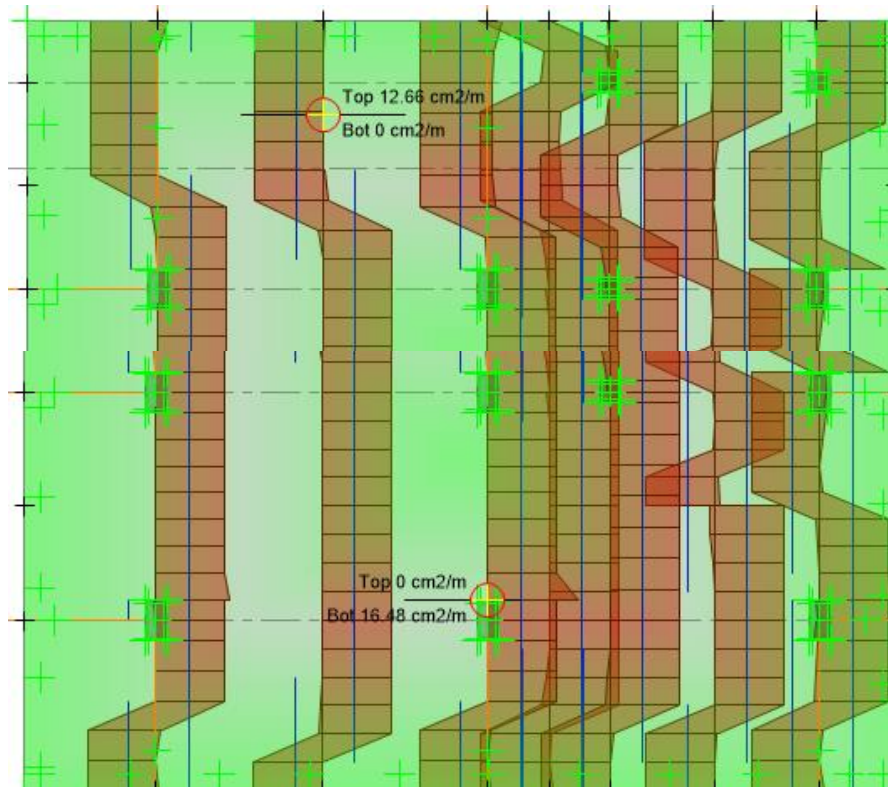


Figura (57) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z7

Fuente: Elaboración propia

Tabla (128) Diseño de la zapata Z2

As top=	12.66	cm2/m	<b><math>\varnothing 3/4'' @ 0.20m</math></b> <b>(superior)</b> <b><math>\varnothing 3/4'' @ 0.15m</math></b> <b>(inferior)</b>
As bottom=	16.48	cm2/m	
$\varnothing 3/4''$ en As			
Top=	2.84	cm2	
$\varnothing 3/4''$ en As			
Bottom=	2.84	cm2	
S top=	0.2243	m	
S bottom=	0.1723	m	

Fuente: Elaboración propia

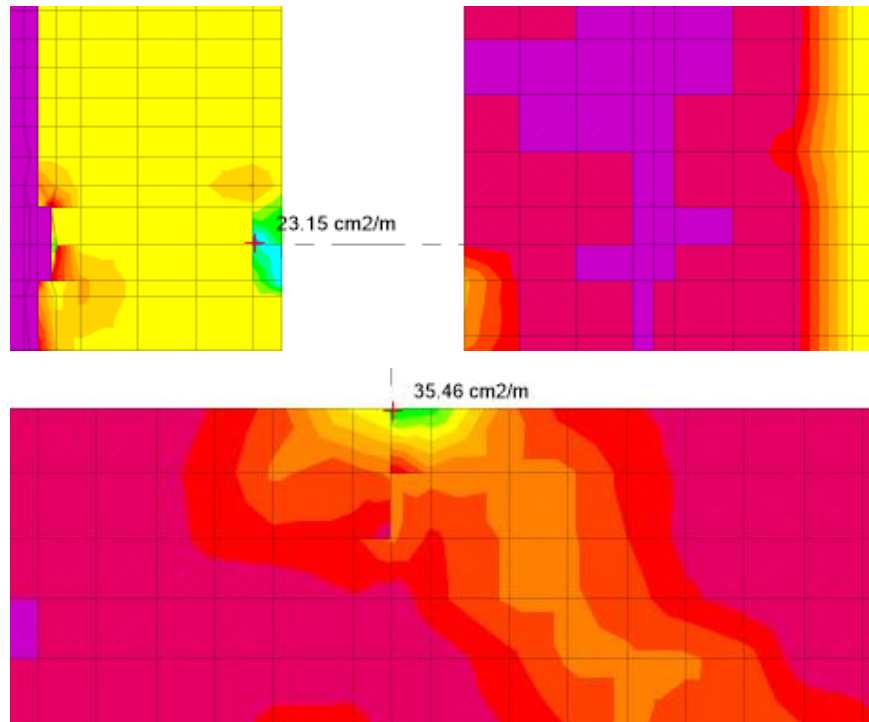


Figura (58) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z1 XX  
 Fuente: Elaboración propia

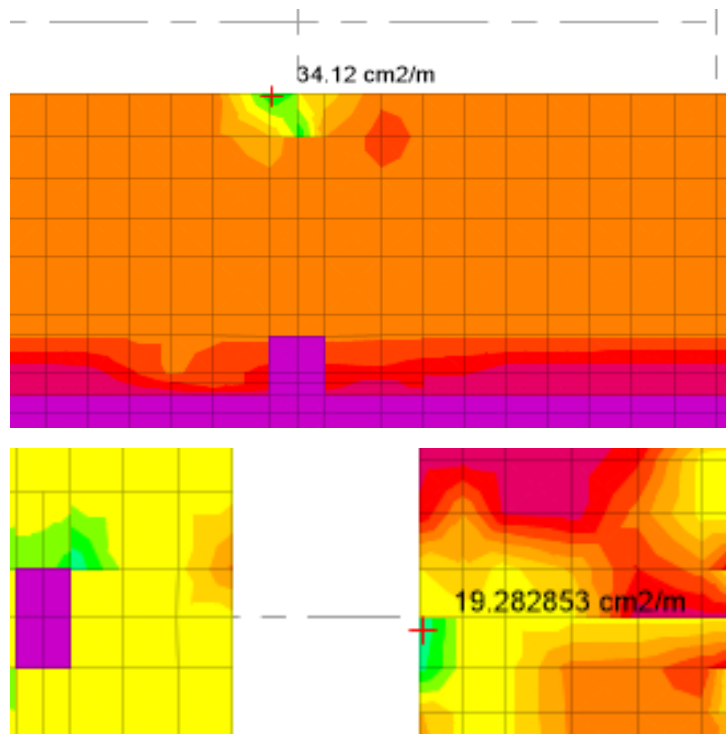


Figura (59) Acero superior e inferior requerido por la zapata Z1 YY  
 Fuente: Elaboración propia

Tabla (129) Diseño de la zapata Z1

As top=	34.12	cm <sup>2</sup> /m	$\varnothing 1'' @ .0.15m$ (superior) $\varnothing 1'' @ .0.15m$ (inferior)
As bottom=	35.46	cm <sup>2</sup> /m	
$\varnothing 1''$ en As Top=	5.1	cm <sup>2</sup>	
$\varnothing 1''$ en As Bottom=	5.1	cm <sup>2</sup>	
S top=	0.14947	m	
S bottom=	0.14382	m	

Fuente: Elaboración propia

Verificación por punzonamiento.

Ningún valor de la Figura (60) sobrepasa la unidad lo que significa que  $\varnothing V_c$  es mayor que  $V_u$ .

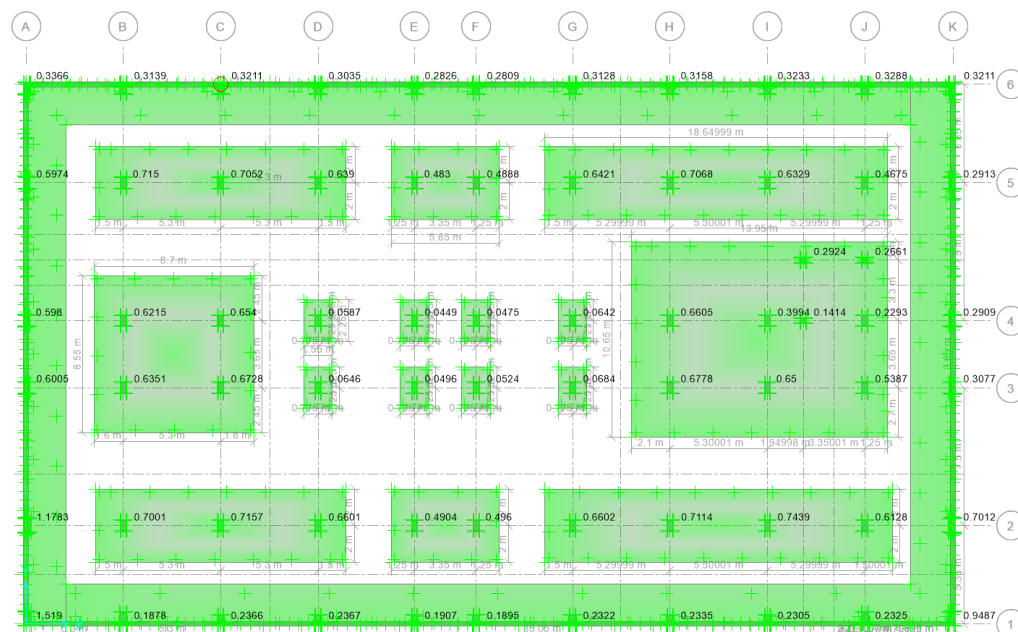


Figura (60) Verificación por punzonamiento.

Fuente: Elaboración propia

Diseño vigas de cimentación

Para diseño de la viga de cimentación se tomó en cuenta una sección de 40x70cm, y se hizo la verificación por flexión y corte

Tabla (130) Datos de la viga de cimentación

b =	0.4	m
h =	0.7	m
f <sub>c</sub> =	2100	ton/m <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	42000	ton/m <sup>2</sup>
recubrimiento =	0.04	m
est Ø3/8" =	0.009525	m
Ø flexión =	0.9	
Ø corte =	0.85	

Fuente: Elaboración propia

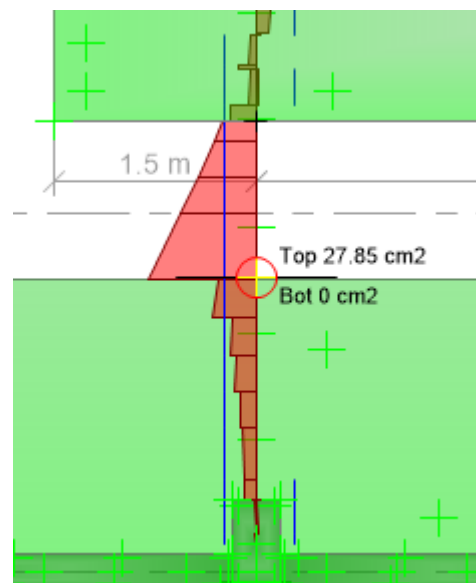


Figura (61) Requerimiento de acero longitudinal.

Fuente: Elaboración propia

Tabla (131) Diseño viga cimentación flexión

<i>DISEÑO POR FLEXIÓN</i>		
As (-) colocado :	30.6	cm <sup>2</sup>
As (+) colocado :	14.2	cm <sup>2</sup>

$\emptyset M_n (-) =$	70.53	ton.m
$\emptyset M_n (+) =$	35.32	ton.m
$M_u (-) =$	58.73	ton.m
$M_u (+) =$	0	ton.m
$\emptyset M_n (-) > M_u (-)$	Cumple	
$\emptyset M_n (+) > M_u (+)$	Cumple	
<b>Diseño :</b>	6 $\emptyset$ 1" + 5 $\emptyset$ 3/4"	

Fuente: Elaboración propia

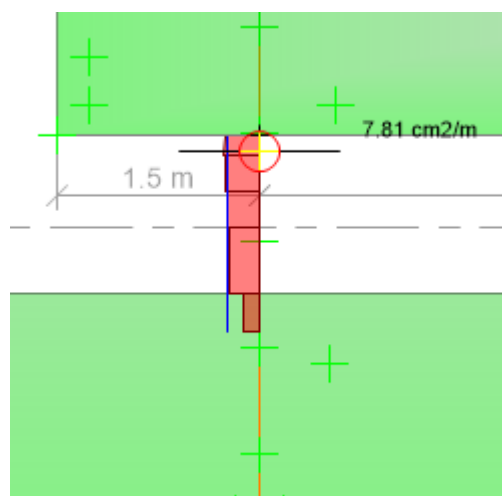


Figura (62) Requerimiento de acero transversal.

Fuente: Elaboración propia

Tabla (132) Diseño viga cimentación por corte

<i>DISEÑO POR CORTE</i>		
$\emptyset V_n =$	40.42	ton
$\emptyset V_c =$	18.28	ton
$\emptyset V_s =$	22.14	ton
$V_u =$	34.33	ton
$\emptyset V_n > V_u$	cumple	
<b>Diseño :</b>	1 Est. 3/8" $\emptyset$ @ 0.05m, R @ 0.15m	

Fuente: Elaboración propia

### 3.11.8. Diseño de la rampa de acceso semisótano

Tabla (133) Datos iniciales rampa acceso semisótano

b =	1	m
h =	0.25	m
f <sub>c</sub> =	2100	ton/m <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	42000	ton/m <sup>2</sup>
recubrimiento =	0.025	m
est Ø3/8" =	0.009525	m
Ø flexión =	0.9	
Ø corte =	0.85	

Fuente: Elaboración propia

Tabla (134) Datos iniciales rampa acceso semisótano

W <sub>ur</sub> (ton/m) = 1.4CM+1.7CV :	Peso propio:	0.84	ton/m
	Acabados:	0.14	ton/m
	s/c:	0.85	ton/m
	W <sub>u</sub> :	1.8300	ton/m

Fuente: Elaboración propia

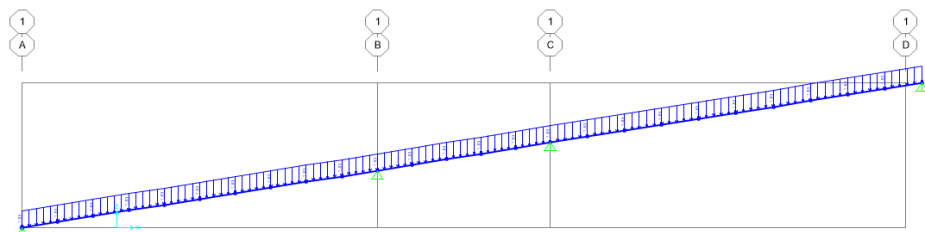


Figura (63) Aplicación de las cargas rampa acceso semisótano.

Fuente: Elaboración propia

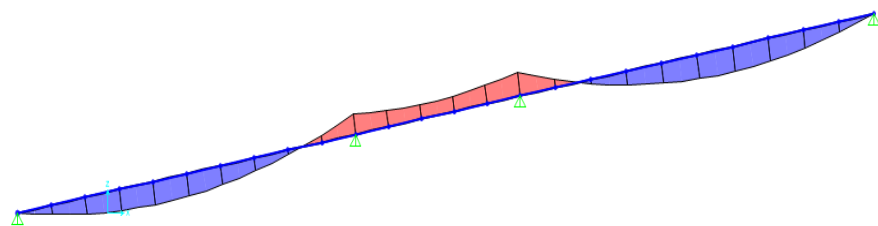




Figura (64) Momento flector rampa acceso semisótano.

Fuente: Elaboración propia

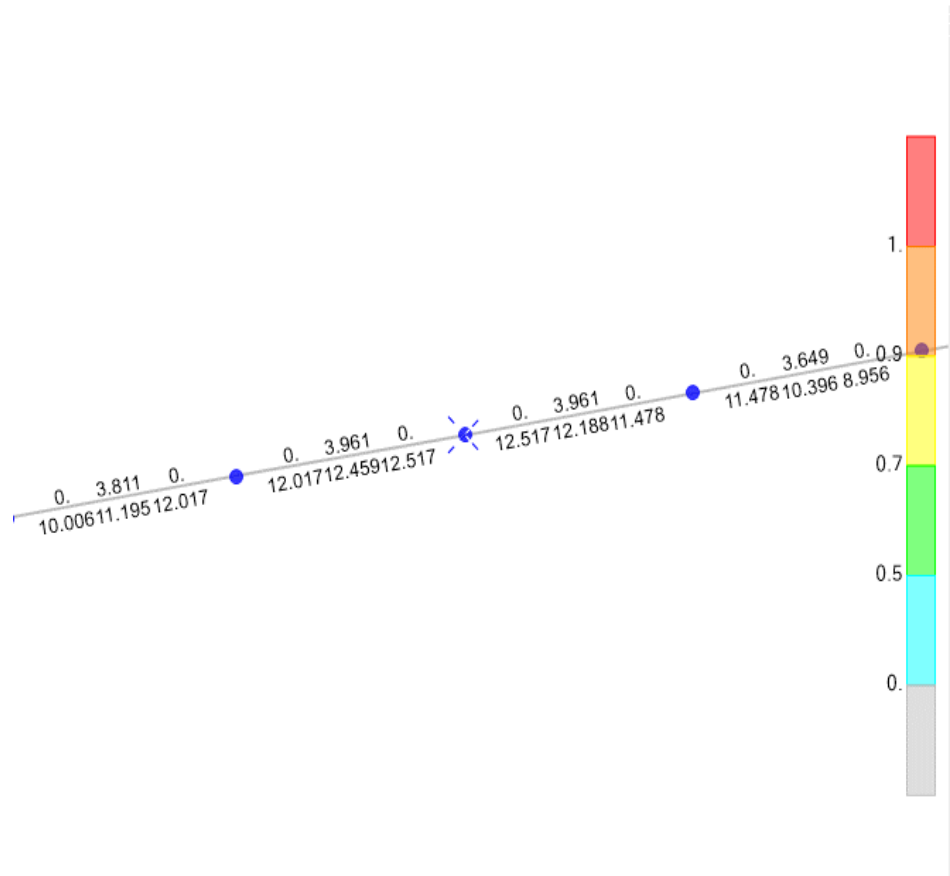


Figura (65) Requerimiento de refuerzo longitudinal rampa acceso semisótano.

Fuente: Elaboración propia

Tabla (135) Diseño del refuerzo longitudinal.

As (+) /m =	12.517	cm <sup>2</sup> /m
Para, b =	4.55	m
As (+) requerido =	56.95235	cm <sup>2</sup>
para Ø5/8"=	2	cm <sup>2</sup>
Nº de barras total en el ancho "b" =	41.0	barras
USAR: Barras	41	Ø5/8"
espaciamiento, S=	0.16	m
USAR: S=	0.150	m
Diseño :	Refuerzo positivo :	41Ø5/8"@0.15m

Fuente: Elaboración propia

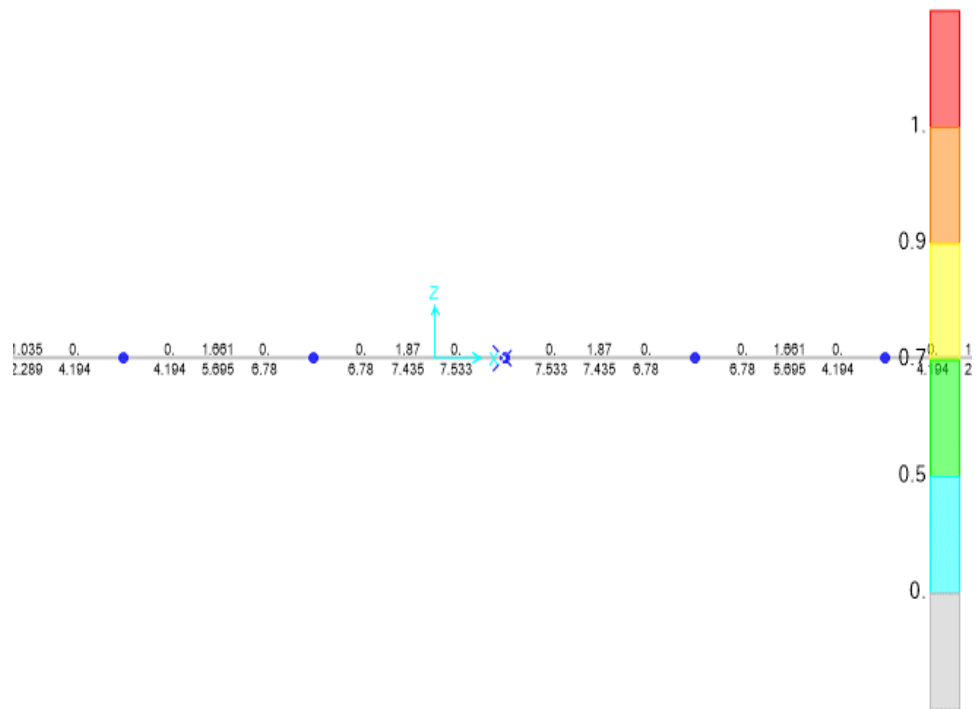


Figura (66) Requerimiento de refuerzo transversal rampa acceso semisótano.

Fuente: Elaboración propia

Tabla (136) Diseño del refuerzo transversal.

As t =	7.533	cm <sup>2</sup> /m
Para, b =	19	m
As (+) requerido =	143.127	cm <sup>2</sup>
para Ø5/8" =	2	cm <sup>2</sup>
Nº de barras total en el ancho "b" =	71.6	barras
USAR: Barras	72	Ø5/8"
espaciamiento, S =	0.27	m
USAR: S =	0.25	m
Diseño :	Refuerzo positivo :	72Ø5/8"@0.25m

Fuente: Elaboración propia

Verificación por cortante

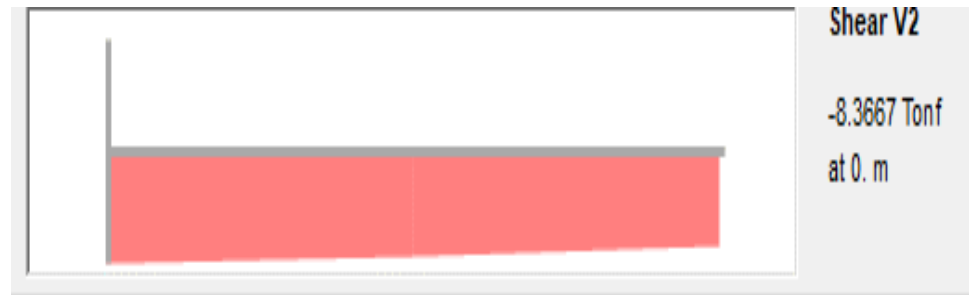


Figura (67) Fuerza cortante longitudinal de la rampa acceso semisótano.

Fuente: Elaboración propia

Tabla (137) Diseño del refuerzo transversal.

$V_u / m =$	8.3667	ton/m
$V_u =$	38.0685	ton
$\phi V_c =$	66.8341	ton
$\phi V_c > V_u$	CUMPLE Y NO REQUIERE ESTRIBOS	

Fuente: Elaboración propia



Figura (68) Fuerza cortante transversal de la rampa acceso semisótano.

Fuente: Elaboración propia

Tabla (138) Diseño del refuerzo transversal.

$V_u / m =$	4.1633	ton/m
$V_u =$	79.1027	ton
$\phi V_c =$	279.0876	ton
$\phi V_c > V_u$	CUMPLE Y NO REQUIERE ESTRIBOS	

Fuente: Elaboración propia

### 3.11.9. Diseño de tanque cisterna

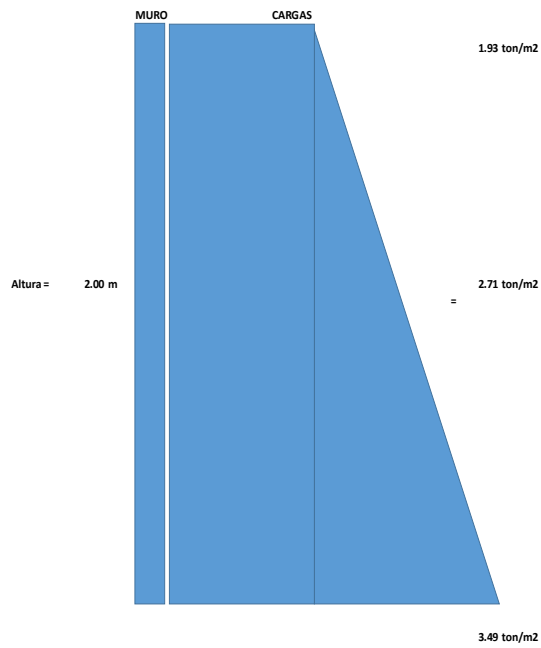


Figura (69) Fuerzas de empuje lateral del suelo.  
Fuente: Elaboración propia

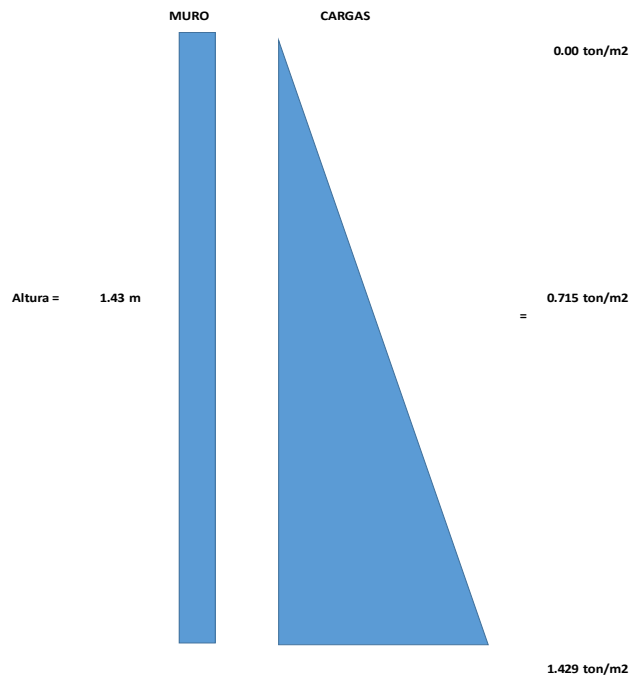


Figura (70) Fuerzas de empuje lateral del agua.  
Fuente: Elaboración propia

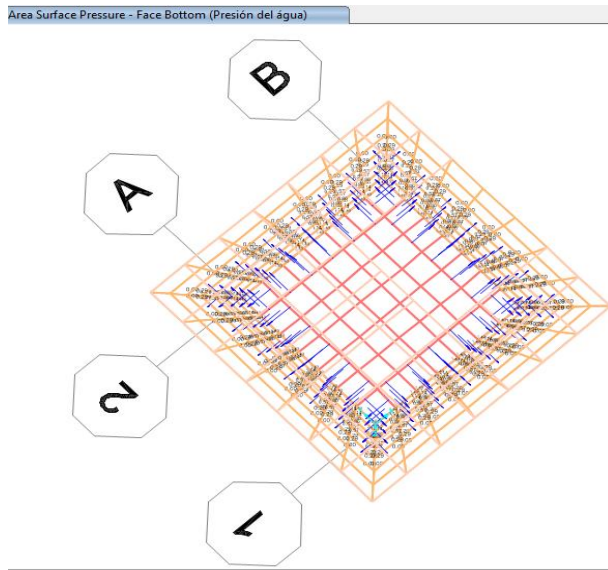


Figura (71) Fuerzas de empuje lateral del suelo SAP2000  
 Fuente: Elaboración propia

### Colocación de acero



Figura (72) Requerimiento de acero cara inferior del tanque en SAP2000  
 Fuente: Elaboración propia

Tabla (139) Diseño del refuerzo cara inferior del tanque en dos sentidos superior e inferior .

As =	2.3371	cm2/m
Asumiendo Ø3/8" =	0.15	cm2
Espaciamiento, S =	0.037037037	m
USAR:	0.15	m
As min /m =	4.05	cm2/m
Diseño :	Ø3/8"@0.15m	

Fuente: Elaboración propia

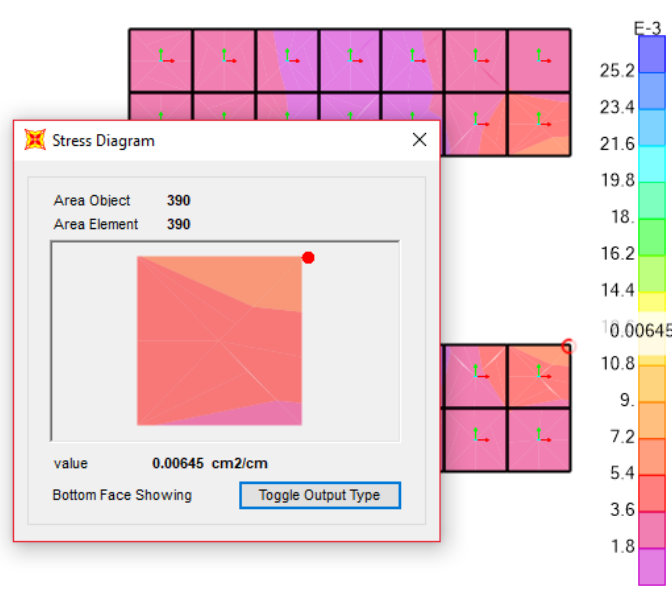


Figura (73) Requerimiento de acero cara superior del tanque en SAP2000

Fuente: Elaboración propia

Tabla (140) Diseño del refuerzo cara superior del tanque en dos sentidos superior e inferior .

As top face =	0.645	cm2/m
Asumiendo Ø3/8" =	0.71	cm2
Espaciamiento, S =	0.225396825	m
USAR:	0.20	m
As min /m =	3.15	cm2/m
Diseño :	Ø3/8"@0.20m	

Fuente: Elaboración propia

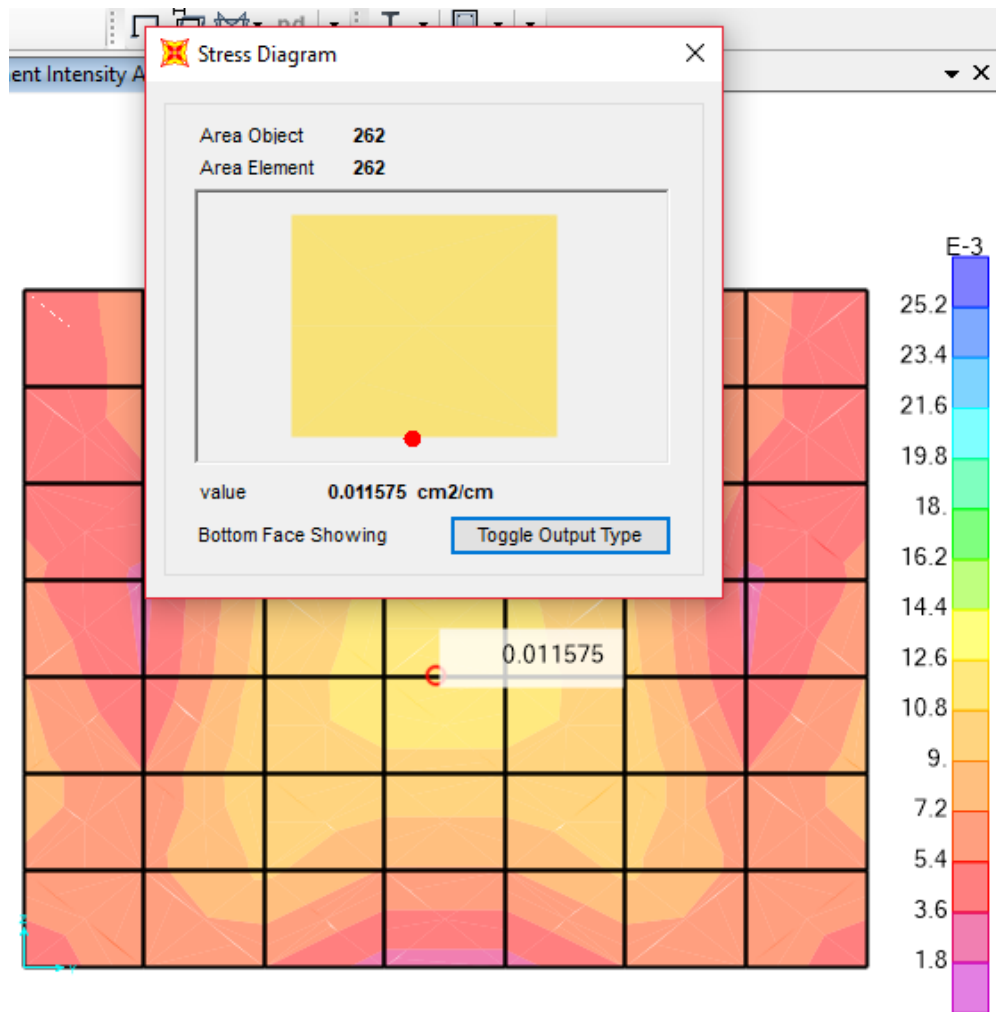


Figura (74) Requerimiento de acero caras laterales del tanque en SAP2000  
Fuente: Elaboración propia

Tabla (141) Diseño del refuerzo cara superior del tanque en dos sentidos superior e inferior .

As =	1.11575	cm2/m
Asumiendo Ø3/8" =	0.71	cm2
Espaciamiento, S =	0.175308642	m
USAR:	0.15	m
As min /m =	4.05	cm2/m
Diseño :	Ø3/8"@0.15m	

Fuente: Elaboración propia

## Verificación por flexión

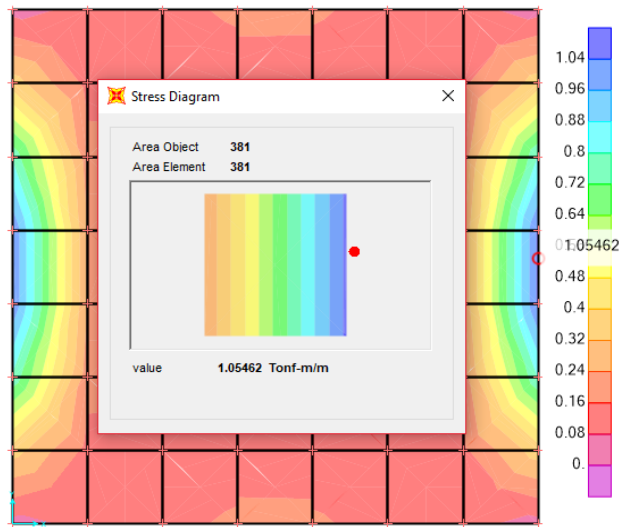


Figura (75) Momento en el eje local 1-1 del tanque en SAP2000

Fuente: Elaboración propia

Tabla (142) Verificación por momento flector eje local 1-1 .

$M_u / m =$	1.05462	ton.m/m
$a =$	0.01113725	m
$\phi M_n / m$	3.92606612	ton.m/m
$\phi M_n / m > M_u / m =$	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

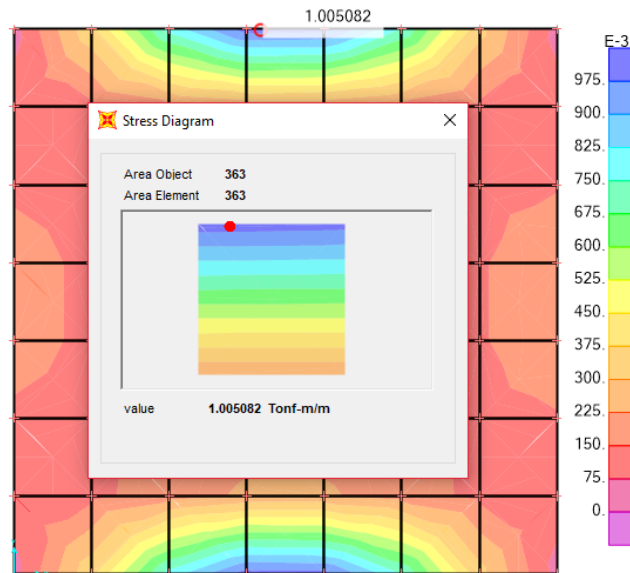


Figura (76) Momento en el eje local 2-2 del tanque en SAP2000

Fuente: Elaboración propia



Tabla (143) Verificación por momento flector eje local 2-2 .

$M_u / m =$	1.0055	ton.m/m
$a =$	0.01113725	m
$\phi M_n / m$	3.92606612	ton.m/m
$\phi M_n / m > M_u / m =$	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

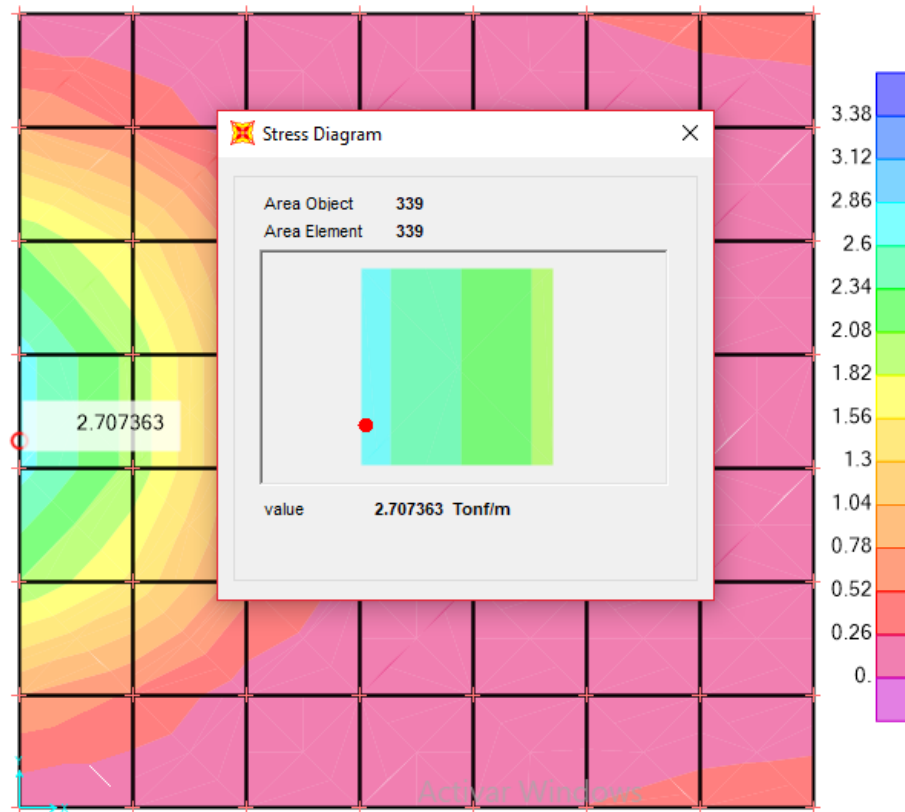


Figura (77) Cortante en el eje local 1-1 del tanque en SAP2000

Fuente: Elaboración propia

Tabla (144) Verificación por fuerza cortante eje local 1-1 .

$V_u \text{ ton/m} =$	2.707363	ton/m
$\phi V_c \text{ ton/m} =$	4.645013289	ton/m
$\phi V_c > V_u$	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

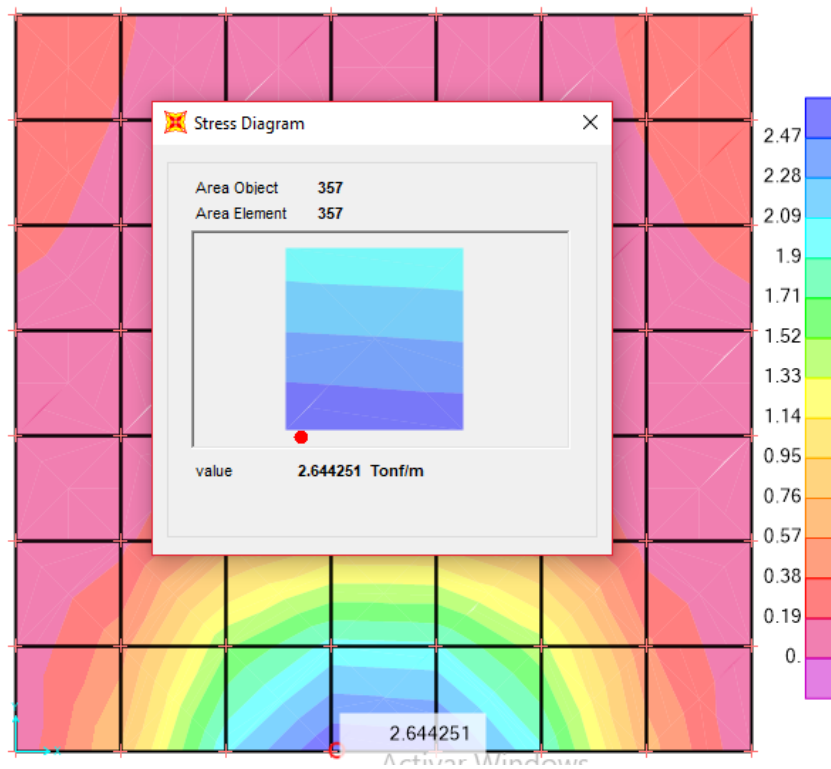


Figura (78) Cortante en el eje local 2-2 del tanque en SAP2000

Fuente: Elaboración propia

Tabla (145) Verificación por fuerza cortante eje local 2-2 .

$V_u$ ton/m =	2.6442	ton/m
$\phi V_c$ ton/m =	4.645013289	ton/m
$\phi V_c > V_u$	Cumple	

Fuente: Elaboración propia

## DISCUSIÓN

La mayoría de estaciones pluviográficas activas no cuentan con el mínimo de 20 años para realizar un estudio hidrológico, con lo cual se está de acuerdo con Rojas (2018).

Las curvas IDF se basaron en el análisis estadístico de los datos de la estación Sihuas, estación en la cual se encontró los mayores valores de precipitación, con lo cual se concuerda con Rojas (2018).

El periodo fundamental de la estructura resulto de 0.406s en la dirección XX y 0.310s en la dirección YY, esto va de acuerdo con lo especificado por Afuso (2017), el cual obtuvo periodos fundamentales de 0.36s para la dirección XX y 0.29s para la dirección YY; valores que va de acuerdo a la relación del número de pisos entre 10, cuyo valor también está sujeto a variación de rigidez en cada sentido.

Conforme al desarrollo del diseño de la estructura en base a la norma E30 diseño Sismorresistente se presentaron problemas de irregularidades de discontinuidad de diafragma y geometría vertical, al igual que Afuso (2017) considera que la norma vigente E030 es más rigurosa para edificaciones irregulares, ya que existe un mayor castigo para el coeficiente de reducción sísmica “R”.

Los diseños de los elementos estructurales en concreto armado de vigas y columnas se realizaron mediante software ETABS, donde se vio en el diagrama de interacción que el requerimiento de acero era el óptimo, con lo cual se evidencia un adecuado dimensionamiento del elemento, pero al contrario que Afuso (2017), rescata de su análisis por flexocompresión que los diagramas de interacción de las columnas estaban sobredimensionadas las cuales solo requerían acero mínimo; con lo que no se está de acuerdo ya que una sección que ha pasado por diseño Sismorresistente (rigidez necesaria para la edificación) no puede estar sobredimensionada.

## CONCLUSIONES

Se realizó el levantamiento topográfico obteniéndose un área de  $2055.3\text{m}^2$  y una pendiente de 16% con declinación hacia el norte.

Se realizó el estudio de mecánica de suelos, el cual nos dio una capacidad portante  $Q_{adm}$  de  $1.21\text{kg/cm}^2$ , y una clasificación de suelos SUCS y AASHTO de “arena arcillosa con grava” y “suelos arcillosos a regular malo” respectivamente.

Se realizó el estudio hidrológico de la zona en la que se determinó la curva IDF de diseño para un periodo de 75 años de retorno, y se seleccionó la intensidad de  $110.8\text{mm/h}$ .

Se realizó el análisis estático, determinándose que en la dirección XX la cortante basal estática fue de  $835.53\text{ Tn}$  y en la dirección YY la cortante basal estática fue de  $725.18\text{ Tn}$ , cuyas fuerzas están sujetas a irregulares de geometría vertical y discontinuidad de diafragma.

Se realizó el análisis dinámico, hallándose desplazamientos laterales de  $0.0012$  y  $0.0008$  en la dirección XX y YY los cuales está por debajo del máximo especificado en la norma; la fuerza de la cortante basal dinámica fue por debajo de la cortante basal estática, por lo cual se aplicó un factor escala de  $1.35$  y  $1.20$  en la dirección XX y YY para las cortante basal de diseño que resulto de  $750.18\text{ Tn}$  y  $625.65\text{ Tn}$  respectivamente.

Se realizó el diseño en concreto armado, determinase que los elementos vigas tienen un armado de acero longitudinal máximo de  $\text{Ø}5/8''$  y estribos de  $\text{Ø}3/8'' @0.05\text{m}$ ,  $0.12\text{m}$ ,  $R0.17\text{m}$ ; las columnas con acero longitudinal máximo  $\text{Ø}1''$  y estribos de  $\text{Ø}3/8'' @0.05$ , y  $R0.10\text{m}$ ; la losa maciza con acero máximo en dos sentidos de  $\text{Ø}3/8'' @0.25\text{m}$ ; las placas con acero longitudinal máximo en ambos sentidos y en dos capas de  $\text{Ø}5/8'' @0.20\text{m}$  en la dirección XX y  $\text{Ø}1/2'' @0.20\text{m}$  para la dirección YY, las escaleras con acero longitudinal máximo superior e inferior de  $\text{Ø}3/8'' @0.20\text{m}$  y acero transversal de  $\text{Ø}3/8'' @0.30\text{m}$ , las zapatas con acero longitudinal máximo en

dos sentidos superior e inferior de  $\varnothing 3/4'' @0.20m$  y  $\varnothing 3/4'' @0.15m$ , y la viga de cimentación con acero longitudinal.

Se realizó el diseño pluvial para la estructura, empleando cubiertas TR4 con su canaleta de 6'' con una pendiente de 2% llevando un caudal a un tirante de 3'', para las áreas no techadas se determinó colocar sumideros de y tuberías de 3'' fluyendo un caudal a tubo lleno para la evacuación de las aguas pluviales; todos estos se agruparon y conectaron al alcantarillado pluvial existente en la zona mediante tuberías de 6''.

## **RECOMENDACIONES**

Para implementar un diseño hidrológico para debemos tomar datos de la zona adyacente más próxima, tomando aquella que posea mayores años recolectados, esto debido a que los datos de las precipitaciones máximas anuales proporcionadas por SHENAMI solo están disponibles para una limitada cantidad de provincias del Perú,

para el diseño de la evacuación pluvial de las edificaciones el caudal a considerar se debe calcular en relación a un menor tiempo de concentración, obteniendo una intensidad elevada, con lo que se estaría calculando caudal que se asemeja a lo real.

Los diseños necesariamente deben tener un apoyo con el uso de programas como ETABS, SAP2000 ya que ellos facilitan, de manera considerable el análisis estructural de la edificación, puesto a que ellos se puede realizar modelos 3D de las estructuras para el análisis sísmico y en 2d para el análisis de los pórticos.

## REFERENCIAS

1. AFUSO Muños, Minoru. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de barranco. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Lima: Universidad Católica del Perú, 2017. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.12404/9336>
2. AGUILAR, Roberto. Análisis sísmico de edificios. Quito. Editorial centro de investigaciones científicas, 2008. 322pp.
3. ALCÁNTARA, Dante. Topografía y sus aplicaciones [en línea]. México: Continental. 2014 [fecha de consulta: 21 de Noviembre de 2018]. Disponible en: <http://www.editorialpatria.com.mx/pdf/files/9789702409151.pdf>
4. ALLAUCA Sánchez, Leónidas y OUE, Takuma. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/162>
5. APARICIO, Francisco. Fundamentos de Hidrología de Superficie. México Distrito Federal: Mexicana, 1989. pp. 17, 47-67, 113-176, 239-282.
6. BLANCO, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. 2da ed. Lima. Editoriales Capítulo de Ingeniería, Consejo Departamental de Lima y Colegio de Ingenieros del Perú, 1994. 304pp
7. BLANCO, Elena, CERVERA, Miguel y SUAREZ, Benjamín. Análisis Matricial de Estructuras. España. Centro internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2015. 245pp
8. BOROSCHEK, Rubén. Dynamics of Structures. Chile. University Of Chile, 2015. 155pp
9. CERVERA, Miguel y BLANCO, Elena, Mecánica de estructuras II análisis de estructuras. Barcelona: universidad Politécnica de Catalunya, 2004. 341pp.
10. CHAVEZ Cachay, Santiago. Concreto armado [en línea]. Tarapoto: 2003 [fecha de consulta: 21 de Noviembre de 2018]. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/360185718/LIBRO-DE-CONCRETO-ARMADO-SANTIAGO-CHAVEZ-CACHAY-pdf>

11. CRUZ Barreto, Iván y DIEGUEZ Mendoza, Valia. Análisis y Diseño Estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz - Trujillo. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2015. Disponible en: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/2099>
12. FATTORELLI, Sergio y FERNADEZ, Pedro C. 2011. Diseño Hidrológico. Zaragoza: Chief Visionary Officer, 2011. pp. 33-74, 105-180.
13. FERNANDEZ Curotto, Juan. Humedad Proveniente del Suelo en Edificaciones. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Santiago: Universidad de Chile, 2008. Disponible en: [http://repositorio.uchile.cl/tesis/uchile/2008/fernandez\\_jc/sources/fernandez\\_jc.pdf](http://repositorio.uchile.cl/tesis/uchile/2008/fernandez_jc/sources/fernandez_jc.pdf)
14. FOLGADO García, José. Proyecto de las instalaciones de suministro de agua, evacuación de aguas pluviales y residuales, y protección contra incendios para un edificio de apartamentos situado en Torrente (Valencia). Tesis (Grado en Ingeniería Civil). Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2018. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10251/106404>
15. FRECHOSO Remiro, Juan. Efectos económicos de los centros comerciales: el caso de Castilla y León. Tesis doctoral (Doctor en economía aplicada). Castilla y León: Universidad de Valladolid, 2016. Disponible en: <http://uvadoc.uva.es/handle/10324/16530>
16. GARCÍA, Luis. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes, 1998. 584 pp.
17. GÓMEZ, Salvador. Análisis Sísmico Moderno. 1ra ed. D.F., Editorial Trillas, 2007. 192 pp.
18. GUEVARA Dongo, Irma y VERA Calderón, Engels. Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un Hotel-restaurant-ubicado en el Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia Santa. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2013. Disponible en: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/1136>
19. HERNÁNDEZ Páramo, Claudia. Imagen de los centros comerciales: Su análisis urbano y económico Urbano [en línea]. Chile, 2013 [Fecha de consulta: 15 octubre 2018] Disponible en: <http://www.redalyc.org/pdf/198/19836965010.pdf>

20. LEONHARDT, Fritz, Estructuras de Hormigón Armado. Argentina: 2da ed. El Ateneo, 1988. 924 pp.
21. MARTÍNEZ, Enrique, WAKABAYASHI, Minoru. Diseño de Estructuras Sismorresistentes. McGRAW-HILL: University of Cornell. 1986.
22. MCCORMAC, Jack y BROWN, Rusell, Diseño de concreto reforzado. México: 8va ed. Grupo Alfaomega, 2011. 724 pp.
23. MINISTERIO De Transportes y Comunicaciones. Manual de hidrología, hidráulica y drenaje 2008, Lima. Disponible en: [http://transparencia.mtc.gob.pe/idm\\_docs/normas\\_legales/1\\_0\\_2950.pdf](http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf)
24. MINISTERIO De Vivienda, Construcción Y Saneamiento. E020 Norma técnica Cargas 2006, Lima. Disponible en: <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=171>
25. MINISTERIO De Vivienda, Construcción Y Saneamiento. E030 Norma técnica diseño sismorresistente 2018, Lima. Disponible en: <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>
26. MINISTERIO De Vivienda, Construcción Y Saneamiento. E050 Suelos y Cimentaciones 2006, Lima. Disponible en: <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=174>
27. MINISTERIO De Vivienda, Construcción Y Saneamiento. E060 Concreto Armado 2009, Lima. Disponible en: <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=190>
28. MINISTERIO De Vivienda, Construcción Y Saneamiento. OS060 Drenaje pluvial urbano 2006, Lima. Disponible en: <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=165>
29. MINISTERIO Del Ambiente, Ley y reglamento del sistema nacional de evaluación del impacto ambiental 2009, Lima. Disponible en: <http://www.minam.gob.pe/wp-content/uploads/2013/10/Ley-y-reglamento-del-SEIA1.pdf>
30. MORALES, Roberto. Diseño en Concreto Armado. 4ta ed. Lima., Editorial Instituto de Construcción y Gerencia, 2016.
31. NORIEGA Albarran, Jhoysy y NÚÑEZ Simbort, Benjamiín. Análisis de las características arquitectónicas para la propuesta de un centro comercial de los socios de APIAT. Revista Cientifi-k [en línea]. Vol. 5 Núm. 2 (2017): Julio – Diciembre



- Trujillo, 2016 [Fecha de consulta: 15 octubre 2018] Disponible en: [dx.doi.org/10.18050/Cientifi-k.v5n2a9.2017](https://doi.org/10.18050/Cientifi-k.v5n2a9.2017) ISSN: 2307-4736
32. ORTIZ Quispe, Ronald. Influencia del nivel freático en la determinación de capacidad portante de suelos, en cimentaciones superficiales, distrito de Pilcomayo en Huancayo. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Huancayo: Universidad Nacional Del Centro Del Perú Huancayo, 2017. Disponible en: <http://repositorio.uncp.edu.pe/handle/UNCP/3871>
33. OVIEDO, Ricardo. Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado. 1ra ed. Lima., Editorial Oviedo Ingeniería EIRL, 2016.
34. RAMOS, Jesús. Costos y presupuestos en edificaciones CAPECO. [en línea]. Lima: - 2003 [fecha de consulta: 21 de Noviembre de 2018]. Disponible en: [https://civilyedaro.files.wordpress.com/2014/08/costos\\_y\\_presupuestos\\_en\\_edificacion\\_-\\_capeco\\_r.pdf](https://civilyedaro.files.wordpress.com/2014/08/costos_y_presupuestos_en_edificacion_-_capeco_r.pdf)
35. REGALADO, Otto, FUENTES, César, AGUIRRE, Gonzalo, GARCÍA, Nadia, MIU, Román y VALLEJO, Renato. Factores críticos de éxito en los centros comerciales de Lima Metropolitana y el Callao. [en línea]. Lima: Cordillera S. A. C. 2009. [ fecha de consulta: 21 de Noviembre de 2018]. Disponible en: [https://www.esan.edu.pe/publicaciones/Descargue%20el%20documento%20completo\\_.pdf](https://www.esan.edu.pe/publicaciones/Descargue%20el%20documento%20completo_.pdf)
36. ROJAS Marmolejo, Sheyla, Cálculo de precipitaciones y caudales de diseño de sistema de drenaje pluvial urbano en zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2018. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/10192>
37. RUIZ Villacorta, Alexander y VEGA Zamora, Emerson. Diseño estructural de la I.E. Manuel González Prada - nivel primaria, distrito de Quiruvilca, Santiago de Chuco - la Libertad. Tesis (Titulación en Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2014. Disponible en: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/623>
38. TAVERA, Hernando. Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú [en línea]. 1era ed. Perú: -, 2014 [fecha de consulta: 08 de octubre de 2017]. □ Disponible en: <https://www.indeci.gob.pe/objetos/microsite/OQ=/NzM=/fil20140926131431.pdf>

39. TE CHOW, Ven, MAIDMENT, David R. y MAYS, Larry W. 1994. Hidrología Aplicada. Bogotá: NOMOS SA, 1994. págs. 54-93, 391-417, 455-487.
40. TEODORO E, Harmsen. Diseño de estructuras de concreto armado [en línea]. 3ª Ed Lima: Fondo Editorial, 2002 [fecha de consulta: 21 de Noviembre de 2018]. Disponible en: <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/disenodeestructurasdeconcreto-harmsen.pdf>

Estudio de Suelos



**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

---

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO**  
ASTM D-422

---

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

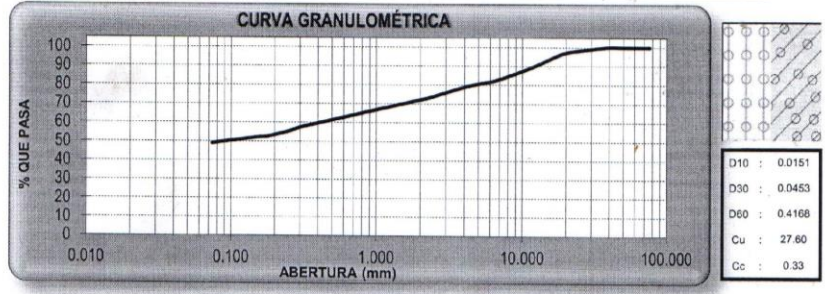
**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-1 / E-1 / MUESTRA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

**DATOS DEL ENSAYO**

Peso de muestra seca	2000.00
Peso de muestra seca luego de lavado	1020.13
Peso perdido por lavado	979.87

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	16.12%	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	<b>Límites e Índices de Consistencia</b>	
1"	25.400	32.41	1.62	1.62	98.38		L. Líquido : 24
3/4"	19.050	34.94	1.75	3.37	96.63		L. Plástico : 17
1/2"	12.700	120.68	6.03	9.40	90.60	Ind. Plasticidad : 7	
3/8"	9.525	75.92	3.80	13.20	86.80	<b>Clasificación de la Muestra</b>	
1/4"	6.350	93.79	4.69	17.89	82.11		Clas. SUCS : SM-SC
No4	4.750	56.29	2.81	20.70	79.30		Clas. AASHTO : A-4 (1)
8	2.360	117.62	5.88	26.58	73.42	<b>Descripción de la Muestra</b>	
10	2.000	25.69	1.28	27.87	72.13		SUCS: Arena limo - arcillosa con grava
16	1.180	81.12	4.06	31.92	68.08		AASHTO: Suelos limosos / Regular a melo
20	0.850	49.64	2.48	34.41	65.60	Tiene un % de finos de = 48.99%	
30	0.600	55.49	2.77	37.18	62.82		
40	0.420	55.02	2.75	39.93	60.07		
50	0.300	52.70	2.64	42.57	57.43	<b>Descripción de la Calicata</b>	
60	0.250	41.77	2.09	44.65	55.35		C-1 : E-1
80	0.180	52.66	2.63	47.29	52.71		Profundidad : 0.0 m - 3.00 m
100	0.150	13.11	0.66	47.94	52.06		
200	0.074	61.28	3.06	51.01	48.99		
< 200		979.87	48.99	100.00	0.00		
Total		2000.00	100.00				



**CAMPUS TRUJILLO**  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 211074  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

Figura (79) Estudio de suelos P-1

Fuente: Elaboración Propia

# Estudio de Suelos



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**LÍMITES DE CONSISTENCIA  
ASTM D-4318**

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

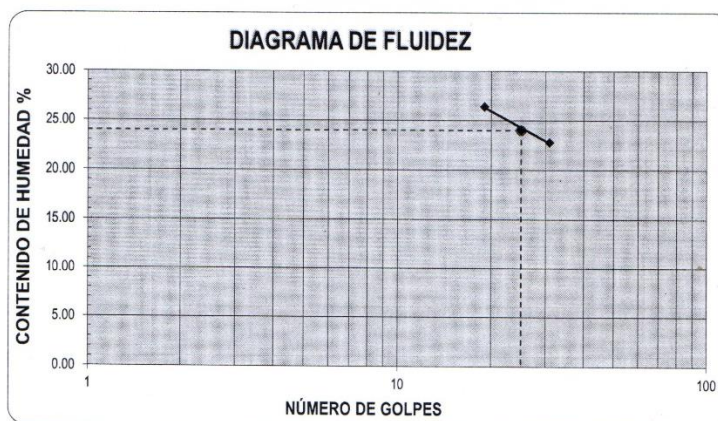
**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-1 / E-1 / MUESTRA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
Descripción	Limite Líquido			Limite Plástico	
N° de golpes	19	25	31	-	-
Peso de tara (g)	10.10	10.18	10.11	7.76	8.38
Peso de tara + suelo húmedo (g)	12.11	13.68	12.21	8.02	8.68
Peso tara + suelo seco (g)	11.69	13.00	11.82	7.96	8.64
Contenido de Humedad %	26.42	24.11	22.81	18.18	15.38
Límites %	<b>24</b>			<b>17</b>	



**ECUACIÓN DE LA RECTA**

(Elaborada a partir de los datos de los ensayos)

$$y = -7.416 \ln(x) + 48.170$$

**CAMPUS TRUJILLO**  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 211074  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

Figura (80) Estudio de suelos P-2

Fuente: Elaboración Propia

# Estudio de Suelos



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES	
CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216	
<b>PROYECTO</b>	: DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD. 2018
<b>SOLICITANTE</b>	: AGUERO CABALLERO, HUGO
<b>RESPONSABLE</b>	: ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
<b>UBICACIÓN</b>	: TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD
<b>FECHA</b>	: ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
<b>MUESTRA</b>	: C-1 / E-1 / MUESTRA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
ASTM D-2216

Descripción	Muestra 01	Muestra 02	Muestra 03
Peso del tarro (g)	9.98	10.15	9.85
Peso del tarro + suelo humedo (g)	81.53	85.16	77.26
Peso del tarro + suelo seco (g)	71.94	74.51	67.80
Peso del suelo seco (g)	61.96	64.36	57.95
Peso del agua (g)	9.59	10.65	9.46
% de humedad (%)	15.48	16.55	16.32
% de humedad promedio (%)	16.12		

**CAMPUS TRUJILLO**  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 2111074  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

Figura (81) Estudio de suelos P-3

Fuente: Elaboración Propia

# Estudio de Suelos



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**PESO UNITARIO DEL SUELO**  
ASTM D-2419

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-1 / E-1 / MUESTRA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO UNITARIO DEL SUELO		
Frasco Graduado		
Muestra N°	1	2
Peso del frasco (gr)	121.50	121.50
Volumen del frasco (cm <sup>3</sup> )	1105.00	1105.00
Peso del Suelo Húmedo + Frasco (gr)	1483.60	1486.40
Peso del Suelo Húmedo (gr)	1362.10	1364.90
Peso Unitario Húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.233	1.235
Contenido de Humedad (%)	16.12%	
Peso Unitario Seco (gr/cm <sup>3</sup> )	1.231	1.233
Peso Unitario Seco Promedio (gr/cm <sup>3</sup> )	1.232	

CAMPUS TRUJILLO  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 211074  
Infe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

Figura (82) Estudio de suelos P-4

Fuente: Elaboración Propia

# Estudio de Suelos



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

C-1 / E-1

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-1 / E-1 / MUESTRA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

**CAPACIDAD DE CARGA**

(Terzaghi, 1943 y modificado por Vesic 1975)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma$$

**FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA**

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{-\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

Peso Unitario del Suelo encima del NNF	$\gamma$ =	0.930	ton/m <sup>3</sup>
Peso Unitario del Suelo debajo del NNF	$\gamma'$ =	1.232	ton/m <sup>3</sup>
Profundidad de cimentación (ZAPATA)	=	2.00	m
Factor de seguridad	=	3	
Profundidad de cimiento corrido	=	1.00	m
Sobrecarga en la base de la cimentación	$q = \gamma D =$	1.88	ton/m <sup>2</sup>
Sobrecarga en la base del cimiento corrido	$q = \gamma D =$	0.93	ton/m <sup>2</sup>

**ASENTAMIENTO INICIAL**

Teoría Elástica

$$S = C_s q B \left( \frac{1 - \nu^2}{E_s} \right)$$

**FACTORES DE FORMA (Vesic)**

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Relación de Poisson	$\nu =$	0.20
Módulo de elasticidad del suelo	$E_s =$	150.00 Kg/cm <sup>2</sup>
Factor de forma y rigidez cimentación corrida	$C_s =$	79.00 cm/m
Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada	$C_s =$	82.00 cm/m
Factor de forma y rigidez cimentación rectangular	$C_s =$	112.00 cm/m

CONSIDERANDO FALLA LOCAL POR CORTE						
Ángulo de fricción $\phi$	C (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$ (Vesic)	$N_q/N_c$	Tan $\phi$
25.90	0.012	22.094	11.728	12.361	0.559	0.486

CIMENTACIÓN CORRIDA							
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
0.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.66	0.55	0.11
0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.74	0.58	0.15
0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.81	0.60	0.18
0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.97	0.66	0.26
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.12	0.71	0.36

Se puede considerar como valor único de diseño:

$q_{admissible} =$	1.40	Kg/cm <sup>2</sup>
$q_{admissible} =$	14.01	tn/m <sup>2</sup>
$Q =$	20.17	tn
$S =$	0.88	cm

CIMENTACIÓN CUADRADA							
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
1.20	1.20	1.56	1.49	0.60	4.20	1.40	0.88
1.30	1.30	1.56	1.49	0.60	4.25	1.42	0.97
1.50	1.50	1.56	1.49	0.60	4.34	1.45	1.14
1.80	1.80	1.56	1.49	0.60	4.48	1.49	1.41
2.00	2.00	1.56	1.49	0.60	4.57	1.52	1.60

<b>CARGA ADMISIBLE BRUTA</b>
20.17 tn

CIMENTACIÓN RECTANGULAR							
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
1.00	1.20	1.47	1.40	0.67	3.96	1.32	0.95
1.20	1.50	1.45	1.39	0.68	4.03	1.34	1.16
1.50	1.80	1.47	1.40	0.67	4.21	1.40	1.51
1.80	2.00	1.50	1.44	0.64	4.41	1.47	1.90

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO		
SUCS	:	SM-SC
AASHTO	:	A-4 (1)
$\phi$ °	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	P. u. (Tn/m <sup>3</sup> )
25.90	0.012	1.232

**CAMPUS TRUJILLO**  
 Av. Larco 1770.  
 Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
 Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
 CIP: 211074  
 Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

@ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe

Figura (83) Estudio de suelos P-5

Fuente: Elaboración Propia

# Estudio de Suelos



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO  
ASTM D-422**

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

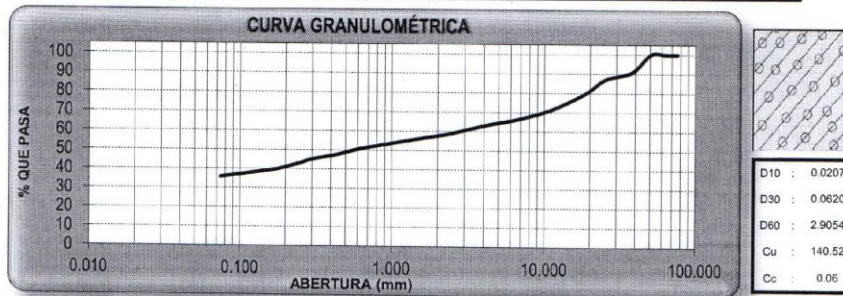
**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

**DATOS DEL ENSAYO**

Peso de muestra seca : 2000.00  
 Peso de muestra seca luego de lavado : 1284.21  
 Peso perdido por lavado : 715.79

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	16.88%	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	38.100	182.56	9.13	9.13	90.87	<b>Límites e Índices de Consistencia</b>	
1"	25.400	74.77	3.74	12.87	87.13		L. Líquido : 28
3/4"	19.050	138.75	6.94	19.80	80.20		L. Plástico : 17
1/2"	12.700	138.65	8.93	28.74	71.26		Ind. Plasticidad : 11
3/8"	9.525	72.99	3.65	30.39	69.61	<b>Clasificación de la Muestra</b>	
1/4"	6.350	72.88	3.64	34.03	65.97		Clas. SUCS : SC
No4	4.178	53.15	2.66	36.69	63.31	Clas. AASHTO : A-6 (0)	
8	2.360	94.64	4.73	41.42	58.58	<b>Descripción de la Muestra</b>	
10	2.000	18.13	0.91	42.33	57.67		SUCS: Arena arcillosa con grava
16	1.180	60.32	3.02	45.34	54.66	AASHTO: Suelos arcillosos / Regular a malo	
20	0.850	40.34	2.02	47.36	52.64	Tiene un % de finos de = 35.78%	
30	0.600	44.59	2.23	49.59	50.41	<b>Descripción de la Calicata</b>	
40	0.420	62.15	3.11	52.70	47.30		C-2 : E-1
50	0.300	42.67	2.13	54.82	45.18	Profundidad : 0.0 m - 3.00 m	
60	0.250	40.09	2.00	56.83	43.17		
80	0.180	62.45	3.12	59.95	40.05		
100	0.150	19.46	0.97	60.92	39.08		
200	0.074	65.72	3.29	64.21	35.79		
< 200		715.79	35.79	100.00	0.00		
Total		2000.00	100.00				



**CAMPUS TRUJILLO**  
 Av. Larco 1770.  
 Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
 Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
 CIP: 211074  
 Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe

Figura (84) Estudio de suelos P-6

Fuente: Elaboración Propia

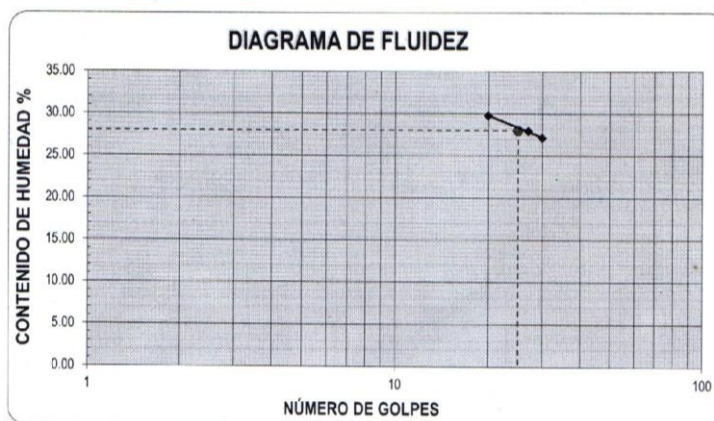


# Estudio de Suelos



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES	
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D-4318	
<b>PROYECTO</b>	: DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018
<b>SOLICITANTE</b>	: AGUERO CABALLERO, HUGO
<b>RESPONSABLE</b>	: ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA
<b>UBICACIÓN</b>	: TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD
<b>FECHA</b>	: ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)
<b>MUESTRA</b>	: C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

Descripción	Limite Líquido			Limite Plástico	
	20	27	30	-	-
N° de golpes	20	27	30	-	-
Peso de tara (g)	10.94	11.91	9.42	8.49	8.87
Peso de tara + suelo húmedo (g)	16.26	16.17	13.31	8.92	9.25
Peso tara + suelo seco (g)	15.04	15.24	12.48	8.86	9.19
Contenido de Humedad %	29.76	27.93	27.12	16.22	18.75
Limites %	28			17	



### ECUACIÓN DE LA RECTA

(Elaborada a partir de los datos de los ensayos)

$$y = -6.403 \ln(x) + 48.958$$

**CAMPUS TRUJILLO**  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 211074  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

Figura (85) Estudio de suelos P-7

Fuente: Elaboración Propia

## Estudio de Suelos



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**PESO UNITARIO DEL SUELO**  
ASTM D-2419

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAIDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

<b>PESO UNITARIO DEL SUELO</b>		
Frasco Graduado		
Muestra N°	1	2
Peso del frasco (gr)	121.50	121.50
Volumen del frasco (cm <sup>3</sup> )	1105.00	1105.00
Peso del Suelo Húmedo + Frasco (gr)	1522.90	1549.30
Peso del Suelo Húmedo (gr)	1401.40	1427.80
Peso Unitario Húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.268	1.292
Contenido de Humedad (%)	16.88%	
Peso Unitario Seco (gr/cm <sup>3</sup> )	1.266	1.290
Peso Unitario Seco Promedio (gr/cm <sup>3</sup> )	<b>1.278</b>	

**CAMPUS TRUJILLO**  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 211074  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
[ucv.edu.pe](http://ucv.edu.pe)

Figura (86) Estudio de suelos P-8

Fuente: Elaboración Propia

## Estudio de Suelos



**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
ASTM D-2216

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
ASTM D-2216

Descripción	Muestra 01	Muestra 02	Muestra 03
Peso del tarro (g)	10.15	9.71	11.15
Peso del tarro + suelo humedo (g)	86.52	81.77	101.49
Peso del tarro + suelo seco (g)	75.71	70.97	88.68
Peso del suelo seco (g)	65.56	61.26	77.53
Peso del agua (g)	10.81	10.80	12.81
% de humedad (%)	16.49	17.63	16.52
% de humedad promedio (%)	<b>16.88</b>		

**CAMPUS TRUJILLO**  
Av. Larco 1770.  
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
*Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña*  
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
CIP: 211074  
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

Figura (87) Estudio de suelos P-9

Fuente: Elaboración Propia

# Estudio de Suelos



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

C-2 / E-1

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO  
**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

**MUESTRA** : C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

**CAPACIDAD DE CARGA**

(Terzaghi 1943 y modificado por Vesic 1975)

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma$$

**FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA**

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi \right)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

**ASENTAMIENTO INICIAL**

Teoría Elástica

$$S = C_s q B \left( \frac{1 - \nu^2}{E_s} \right)$$

**FACTORES DE FORMA (Vesic)**

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Peso Unitario del Suelo encima del NNF	$\gamma = 0.964$	ton/m <sup>3</sup>	Relación de Poisson	$\nu = 0.30$
Peso Unitario del Suelo debajo del NNF	$\gamma' = 1.278$	ton/m <sup>3</sup>	Módulo de elasticidad del suelo	$E_s = 500.00$ Kg/cm <sup>2</sup>
Profundidad de cimentación (ZAPATA)	= 2.00	m	Factor de forma y rigidez cimentación corrida	$C_s = 79.00$ cm/m
Factor de seguridad	= 3		Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada	$C_s = 82.00$ cm/m
Profundidad de cimiento corrido	= 1.00	m	Factor de forma y rigidez cimentación rectangular	$C_s = 112.00$ cm/m
Sobrecarga en la base de la cimentación	$q = \gamma D = 1.93$	ton/m <sup>2</sup>		
Sobrecarga en la base del cimiento corrido	$q = \gamma D = 0.96$	ton/m <sup>2</sup>		

CONSIDERANDO FALLA LOCAL POR CORTE						
Ángulo de fricción $\phi$	C (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$ (Vesic)	$N_q/N_c$	Tan $\phi$
24.65	0.009	20.217	10.277	10.350	0.512	0.459

CIMENTACIÓN CORRIDA								
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
0.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.44	0.48	0.03	
0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	0.50	0.04	
0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.57	0.52	0.05	
0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.70	0.57	0.07	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.83	0.61	0.09	

Se puede considerar como valor único de diseño:  
 $q_{admissible} = 1.21$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $q_{admissible} = 12.14$  tn/m<sup>2</sup>  
 $Q = 17.48$  tn  
 $S = 0.22$  cm

CIMENTACIÓN CUADRADA								
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
1.20	1.20	1.51	1.46	0.60	3.64	1.21	0.22	
1.30	1.30	1.51	1.46	0.60	3.68	1.23	0.24	
1.50	1.50	1.51	1.46	0.60	3.76	1.25	0.28	
1.80	1.80	1.51	1.46	0.60	3.88	1.29	0.35	
2.00	2.00	1.51	1.46	0.60	3.96	1.32	0.39	

**CARGA ADMISIBLE BRUTA**  
17.48 tn

CIMENTACIÓN RECTANGULAR								
B (m)	L (m)	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_{ad}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)	
1.00	1.20	1.43	1.38	0.67	3.44	1.15	0.23	
1.20	1.50	1.41	1.37	0.68	3.51	1.17	0.29	
1.50	1.80	1.43	1.38	0.67	3.66	1.22	0.37	
1.80	2.00	1.46	1.41	0.64	3.83	1.28	0.47	

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO		
SUCS	SC	
AASHTO	A-6 (0)	
$\phi$ °	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	P. u. (Tn/m <sup>3</sup> )
24.65	0.009	1.278

**CAMPUS TRUJILLO**  
 Av. Larco 1770.  
 Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
 Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
 CIP: 211074  
 Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb|ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe

Figura (88) Estudio de suelos P-10

Fuente: Elaboración Propia

## Estudio de Suelos



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**PROYECTO** : DISEÑO PLUVIAL EMPLEANDO UN SISTEMA APORTICADO PARA UN CENTRO COMERCIAL TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD, 2018

**SOLICITANTE** : AGÜERO CABALLERO, HUGO

**RESPONSABLE** : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

**UBICACIÓN** : TAYABAMBA - PATAZ - LA LIBERTAD

**FECHA** : ABRIL DEL 2019

Calicata	Nº	Estrato	Ubicación	Prof. Estrato	PROPIEDADES FÍSICAS								CLASIFICACIÓN		PROPIEDADES MECÁNICAS					
					% CH	% Finos	% Arenas	% Gravas	% LL	% LP	% IP	SUCS	AASHTO	MDS (g/cm3)	OCH %	CBR 100%	CBR 95%	PU (g/cm3)	Qadm. (Kg/cm2)	
C-1	E-1	MUESTRA 1	3.00 m	16.12	48.99	30.31	20.70	24	17	7	SM-SC	A-4 (1)	-	-	-	-	1.232	1.40		
C-2	E-1	MUESTRA 2	3.00 m	16.88	35.79	27.52	36.69	28	17	11	SC	A-6 (0)	-	-	-	-	1.278	1.21		

**CAMPUS TRUJILLO**  
 Av. Larco 1770.  
 Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.  
 Fax: (044) 485 019.



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña  
 CIP: 211074  
 Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe

Figura (89) Estudio de suelos P-11

Fuente: Elaboración Propia

## ZONAS SÍSMICAS



Figura (90) Mapa de sismicidad Perú

Fuente: Norma E030 Diseño Sismorresistente 2018

Tabla (146) Cortante Absorbida por Columnas XX

COLUMNAS	Column	Unique Name	Load Case/Combo	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Techo 1	C1	402	SismoDiseñoX Max	5.1191	1.0069	2.853
Techo 1	C2	430	SismoDiseñoX Max	4.8042	0.4998	2.0703
Techo 1	C5	386	SismoDiseñoX Max	36.1402	0.5701	7.7371
Techo 1	C6	410	SismoDiseñoX Max	2.7355	2.3174	1.0307
Techo 1	C7	390	SismoDiseñoX Max	53.3694	0.7257	11.7584
Techo 1	C8	414	SismoDiseñoX Max	3.1568	0.8683	2.5216
Techo 1	C13	438	SismoDiseñoX Max	2.9286	0.503	1.5167
Techo 1	C14	458	SismoDiseñoX Max	2.0281	0.4974	0.929
Techo 1	C15	482	SismoDiseñoX Max	6.7209	0.5329	0.3618
Techo 1	C16	486	SismoDiseñoX Max	8.0538	0.5376	0.1072
Techo 1	C17	530	SismoDiseñoX Max	0.5935	0.501	0.5698
Techo 1	C18	538	SismoDiseñoX Max	1.6313	0.5037	1.1122
Techo 1	C19	578	SismoDiseñoX Max	2.5115	0.5024	1.6821
Techo 1	C20	602	SismoDiseñoX Max	5.7742	0.495	2.1913
Techo 1	C21	606	SismoDiseñoX Max	6.6303	0.9383	2.9055

Techo 1	C24	454	SismoDiseñoX Max	0.6112	2.8359	0.788
Techo 1	C25	450	SismoDiseñoX Max	2.2385	0.9871	1.8438
Techo 1	C26	478	SismoDiseñoX Max	0.9073	2.8728	0.4896
Techo 1	C27	474	SismoDiseñoX Max	3.3521	1.0613	0.8467
Techo 1	C36	514	SismoDiseñoX Max	5.2089	0.9757	0.4037
Techo 1	C37	518	SismoDiseñoX Max	5.8796	0.9757	0.112
Techo 1	C38	522	SismoDiseñoX Max	0.8559	3.2668	0.3059
Techo 1	C39	526	SismoDiseñoX Max	0.9668	3.26	0.0969
Techo 1	C40	570	SismoDiseñoX Max	0.6081	2.8661	0.2871
Techo 1	C41	574	SismoDiseñoX Max	0.2009	2.8907	0.5774
Techo 1	C42	598	SismoDiseñoX Max	0.6792	2.8142	0.8708
Techo 1	C43	642	SismoDiseñoX Max	3.3773	2.7419	1.4316
Techo 1	C44	646	SismoDiseñoX Max	34.5169	1.4423	13.5842
Techo 1	C45	562	SismoDiseñoX Max	2.0028	1.0561	0.4386
Techo 1	C46	566	SismoDiseñoX Max	1.6299	0.9868	1.3852
Techo 1	C47	594	SismoDiseñoX Max	0.8779	0.9141	2.1041
Techo 1	C48	634	SismoDiseñoX Max	4.7562	0.817	2.6646



Techo 1	C49	638	SismoDiseñoX Max	47.5089	0.7832	17.0474
Techo 1	C71	394	SismoDiseñoX Max	12.7049	1.2868	3.8313
Techo 1	C72	398	SismoDiseñoX Max	6.2927	1.1558	3.6975
Techo 1	C73	406	SismoDiseñoX Max	11.905	0.8626	3.5083
Techo 1	C74	418	SismoDiseñoX Max	3.2457	0.6345	2.6254
Techo 1	C75	422	SismoDiseñoX Max	4.3043	0.4977	2.6132
Techo 1	C76	426	SismoDiseñoX Max	0.9239	0.4257	2.5069
Techo 1	C77	434	SismoDiseñoX Max	0.7837	0.4013	1.8493
Techo 1	C78	442	SismoDiseñoX Max	5.6345	1.1267	1.8013
Techo 1	C79	446	SismoDiseñoX Max	9.3528	0.9394	1.931
Techo 1	C80	462	SismoDiseñoX Max	0.9949	0.4101	1.0961
Techo 1	C83	490	SismoDiseñoX Max	7.8808	0.4108	0.3772
Techo 1	C84	494	SismoDiseñoX Max	6.5353	0.4109	0.1052
Techo 1	C89	534	SismoDiseñoX Max	1.3072	0.4124	0.791
Techo 1	C90	542	SismoDiseñoX Max	0.5562	0.4003	1.36
Techo 1	C92	550	SismoDiseñoX Max	7.8688	0.9234	1.4859
Techo 1	C94	558	SismoDiseñoX Max	6.2093	1.0926	1.3233

Techo 1	C95	582	SismoDiseñoX Max	2.7282	0.4228	2.3657
Techo 1	C96	586	SismoDiseñoX Max	30.7115	1.2034	1.4957
Techo 1	C97	590	SismoDiseñoX Max	2.7603	0.692	1.5647
Techo 1	C98	610	SismoDiseñoX Max	0.492	0.4402	2.6812
Techo 1	C99	614	SismoDiseñoX Max	13.8389	0.7495	3.6102
Techo 1	C100	618	SismoDiseñoX Max	8.7407	0.6267	3.894
Techo 1	C101	622	SismoDiseñoX Max	45.89	0.6001	3.054
Techo 1	C102	626	SismoDiseñoX Max	14.3948	1.1709	4.0046
Techo 1	C103	630	SismoDiseñoX Max	10.0851	1.0192	3.8569
Techo 1	C3	465	SismoDiseñoX Max	12.383	1.0908	0.6076
Techo 1	C4	466	SismoDiseñoX Max	10.168	0.7601	0.6576
Techo 1	C9	468	SismoDiseñoX Max	25.6476	0.5701	0.2674
				$\Sigma V_{totalcol}$ =	<b>143.59</b>	<b>tonf</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla (147) Cortante Absorbida por Muros XX

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Techo 1	Murozotano1	SismoDiseñoX Max	Bottom	6.8528	163.0141	0.8954
Techo 1	Murozotano6	SismoDiseñoX Max	Bottom	67.849	26.2704	4.1191
Techo 1	Murozotano7	SismoDiseñoX Max	Bottom	8.5752	66.0342	1.4399
Techo 1	Murozotano8	SismoDiseñoX Max	Bottom	4.0697	72.153	1.01
Techo 1	Murozotano9	SismoDiseñoX Max	Bottom	2.5744	69.4048	0.6024
Techo 1	Murozotano10	SismoDiseñoX Max	Bottom	0.4929	34.3129	0.078
Techo 1	Murozotano11	SismoDiseñoX Max	Bottom	1.4514	69.3167	0.2919
Techo 1	Murozotano12	SismoDiseñoX Max	Bottom	2.2957	72.6304	0.689
Techo 1	Murozotano13	SismoDiseñoX Max	Bottom	2.4669	71.132	1.1452
Techo 1	Murozotano14	SismoDiseñoX Max	Bottom	9.6274	66.3403	1.6231
Techo 1	Murozotano15	SismoDiseñoX Max	Bottom	62.3909	15.6739	4.2428
Techo 1	Murozotano16	SismoDiseñoX Max	Bottom	6.807	135.7679	0.4216
					$\Sigma V_{totalmuro} =$	<b>564.59</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla (148) Sistema Muros estructurales en XX

%V	columnas	%V	muros
<b>20</b>		<b>80</b>	

Fuente: Elaboración propia

Tabla (149) Cortante Absorbida por Columnas YY

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Techo 1	C1	402	SismoDiseñoY Max	0	13.75	0.30	<b>1.33</b>
Techo 1	C2	430	SismoDiseñoY Max	0	14.57	0.43	<b>1.30</b>
Techo 1	C5	386	SismoDiseñoY Max	0	40.46	1.66	<b>11.34</b>
Techo 1	C6	410	SismoDiseñoY Max	0	4.84	0.63	<b>0.69</b>
Techo 1	C7	390	SismoDiseñoY Max	0	83.33	0.32	<b>16.95</b>
Techo 1	C8	414	SismoDiseñoY Max	0	7.48	0.40	<b>2.50</b>
Techo 1	C13	438	SismoDiseñoY Max	0	13.61	0.42	<b>1.36</b>
Techo 1	C14	458	SismoDiseñoY Max	0	13.22	0.41	<b>1.35</b>
Techo 1	C15	482	SismoDiseñoY Max	0	11.57	0.47	<b>1.41</b>
Techo 1	C16	486	SismoDiseñoY Max	0	12.30	0.47	<b>1.47</b>
Techo 1	C17	530	SismoDiseñoY Max	0	11.47	0.42	<b>1.60</b>

Techo 1	C18	538	SismoDiseñoY Max	0	11.06	0.42	<b>1.67</b>
Techo 1	C19	578	SismoDiseñoY Max	0	11.14	0.42	<b>1.75</b>
Techo 1	C20	602	SismoDiseñoY Max	0	11.22	0.44	<b>1.80</b>
Techo 1	C21	606	SismoDiseñoY Max	0	10.32	0.31	<b>2.02</b>
Techo 1	C24	454	SismoDiseñoY Max	0	2.57	0.09	<b>0.77</b>
Techo 1	C25	450	SismoDiseñoY Max	0	7.05	0.27	<b>2.49</b>
Techo 1	C26	478	SismoDiseñoY Max	0	2.24	0.06	<b>0.80</b>
Techo 1	C27	474	SismoDiseñoY Max	0	12.07	0.28	<b>1.71</b>
Techo 1	C36	514	SismoDiseñoY Max	0	12.74	0.31	<b>1.46</b>
Techo 1	C37	518	SismoDiseñoY Max	0	11.26	0.31	<b>1.50</b>
Techo 1	C38	522	SismoDiseñoY Max	0	2.22	0.13	<b>1.04</b>
Techo 1	C39	526	SismoDiseñoY Max	0	2.26	0.10	<b>1.06</b>
Techo 1	C40	570	SismoDiseñoY Max	0	1.99	0.06	<b>0.90</b>
Techo 1	C41	574	SismoDiseñoY Max	0	1.90	0.06	<b>0.94</b>
Techo 1	C42	598	SismoDiseñoY Max	0	2.09	0.11	<b>0.98</b>
Techo 1	C43	642	SismoDiseñoY Max	0	3.86	1.23	<b>1.35</b>

Techo 1	C44	646	SismoDiseñoY Max	0	35.80	2.14	<b>18.43</b>
Techo 1	C45	562	SismoDiseñoY Max	0	10.59	0.33	<b>1.91</b>
Techo 1	C46	566	SismoDiseñoY Max	0	5.90	0.33	<b>2.82</b>
Techo 1	C47	594	SismoDiseñoY Max	0	5.31	0.30	<b>2.98</b>
Techo 1	C48	634	SismoDiseñoY Max	0	6.15	0.31	<b>2.94</b>
Techo 1	C49	638	SismoDiseñoY Max	0	69.74	0.26	<b>22.87</b>
Techo 1	C71	394	SismoDiseñoY Max	0	15.20	0.34	<b>3.04</b>
Techo 1	C72	398	SismoDiseñoY Max	0	16.10	0.32	<b>2.98</b>
Techo 1	C73	406	SismoDiseñoY Max	0	7.76	0.32	<b>2.61</b>
Techo 1	C74	418	SismoDiseñoY Max	0	13.87	0.35	<b>2.55</b>
Techo 1	C75	422	SismoDiseñoY Max	0	13.93	0.36	<b>2.54</b>
Techo 1	C76	426	SismoDiseñoY Max	0	6.65	0.42	<b>2.45</b>
Techo 1	C77	434	SismoDiseñoY Max	0	6.77	0.41	<b>2.43</b>
Techo 1	C78	442	SismoDiseñoY Max	0	11.83	0.28	<b>2.53</b>
Techo 1	C79	446	SismoDiseñoY Max	0	11.65	0.40	<b>2.52</b>
Techo 1	C80	462	SismoDiseñoY Max	0	12.13	0.40	<b>1.60</b>

Techo 1	C83	490	SismoDiseñoY Max	0	12.68	0.41	<b>1.42</b>
Techo 1	C84	494	SismoDiseñoY Max	0	11.60	0.41	<b>1.46</b>
Techo 1	C89	534	SismoDiseñoY Max	0	10.33	0.38	<b>1.84</b>
Techo 1	C90	542	SismoDiseñoY Max	0	5.69	0.40	<b>2.74</b>
Techo 1	C92	550	SismoDiseñoY Max	0	9.67	0.34	<b>2.88</b>
Techo 1	C94	558	SismoDiseñoY Max	0	9.32	0.35	<b>2.88</b>
Techo 1	C95	582	SismoDiseñoY Max	0	3.61	0.44	<b>3.01</b>
Techo 1	C96	586	SismoDiseñoY Max	0	7.69	0.57	<b>2.63</b>
Techo 1	C97	590	SismoDiseñoY Max	0	11.92	0.32	<b>3.12</b>
Techo 1	C98	610	SismoDiseñoY Max	0	0.14	0.40	<b>3.48</b>
Techo 1	C99	614	SismoDiseñoY Max	0	5.51	0.32	<b>3.27</b>
Techo 1	C100	618	SismoDiseñoY Max	0	13.61	0.30	<b>3.39</b>
Techo 1	C101	622	SismoDiseñoY Max	0	3.04	0.45	<b>2.84</b>
Techo 1	C102	626	SismoDiseñoY Max	0	11.58	0.30	<b>3.70</b>
Techo 1	C103	630	SismoDiseñoY Max	0	11.46	0.32	<b>3.59</b>
Techo 1	C3	465	SismoDiseñoY Max	0	10.62	0.75	<b>1.08</b>

Techo 1	C4	466	SismoDiseñoY Max	0	8.82	0.51	<b>2.47</b>
Techo 1	C9	468	SismoDiseñoY Max	0	3.05	0.18	<b>0.37</b>
						<b><math>\Sigma V_{totalcol}</math></b>	
						<b>=</b>	<b>186.90</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla (150) Cortante Absorbida por Muros YY

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Techo 1	Murozotano1	SismoDiseñoY Max	Bottom	34.68	236.42	<b>0.48</b>
Techo 1	Murozotano6	SismoDiseñoY Max	Bottom	80.78	55.08	<b>5.02</b>
Techo 1	Murozotano7	SismoDiseñoY Max	Bottom	18.21	6.53	<b>1.22</b>
Techo 1	Murozotano8	SismoDiseñoY Max	Bottom	11.80	1.69	<b>1.34</b>
Techo 1	Murozotano9	SismoDiseñoY Max	Bottom	10.88	1.63	<b>1.38</b>
Techo 1	Murozotano10	SismoDiseñoY Max	Bottom	7.98	0.89	<b>0.37</b>
Techo 1	Murozotano11	SismoDiseñoY Max	Bottom	10.37	1.66	<b>1.49</b>
Techo 1	Murozotano12	SismoDiseñoY Max	Bottom	9.69	1.62	<b>1.55</b>
Techo 1	Murozotano13	SismoDiseñoY Max	Bottom	10.08	1.62	<b>1.60</b>
Techo 1	Murozotano14	SismoDiseñoY Max	Bottom	16.08	8.03	<b>1.67</b>
Techo 1	Murozotano15	SismoDiseñoY Max	Bottom	67.72	41.27	<b>5.23</b>



Techo 1	Murozotano16	SismoDiseñoY Max	Bottom	32.09	185.26	<b>0.70</b>
					$\Sigma V_{totalmuro} =$	<b>442.57</b>

<b>%V</b> <b>columnas</b>	<b>%V</b> <b>muros</b>
<b>30</b>	<b>70</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla (151) Sistema Dual en YY

<b>%V</b>	<b>columnas</b>	<b>%V</b>	<b>muros</b>
<b>20</b>		<b>80</b>	

Fuente: Elaboración propia

Figura (91) Ubicación del proyecto



Fuente: Google earth

Figura (92) Uso actual del terreno



Fuente: Propia

Figura (93) Poso de inspección EMS



Fuente: Propia

Figura (94) Poso de inspección EMS



Fuente: Propia