

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”

Por:

Elí Quispe Ccoa
Percy Darwin Apaza Aguilar

Asesor

Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille

Juliaca, diciembre de 2017

Área Temática: Ingeniería Estructural y Municipal

Ficha bibliográfica elaborada por el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI) de la UPeU

Quispe Ccoa, Elí. Apaza Aguilar Percy Darwin

“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”

173 páginas: anexos, figuras, tablas.

Tesis (Licenciatura) -- Universidad Peruana Unión. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. EP. de Ingeniería Civil, 2017.

Incluye referencias y resumen.

Campo del conocimiento: Ingeniería Civil.

1. Análisis estructural 2. Análisis Sísmico estático 3. Análisis Sísmico Dinámico Modal espectral 4. Análisis 5. evaluación económica.

DECLARACIÓN JURADA
DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura,
Escuela Profesional Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía" constituye la memoria que presenta los Bachilleres Elí Quispe Ccoa y Percy Darwin Apaza Aguilar para aspirar al título de Profesional de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca, a los 18 días, del mes de diciembre del 2017


Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille

Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía

TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

JURADO CALIFICADOR



Ing. Ecler Mamani Chambi

Presidente



Ing. Rolando Quispe Basualdo

Secretario



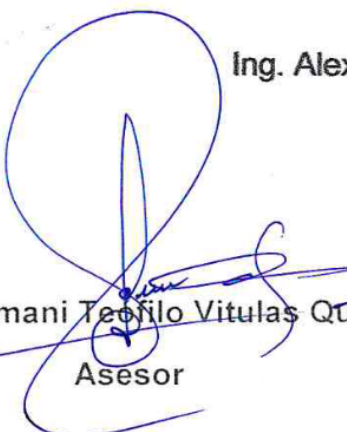
Ing. Jorge Llanos Ticona

Vocal



Ing. Alex Wilbert Condori Mamani

Vocal



Ing. Yasmani Teófilo Vitulac Quille

Asesor

Juliaca, 18 de diciembre de 2017

Dedicatoria

A Dios, a mi padre, a mi madre que en paz descansa, a mi esposa y a mi hija quienes me han apoyado para llegar a esta instancia tan importante de mi formación profesional y por su excelente manera de instruirme para afrontar las verdades de esta vida ya que ellos siempre han estado presentes.

Elí Quispe Ccoa

En primer lugar, a Dios y a mis padres quienes me han apoyado para llegar a esta instancia tan importante de mi formación profesional y por su excelencia manera de instruirme para afrontar las verdades de esta vida ya que ellos siempre han estado presentes apoyándome.

Percy Darwin Apaza Aguilar

Agradecimiento

A Nuestro Único Dios todo poderoso por darnos la fuerza y valor para culminar esta etapa de nuestras vidas.

A nuestros padres por darnos la confianza y el apoyo brindado, que sin duda alguna en el trayecto de nuestras vidas nos han demostrado su amor.

A nuestro asesor de tesis Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille por el apoyo en el asesoramiento, por compartir su conocimiento para la realización de esta tesis.

Al director de la E.P. de Ingeniería Civil Ing. Rolando Quispe Basualdo por brindarnos su apoyo y tiempo.

A nuestros jurados dictaminadores de tesis; Ing. Ecler Mamani Chambi, Ing. Rolando Quispe Basualdo, Jorge Llanos Ticona, e Ing. Alex Wilbert Condori Mamani. Por el apoyo incondicional, por compartir sus conocimientos para la realización de esta tesis.

Quiero hacer extensivo este agradecimiento a los docentes y compañeros de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil

Índice general

Dedicatoria	v
Agradecimiento.....	vi
Índice general	vii
Índice de tablas.....	xii
Índice de figuras	xiv
Índice de anexos.....	xvi
Símbolos usados	xvii
Resumen.....	xix
Abstract.....	xx
Capítulo I. El problema	21
1.1. Descripción de la realidad problemática.....	21
1.2. Delimitación y definición del problema	21
1.2.1. Delimitación espacial	21
1.2.2. Delimitación temporal	22
1.3. Planteamiento del problema de investigación	22
1.3.1. Problema general	22
1.3.2. Problemas específicos.....	22
1.4. Objetivos de la investigación.....	22
1.4.1. Objetivo general.....	22
1.4.2. Objetivos específicos	22
1.5. Formulación de la hipótesis de la investigación	23
1.6. Viabilidad de la investigación	23
1.6.1. Viabilidad técnica.....	23
1.6.2. Viabilidad operativa.....	23
1.6.3. Viabilidad económica	23
1.7. Justificación de la investigación	24
1.8. Ubicación de la zona de estudio	24
1.8.1. Accesibilidad.....	25
Capítulo II. Marco teórico	26
2.1. Antecedentes de la investigación.....	26
2.1. Fundamentos teóricos	26
2.1.1. Estudio de mecánica de suelos para cimentaciones	26
2.1.1.1. Alcance del estudio de mecánica de suelo (EMS)	27
2.1.1.2. Número de puntos a investigar (muestreo)	27

2.1.1.3.	Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto (muestreo).....	27
2.1.1.4.	Factor de seguridad	28
2.1.2.	Sistema estructural	28
2.1.2.1.	Sistema de concreto armado	29
2.1.2.2.	Sistema de albañilería confinada	29
2.1.3.	Análisis estático o de fuerzas equivalentes con la norma vigente E.030	29
2.1.4.	Análisis dinámico modal espectral con la norma vigente E-030	37
2.1.5.	Diseño de elementos estructurales de concreto armado.....	38
2.1.5.1.	Diseño de losas aligeradas.....	38
2.1.5.2.	Diseño de vigas	41
2.1.5.3.	Diseño de columnas	43
2.1.5.4.	Diseño de zapatas aisladas	44
2.1.6.	Diseño de albañilería confinada.....	48
2.1.6.1.	Requisitos estructurales mínimos	48
2.1.6.2.	Muro portante	48
2.1.6.3.	El esfuerzo axial máximo	49
2.1.6.4.	Aplastamiento	49
2.1.6.5.	Densidad mínima de muros reforzados.....	49
	Capítulo III. Metodología.....	51
3.1.	Tipo de investigación	51
3.2.	Diseño de la investigación	51
3.3.	Variables de estudio.	51
3.4.	Método de la investigación.....	51
3.5.	Población y muestra de la investigación	52
3.5.1.	Población.....	52
3.5.2.	Muestra.....	52
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	52
3.6.1.	Técnicas	52
3.6.2.	Instrumentos	52
3.7.	Procesamiento de la información	52
3.8.	Análisis y diseño por el sistema concreto armado.....	53
3.8.1.	Información general	53
3.8.2.	Características de los materiales	53
3.8.3.	Normatividad.....	53
3.8.4.	Proyecto arquitectónico	54
3.8.5.	Estructuración.....	55

3.8.6.	Pre dimensionamiento	55
3.8.7.	Metrado de cargas para etabs	65
3.8.8.	Modelado en el etabs.....	66
3.8.9.	Análisis estático o de fuerzas equivalentes por la norma E-030.....	67
3.8.9.1.	Metrado de cargas	67
3.8.9.2.	Irregularidades:.....	67
3.8.9.3.	Cálculo del periodo fundamental (T)	68
3.8.9.4.	Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C).....	68
3.8.9.5.	Cálculo de la fuerza cortante basal (V)	68
3.8.9.6.	Excentricidad accidental	70
3.8.9.7.	Control de desplazamiento lateral (Drift)	71
3.8.10.	Análisis dinámico modal espectral por la norma E-030	72
3.8.10.1.	Metrado de cargas	72
3.8.10.2.	Irregularidades.....	72
3.8.10.3.	Excentricidad accidental	74
3.8.10.4.	Espectro de aceleración sísmica.....	74
3.8.10.5.	Control de desplazamiento lateral (drift):.....	76
3.8.10.6.	Verificación de la fuerza cortante mínima:	77
3.8.11.	Diseño de elementos estructurales por la norma E-030:.....	77
3.8.11.1.	Normas y cargas de diseño	77
3.8.11.2.	Método general de diseño.....	77
3.8.11.3.	Diseño de losas	78
3.8.11.4.	Diseño de vigas	82
3.8.11.5.	Diseño de columnas	85
3.8.11.6.	Diseño de zapatas aisladas	89
3.9.	Análisis y diseño por el sistema de albañilería confinada.....	93
3.9.1.	Información general	93
3.9.2.	Características de los materiales	93
3.9.3.	Normatividad.....	93
3.9.4.	Proyecto arquitectónico	94
3.9.5.	Estructuración.....	95
3.9.6.	Pre dimensionamiento de muros portantes.....	96
3.9.7.	Metrado de cargas para etabs	98
3.9.8.	Modelado en etabs	98
3.9.9.	Análisis estático o de fuerzas equivalentes por la norma E-030.....	99
3.9.9.1.	Metrado de cargas	99

3.9.9.2.	Irregularidades.....	99
3.9.9.3.	Cálculo del periodo fundamental (T)	100
3.9.9.4.	Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)	100
3.9.9.5.	Cálculo de la fuerza cortante basal (V)	100
3.9.9.6.	Excentricidad accidental:	102
3.9.9.7.	Control de desplazamiento lateral (Drift):	103
3.9.10.	Análisis dinámico modal espectral por la norma E-030	104
3.9.10.1.	Metrado de cargas:	104
3.9.10.2.	Irregularidades:	104
3.9.10.3.	Excentricidad accidental:	105
3.9.10.4.	Espectro de aceleración sísmica:.....	105
3.9.10.5.	Control de desplazamiento lateral (drift):.....	106
3.9.10.6.	Verificación de la fuerza cortante mínima:	107
3.9.11.	Diseño de los elementos estructurales.....	107
3.9.11.1.	Diseño de los elementos estructurales de albañilería confinada.	107
3.9.11.2.	Diseño de las Columnas de Confinamiento en los muros de albañilería	116
3.9.11.3.	Diseño de la viga solera en los muros de albañilería	118
3.9.11.4.	Diseño de cimientos corridos.	119
3.10.	Análisis y evaluación económica.....	123
3.10.1.	Sistema de concreto armado	123
3.10.1.1.	Metrado de partidas	123
3.10.1.2.	Análisis de costos directos.....	123
3.10.1.3.	Presupuesto de obra.....	123
3.10.2.	Sistema de albañilería confinada	126
3.10.2.1.	Metrado de partidas	126
3.10.2.2.	Análisis de costo unitarios.....	126
3.10.2.3.	Presupuesto de obra.....	126
Capítulo IV. Resultados y discusión		129
4.1.	Comparación de derivas por el análisis estático	129
4.2.	Comparación de resultados	131
4.2.1.	Comparación de derivas por el análisis dinámico	131
4.2.2.	Comparación de desplazamiento por el análisis estático	133
4.2.3.	Comparación de desplazamiento por el análisis dinámico modal espectral ...	135
4.2.4.	Verificación de derivas máximas en los análisis sísmicos	137
4.2.5.	Verificación de desplazamientos máximos en los análisis sísmicos.....	138
4.2.6.	Comparación económica	139

4.2.7.	Discusión de resultados.....	140
Capitulo V. Conclusiones y recomendaciones.....		141
5.1.	Conclusiones	141
5.1.1.	Conclusión general	141
5.1.2.	Conclusiones específicos.....	141
5.2.	Recomendaciones	142
Referencias bibliográficas		143
Anexos.....		145

Índice de tablas

Tabla 1.1 Acceso a la zona de estudio.....	25
Tabla 2.1 Número de Puntos a investigar	27
Tabla 2.2 Irregularidades estructurales en altura	30
Tabla 2.3 Irregularidades estructurales en planta	32
Tabla 2.4 Periodos TP y TL	34
Tabla 2.5 Factores de zona	34
Tabla 2.6 Factor de importancia	35
Tabla 2.7 Factores de suelo.....	35
Tabla 2.8 Factor de Reducción sísmica	35
Tabla 2.9 Límites para la distorsión del entrepiso	36
Tabla 2.10 Límites para la distorsión del entrepiso	38
Tabla 2.11 Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.060.	40
Tabla 3.1 Cargas Mínimas repartidas equivalentes de la tabiquería	65
Tabla 3.2 Verificación de derivas para el análisis estático.....	71
Tabla 3.3 Irregularidad de Rigidez	73
Tabla 3.4 Irregularidad extrema de Rigidez.	73
Tabla 3.5 Espectro de aceleración sísmica.....	74
Tabla 3.6 Verificación de derivas para el análisis dinámico.....	76
Tabla 3.7 Verificación de la fuerza cortante mínima.....	77
Tabla 3.8 Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta estudio.....	80
Tabla 3.9 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.....	83
Tabla 3.10 Verificación de derivas para el análisis estático.....	86
Tabla 3.11 Datos de diseño para zapata aislada	89
Tabla 3.12 Cálculo del refuerzo por flexión para la zapata del ejemplo.....	92
Tabla 3.13 Densidad de Muros Eje X.....	97
Tabla 3.14 Densidad de Muros Eje Y.....	97
Tabla 3.15 Verificación de derivas para el análisis estático.....	103
Tabla 3.16 Verificación de Derivas para el análisis Dinámico	106
Tabla 3.17 Verificación de cortantes según la E-030	107
Tabla 3.18 Datos exportados del Etabs	108
Tabla 3.19 Análisis de fisuramientos y Agrietamientos en muros.....	110
Tabla 3.20 Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos	120
Tabla 4.1 Comparación de derivas en X (análisis estático).....	129
Tabla 4.2 Comparación de derivas en Y (Análisis Estático)	130
Tabla 4.3 Comparación de Derivas en X (Análisis Dinámico)	131

<i>Tabla 4.4 Comparación de derivas en Y (Análisis Dinámico)</i>	132
<i>Tabla 4.5 Comparación de desplazamiento en X (Análisis Estático)</i>	133
<i>Tabla 4.6 Comparación de desplazamientos en Y (Análisis Estático)</i>	134
<i>Tabla 4.7 Comparación de desplazamientos en X (Análisis Dinámico)</i>	135
<i>Tabla 4.8 Comparación de desplazamientos en Y (Análisis Dinámico)</i>	136
<i>Tabla 4.9 Comparación de derivas máximas en ambos sistemas</i>	137
<i>Tabla 4.10 Comparación de desplazamientos máximos en ambos sistemas</i>	138
<i>Tabla 4.11 Evaluación Económica</i>	139

Índice de figuras

Figura 1.1 - Ubicación geográfica de la zona de estudio.....	25
Figura 1.2 - Ubicación de la muestra	25
Figura 2.1 - Factores de zona	34
Figura 2.2 - Parámetros de diseño para zapatas aisladas	44
Figura 2.3 - Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento	46
Figura 2.4 - Sección crítica para la verificación del corte por flexión.	47
Figura 2.5 - Sección considerada para el cálculo del refuerzo por flexión.	48
Figura 3.1 - Planos Arquitectónicos	54
Figura 3.2 - Estructuración en el sistema de concreto armado.....	56
Figura 3.3 - Resumen de cargas actuantes en la estructura	66
Figura 3.4 - Idealización de la estructura en el Etabs.....	66
Figura 3.5 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total.	67
Figura 3.6 - Peso total calculado de la estructura mediante el Etabs.	69
Figura 3.7 – Cortante Vasal	70
Figura 3.8 - Pasos para definir la excentricidad accidental	70
Figura 3.9 - excentricidad Accidental considerada en el Etabs	71
Figura 3.10 - Derivas inelásticas en el eje X y Y (sismo estático).....	72
Figura 3.11 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total.	72
Figura 3.12 - Espectro de Aceleración Sísmica.....	75
Figura 3.13 - Derivas inelásticas en X y Y (análisis Dinámico).....	76
Figura 3.14 - Dirección de losas aligeradas	78
Figura 3.15 - Sección de losas aligeradas	78
Figura 3.16 - Momentos nominales según la norma E.060	79
Figura 3.17 - Diagrama de Momentos nominales.....	79
Figura 3.18 - Esfuerzos cortantes según la norma E.060.....	80
Figura 3.19 - Acero de temperatura en losas	81
Figura 3.20 - Acero longitudinal en losas	81
Figura 3.21 - Área de Acero calculado por el etabs para el eje A primer nivel.....	82
Figura 3.22 - Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).	82
Figura 3.23 - Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.....	83
Figura 3.24 - Envolvente de fuerzas cortantes de las combinaciones empleadas.....	84
Figura 3.25 - Resultados obtenidos del diseño en el Etabs.....	86
Figura 3.26 - Sección de la columna a diseñar.	87
Figura 3.27 - Diagrama de interacción en el etabs.....	87
Figura 3.28 - Puntos (M_u , P_u) ubicados en los diagramas de interacción para cada dir.	87

Figura 3.29 - Diseño final de la Columnas C-1	89
Figura 3.30 - Esquema del diseño final para la zapata aislada del ejemplo	93
Figura 3.31 - Plano Arquitectónico	94
Figura 3.32 – Estructuración en el sistema de albañilería confinada	95
Figura 3.33 - Mapa de Zonas Sísmicas.....	96
Figura 3.34 - Resumen de cargas actuantes en la estructura	98
Figura 3.35 - Idealización de la estructura en el Etabs.....	98
Figura 3.36 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total	99
Figura 3.37 - Peso total calculado de la estructura mediante el Etabs.	102
Figura 3.38 - Definición de la excentricidad en cargas sísmicas en el Etabs.....	102
Figura 3.39 - excentricidad Accidental considerada en el Etabs	103
Figura 3.40 - Derivas inelásticas en el eje X y Y (sismo estático).....	104
Figura 3.41 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total.	104
Figura 3.42 - Espectro de Aceleración Sísmica.....	105
Figura 3.43 - Derivas inelásticas en el eje X y Y (sismo dinámico).....	106
Figura 3.44 - combinaciones de diseño en el Etabs	107
Figura 3.45 - Vista en Planta de los Muros Típicos	113
Figura 3.46 - Refuerzo en muros de albañilería	116
Figura 3.47 - Formulas para el diseño de columnas.....	116
Figura 3.48 - Carga muerta de la edificación	119
Figura 3.49 - carga viva de la edificación	119
Figura 3.50 - asignación de propiedades	121
Figura 3.51 - asignación de propiedades de la capacidad portante.....	121
Figura 3.52 - Análisis de zapatas y cimientos.	122
Figura 3.53 - Momentos para el diseño de vigas de cimentación	122
Figura 4.1 - Comparación de derivas en X (Análisis estático)	129
Figura 4.2 - Comparación de deriva en Y (Análisis estático).....	130
Figura 4.3 - Comparación de derivas en X (Análisis Dinámico).....	131
Figura 4.4 - Comparación de derivas en Y (Análisis dinámico)	132
Figura 4.5 - Comparación de desplazamiento en X (Análisis estático).....	133
Figura 4.6 - Comparación de desplazamientos en Y (Análisis estático)	134
Figura 4.7 - Comparación de desplazamientos en X (Análisis dinámico)	135
Figura 4.8 - Comparación de desplazamiento en Y (Análisis dinámico).....	136
Figura 4.9 - Derivas máximas en los análisis sísmicos	137
Figura 4.10 - Desplazamiento Máximo en ambos sistemas	139
Figura 4.11 - Diferencia de costos	140

Índice de anexos

<i>Anexo A - Estudio de mecánica de suelos.....</i>	<i>146</i>
<i>Anexo B - Diseño de mezcla.....</i>	<i>162</i>
<i>Anexo C - Planos.....</i>	<i>165</i>

Símbolos usados

(f_m , v_m)	: Resistencia característica de la albañilería.
(t)	: Espesor efectivo mínimo de los muros portantes.
(E_m)	: Módulo de elasticidad de la albañilería.
(v_m)	: Fuerza cortante de agrietamiento diagonal o resistencia al corte.
(e_i)	: Excentricidad accidental en el nivel “i”
(F_i)	: Fuerza sísmica horizontal en el nivel “i”.
(g)	: Aceleración de la gravedad.
(n)	: Número de pisos del edificio.
(P)	: Peso total de la edificación.
(P_i)	: Peso del nivel “i”.
(R)	: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
(S)	: Factor de amplificación del suelo.
(T)	: Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.
(U)	: Factor de uso o importancia.
(v)	: Fuerza cortante en la base de la estructura.
(z)	: Factor de zona.
(R_o)	: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.
(I_a)	: Factor de irregularidad en altura.
(I_p)	: Factor de irregularidad en planta.
(CA)	: Concreto armado.
(AC)	: Albañilería confinada.
(A_b)	: Área de una barra o alambre individual.
(A_g)	: Área bruta de la sección. Para una sección con vacíos, es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos.
($A's$)	: Área del refuerzo longitudinal a compresión.
($A_{s,min}$)	: Área mínima de refuerzo de flexión.
(b_o)	: Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas.
(b_w)	: del alma o diámetro de la sección circular.
($f'c$)	: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

- (fy) : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
- (Mn) : Resistencia nominal a flexión en la sección.
- (Mu) : Momento amplificado en la sección.
- (Pu) : Fuerza axial amplificada; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tracción.
- (qu) : Carga amplificada por unidad de área.
- (vn) : Esfuerzo resistente nominal de cortante.
- (Vc) : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.
- (Vs) : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.
- (Vu) : Fuerza cortante amplificada en la sección.
- (wu) : Carga amplificada por unidad de longitud de viga, o losa en una dirección.
- (ϕ) : Factor de reducción de resistencia.
- (CM) : Cargas muertas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- (CS) : Efectos de carga producidos por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- (CV) : Cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- (a) : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.
- (ρ) : Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd .
- (y) : Mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal.

Resumen

Existe la necesidad de proyectar edificios con un adecuado diseño estructural, como se conoce nuestro País se ubica en una zona de frecuente actividad sísmica lo cual conlleva a los ingenieros a desarrollar diseños estructurales que pueden ser capaces de soportar sismos severos que puedan presentarse, sabiendo que el comportamiento de los edificios ante sismos depende del diseño estructural de esta manera se proyecta edificios seguros que puedan evitar pérdidas económicas y víctimas mortales. En la construcción de infraestructuras siempre se busca economizar, es por ello que se debe usar el sistema estructural más económico y con mejores comportamientos ante sismos. Por lo tanto se desarrolló el análisis estructural normativo del edificio administrativo en el sistema de concreto armado y albañilería confinada con una configuración arquitectónica idéntica para ambos sistemas propuestos. En tal sentido se realizó en las siguientes etapas: Primera etapa: Modelamiento, análisis sísmico estructural estático o de fuerzas equivalentes y análisis sísmico dinámico modal espectral para el sistema de concreto armado, considerando las limitaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. Segunda etapa: Modelamiento, análisis sísmico estructural estático o de fuerzas equivalentes y análisis sísmico dinámico modal espectral para el sistema de albañilería confinada, considerando las limitaciones del reglamento Nacional de edificaciones. Tercera etapa: Análisis y Evaluación económica para ambos sistemas propuestos. Cuarta etapa: Comparación de resultados obtenidos en ambos sistemas estructurales. En conclusión, tanto el sistema de Concreto Armado como el de Albañilería confinada presentan un adecuado y real comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, sin embargo, el sistema de albañilería confinada es más económico y siendo más eficiente para la construcción del edificio administrativo.

Palabras clave: Análisis estructural, Análisis Sísmico estático, Análisis Sísmico Dinámico Modal espectral, Análisis y evaluación económica.

Abstract

There is a need to design buildings with an adequate structural design, as we know our country is located in an area of frequent seismic activity which leads engineers to develop structural designs that may be able to withstand severe earthquakes that may arise, knowing that the behavior of buildings in earthquakes depends on the structural design, in this way safe buildings are projected that can avoid economic losses and deadly victims. In the construction of infrastructures, we always seek to economize, which is why we must use the most economical structural system and with the best behavior against earthquakes. Therefore, the normative structural analysis of the administrative building was developed in the reinforced concrete and masonry system confined with an identical architectural configuration for both proposed systems. In this sense, it was carried out in the following stages: First stage: Modeling, static structural seismic analysis or equivalent forces and spectral modal dynamic seismic analysis for the reinforced concrete system, considering the limitations of the National Building Regulations. Second stage: Modeling, static structural seismic analysis or equivalent forces and spectral modal dynamic seismic analysis for the confined masonry system, considering the limitations of the National building regulations. Third stage: Analysis and economic evaluation for both proposed systems. Fourth stage: Comparison of results obtained in both structural systems. In conclusion, both the Armed Concrete system and the confined Masonry system present an adequate and real structural behavior in the face of the seismic threat, however, the confined masonry system is more economical and more efficient for the construction of the administrative building.

Key words: Structural analysis, Static seismic analysis, Spectral Modal Dynamic Seismic Analysis, Analysis and economic evaluation.

Capítulo I. El problema

1.1. Descripción de la realidad problemática

Existe un déficit en cuanto a la proyección de edificios con un diseño estructural adecuado, funcional y óptimo, como se conoce nuestro País está ubicada dentro en una zona de frecuente actividad sísmica lo cual conlleva a los ingenieros a desarrollar diseños estructurales que pueden ser capaces de soportar los sismos más severos que puedan presentarse dentro de la zona de fundación, sabiendo que el comportamiento de los edificios ante sismos depende del diseño estructural para poder proyectar edificios seguros que puedan evitar tanto las pérdidas económicas y también víctimas mortales.

En la construcción de infraestructuras siempre se busca economizar, es por ello que se debe usar el sistema estructural más económico y con mejores comportamientos ante sismos. Pero hasta la fecha existe pocas investigaciones o construcciones en lo que se refiere a la Albañilería Confinada y pese que esta esta normada en el reglamento nacional de edificaciones, y por lo tanto es una opción más para poder construir edificios. Así mismo existen pocas investigaciones donde se realice una comparación técnica económica entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada.

En los últimos años, la ciudad de Santa Lucía ha tenido un desarrollo considerable en sus actividades, como tales: Habitacionales, comercio, construcciones y otros rubros. Así mismo se observa que la población va aumentando, esto según la información demográfica obtenida del Censo Nacional de Vivienda y población del año 2007 muestra que la estructura de la población del Distrito de Santa Lucía es eminentemente Urbana por lo que es predominante sobre la población Rural. Por lo que la Municipalidad tiene la necesidad de tener una adecuada infraestructura para la gestión Administrativa, viendo que la infraestructura existente es insuficiente.

En el distrito se viene construyendo edificaciones sin ninguna investigación previa de los sistemas estructurales existentes, además el Distrito de Santa Lucía según el reglamento nacional de edificaciones se encuentra dentro de la zona sísmica asignada como 3.

1.2. Delimitación y definición del problema

1.2.1. Delimitación espacial

Se tomó como modelo un edificio Administrativo del Distrito de Santa Lucía.

Departamento : Puno
Provincia : Lampa
Distrito : Santa Lucia

La vía de acceso al área del proyecto está constituida por la carretera principal Juliaca - Arequipa a 62.00 km desde Juliaca.

1.2.2. Delimitación temporal

El objeto de la investigación se realizó en los años dos mil dieciséis y diecisiete, por considerar ser un periodo que permitió establecer los objetivos planteados.

1.3. Planteamiento del problema de investigación

1.3.1. Problema general

¿Cuál de los dos sistemas estructurales presenta un mejor comportamiento estructural ante la amenaza sísmica en la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia?

1.3.2. Problemas específicos

- ❖ ¿Cuál será la capacidad portante del Suelo donde se construirá el edificio?
- ❖ ¿Cómo serán los modelos matemáticos para el análisis y diseño de los sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado?
- ❖ ¿Cómo se Evaluará y comparará la eficiencia estructural para la construcción del edificio administrativo según las normas vigentes?
- ❖ ¿Cuál de los dos sistemas estructurales es de menor costo, y de mejor calidad para la construcción de Edificaciones?

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Determinar cuál de los dos sistemas estructurales tanto de concreto armado y albañilería confinada presenta un mejor comportamiento estructural ante amenaza sísmica en la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia.

1.4.2. Objetivos específicos

- ❖ Determinar la capacidad portante del Suelo donde se construirá el edificio.

- ❖ Generar modelos matemáticos para el análisis y diseño de los sistemas de albañilería confinada y concreto armado.
- ❖ Evaluar y comparar la eficiencia del sistema estructural para la construcción del edificio administrativo conforme a las normas vigentes.
- ❖ Identificar el sistema estructural más óptimo para la ejecución del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia.

1.5. Formulación de la hipótesis de la investigación

- ❖ Existe diferencia significativa en el comportamiento estructural entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia.
- ❖ Diferencia significativa en costos de ejecución entre el sistema de concreto armado y albañilería confinada del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia.

1.6. Viabilidad de la investigación

1.6.1. Viabilidad técnica

Esta investigación sigue los lineamientos según el Reglamento Nacional de Edificaciones y de las diferentes investigaciones realizadas sobre estudios de análisis estructural y diseño estructural en albañilería confinada y de concreto armado, además de las metodologías planteadas de diferentes bibliografías, por lo descrito anteriormente es viablemente técnico.

1.6.2. Viabilidad operativa

El investigador cuenta con conocimientos necesarios en cuanto a la Ingeniería estructural, y además se dispone de información necesaria como es el reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.) que ayude al proceso de investigación.

1.6.3. Viabilidad económica

La presente investigación es económicamente factible, debido a que no es muy costoso en cuanto a operación y además debido a que el software de modelamiento para el análisis estructural nos lo facilito gratuitamente sus páginas web oficiales.

1.7. Justificación de la investigación

El concreto es el material de construcción que más se utiliza en nuestro país, también se considera como un material seguro y resistente. Se usa en todo tipo de construcciones, desde una vivienda hasta conjuntos de edificios y complejos comerciales.

Los estudios preliminares realizados como son las verificaciones realizadas en forma visual, en la ciudad de Santa Lucia nos muestran que gran parte de estas edificaciones presentan fallas estructurales, debido a la falencia de un estudio estructural.

Siendo que el presente informe de investigación tiene una estructura con un alto nivel de importancia y al encontrarse ubicada en una zona de peligrosidad sísmica mediana, como es la ciudad de Santa Lucia es necesario adoptar una metodología cuidadosa en el proceso del análisis y diseño estructural para una edificación, pues depende del diseño, la seguridad y funcionalidad del mismo. La infracción que se pueda cometer en este tipo de estudios puede ocasionar pérdidas económicas y víctimas mortales de los usuarios, razón por el cual es significativo adquirir un carácter cuidadoso en el diseño estructural conforme a las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

Hoy en día existen pocos análisis y diseño estructurales comparativos entre los sistemas de Albañilería confinada y concreto Armado. Es por tal motivo se realiza este informe de investigación porque se busca optimizar en la construcción de edificaciones y economizar buscando así la opción más segura y económica de ambos sistemas estructurales. Y así también considerando el buen comportamiento estructural de ambas.

Así también este informe dará a conocer el comportamiento real de cinco niveles, ante eventos estáticos, dinámicos y de estabilidad en análisis del sistema estructural en concreto armado y albañilería confinada, resultando una guía o manual muy importante para los estudiantes de Ingeniería civil y así mismo para posteriores investigaciones en nuestra región.

1.8. Ubicación de la zona de estudio

La zona de estudio está ubicada en el distrito de Santa Lucia, provincia de Lampa, departamento de Puno.

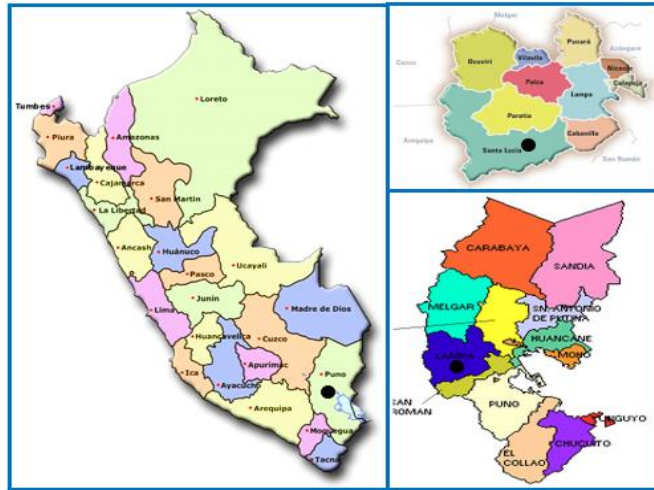


Figura 1.1 - Ubicación geográfica de la zona de estudio

Y a continuación se muestra la ubicación específica de la muestra para el presente estudio.

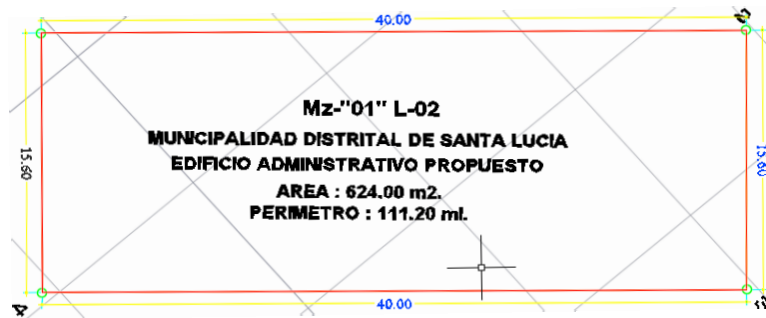


Figura 1.2 - Ubicación de la muestra

1.8.1. Accesibilidad

El acceso para llegar a la zona de investigación es como indica la siguiente tabla (referencial):

Tabla 1.1
Acceso a la zona de estudio

Desde	A	Tipo de vía	Medio de transporte	Distancia
Puno	Juliaca	Asfaltado	Vehículo	42
Juliaca	Santa Lucía	Asfaltado	Vehículo	62

Nota: Fuente: Elaboración propia

Capítulo II. Marco teórico

2.1. Antecedentes de la investigación

Zavaleta, L. (2009) en su investigación denominada “Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo” realizaron la comparación entre los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada y el sistema de albañilería confinada, concluyendo que ambos sistemas estructuralmente son eficientes y que el sistema estructural de muros de ductilidad limitada es más económico en 24.59% que el sistema de albañilería confinada en la construcción de viviendas multifamiliares en la ciudad de Trujillo cumpliendo con el reglamento nacional de edificaciones.

Quiroz, C. (2016) en su investigación titulada “Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca” realizaron la comparación entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y el sistema de albañilería confinada teniendo un comportamiento de interacción suelo estructura, concluyendo que ambos sistemas son eficientes estructuralmente y así mismo se concluye el sistema de albañilería confinada es más económico en un 23.51% del costo directo de la obra en viviendas Multifamiliares ubicados en el Distrito de Juliaca cumpliendo con las obligaciones del reglamento nacional de edificaciones.

Quispe, E. (2016) en su investigación “Análisis de la propuesta de la norma e-030 y la norma vigente para los sistemas aporticado, mixto y de albañilería en la ciudad de Puno” realiza la comparación de la norma anterior E-030 y la norma vigente. Donde determina que la norma vigente se tiene mejoras en un 16.67% en el factor de zona, en la fuerza cortante estática sísmica y en el factor de escala, y una variación en un 5.60% en las derivas inelásticas entre la norma anterior y la vigente E-030. En tal sentido concluye que la norma vigente tiene mejoras con respecto a la norma anterior para los sistemas estructurales aporticado y el sistema de albañilería confinada en la ciudad de Puno.

2.1. Fundamentos teóricos

2.1.1. Estudio de mecánica de suelos para cimentaciones

Son aquellos que cumplen con la Norma E.050 y que se han basado en los metrados de cargas estimado para la estructura en estudio.

2.1.1.1. Alcance del estudio de mecánica de suelo (EMS)

La información del EMS es válida solamente para el área y tipo de obra indicadas en el informe. Los resultados e investigación de campo y laboratorio, así como el análisis conclusiones y recomendaciones del EMS, solo se aplicarán al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otros terrenos o para otras edificaciones (R.N.E. Norma E.050).

2.1.1.2. Número de puntos a investigar (muestreo)

El número de puntos a investigar, se determina este número de sondajes en la Tabla N° 2.3.2 de la norma E.050 suelos y cimentaciones esta tabla está en función de tipo de edificio y del área de la superficie a ocupar por éste.

Tabla 2.1
Número de Puntos a investigar

Tipo de edificación	Número de puntos a investigar (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones	3 por cada Ha. De terreno habilitado

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.050

“n” nunca será menor de 3, excepto en los casos indicados en la norma E.050 del RNE.

2.1.1.3. Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto (muestreo)

a. Cimentaciones Superficiales: se determinará de la siguiente manera.

EDIFICIO SIN SÓTANO:

$$p = Df + Z$$

EDIFICIO CON SÓTANO:

$$p = h + Df + z$$

Donde:

Df = En edificio sin sótano, es la distancia vertical de superficie del terreno al tondo de la cimentación. En edificios con sótano, es la distancia vertical entre el nivel del piso terminado del sótano al tondo de la cimentación.

h = Distancia vertical entre el nivel del piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

$Z = 1.5 B$; siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

En el caso de ser conocida la existencia de un estrato resistente que normalmente se utiliza como plano apoyo de la cimentación en la zona a juicio y bajo responsabilidad del Profesional Responsable, se podrá adoptar para p la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual no deberá ser menor a 1 m. la profundidad p será de 3m. Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p, el Profesional Responsable deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado (*R.N.E. Norma E.050*).

2.1.1.4. Factor de seguridad

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes de acuerdo con la norma E.050 del reglamento nacional de Edificaciones (*R.N.E. Norma E.050*).

- ❖ Para cargas estáticas: 3.0.
- ❖ Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5.

2.1.2. Sistema estructural

Se puede entender el Sistema Estructural como el paquete de elementos estructurales que soportan además del peso propio de sus materiales, las cargas vivas tales como personas y muebles que realizarán en él las labores para las cuales fue diseñado el edificio. Así mismo el sistema estructural de concreto armado y albañilería confinada presentan:

a. Sub - estructura

En un edificio, está constituida por un conjunto de elementos (zapatas, Vigas de cimentación, Pilotes, Etc.) las cuales estos elementos están por debajo del nivel de terreno natural, relacionados entre sí y de acuerdo con su capacidad de trabajo forma y resistencia. Su presencia es indispensable en todo el edificio que tenga que responder a cargas.

b. Súper - estructura

Nos referimos a todos los elementos necesarios para sostener el peso propio del edificio y las cargas vivas que actúan en ella y transportar las cargas a los elementos de la sub – estructura, así mismo estos elementos estructurales están por encima del nivel de terreno natural, las cuales se compone por Columnas, Vigas, Muros Portantes, Losas, Escaleras, Pórticos.

2.1.2.1. Sistema de concreto armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 Disposiciones especiales para el diseño sísmico de la Norma E.060 Concreto Armado del R.N.E.

En pórticos por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez (*R.N.E. Norma E.030*).

2.1.2.2. Sistema de albañilería confinada

Es la Albañilería arriostrada con elementos de concreto armado horizontalmente y verticalmente, que es vaciado después a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto o concreto armado se considerará como confinamiento horizontal para los muros que se encuentran en el primer nivel. Los elementos de confinamiento deben vaciar luego de construir la albañilería, de esta forma se logrará integrar el concreto armado con el material de albañilería, a través de la adherencia que se genera entre ellos (*R.N.E. Norma E.070*).

Se denomina edificaciones de albañilería confinada aquellas cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería. Es posible que en una construcción de albañilería existan placas de concreto armado que ayuden a soportar la fuerza sísmica, sin embargo, el material predominante es la albañilería.

2.1.3. Análisis estático o de fuerzas equivalentes con la norma vigente E.030

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (*R.N.E. Norma E.030*).

Para las edificaciones que no cumplen con lo especificado en el párrafo anterior se usara obligatoriamente para verificar el cortante dinámico que debe cumplir la siguiente condición:

- Edificio regular: $V_{Dinámico} > 0.80 V_{Estático}$.
- Edificio irregular: $V_{Dinámico} > 0.90 V_{Estático}$.

❖ **Metrado de carga por sismo**

Según la *Norma E.030* El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

❖ **Irregularidades**

Según la norma E.030 Las estructuras deben ser clasificadas como regulares e irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Por lo tanto se le denomina estructuras regulares a las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en la tabla N° 8 y N° 9".

En estos casos el factor I_a o I_p será igual a 1.0.

Y Estructuras irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9".

Tabla 2.2
Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad I_a
Irregularidad de rigidez – piso blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75

Irregularidades de resistencia – piso débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Irregularidad extrema de rigidez

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. 0.50

Irregularidad extrema de resistencia

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. 0.90

Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Irregularidad geométrica vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquier de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. 0.90

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento. 0,80

Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total. 0,60

Nota: Fuente: RNE Norma E.030

Tabla 2.3
Irregularidades estructurales en planta

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad I_p
Irregularidad torsional	
<p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0.75
Irregularidad torsional extrema	
<p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 3 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0.60
Esquinas entrantes	
<p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
Discontinuidad del diafragma	
<p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
Sistemas no paralelos	
<p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0.90

Nota: Fuente: RNE Norma E.030

❖ Cálculo del periodo fundamental (T)

La norma E.030 contempla dos formas de calcular el periodo fundamental por la que usaremos la siguiente forma: El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Dónde:

h_n = Es la altura total del edificio en metros.

C_T = Coeficiente para determinar el periodo predominante de una edificación.

C_T = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

C_T = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

C_T = 60 para estructuras de mampostera y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

❖ Cálculo del factor de amplificación sísmica

La norma E.030 indica que conforme a las características de la zona, se calcula el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Dónde:

T = Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

T_p = Período que define la plataforma del factor C.

T_L = Período que define el inicio de la zona del factor C.

Tabla 2.4
Periodos T_P y T_L

Tipo	Descripción	$T_P(S)$	$T_L(S)$
S_0	Roca Dura	0.3	3.0
S_1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	2.5
S_2	Suelos Intermedios	0.6	2.0
S_3	Suelos blandos	1.0	1.6

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

❖ **Cálculo de la fuerza cortante en la base (V)**

Según la Norma E.030 se obtendrá la fuerza cortante basal total de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, y se calculara por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Dónde:

P = Peso de la edificación.

Z = factor de zona, este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno (Fracción de la gravedad).

Tabla 2.5
Factores de zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

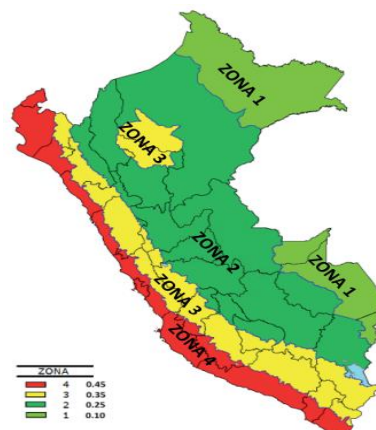


Figura 2.1 - Factores de zona

U = Factor de uso o importancia, toda la estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla que se muestra a continuación:

Tabla 2.6
Factor de importancia

Categoría	Descripción	Factor
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1.0
D	Edificaciones Temporales	Ver Nota 2

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

S = Factor de suelo

Tabla 2.7
Factores de suelo

Suelo y zona	S_0	S_1	S_2	S_3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

R = Factor de reducción sísmica, el Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a, I_p contenidos de las Tablas N° 8 y N° 9 de la norma E.030.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

R_0 = Coeficiente básico de reducción.

I_a = Factor de irregularidad.

I_p = Factor de irregularidad.

Tabla 2.8
Factor de Reducción sísmica

Sistema Estructural	R_0
Pórticos	8.0
Albañilería Armada o Confinada	3.0

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

❖ Distribución de la fuerza sísmica en altura (Fi)

Las fuerzas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada se calcularán mediante la siguiente ecuación:

$$F_i = \alpha_i * V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^K}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^j}$$

Donde:

V = Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

P_i = Peso del nivel "i".

h_i = Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.

n = número de pisos del edificio.

k = exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0.5 segundos; $k = 1.0$.
- Para T mayor que 0.5 segundos; $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$.

❖ Excentricidad accidental (efectos de torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

❖ Control de desplazamiento lateral o control de deriva (drift):

En la Norma E.030 indica el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla siguiente:

Tabla 2.9
Límites para la distorsión del entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

2.1.4. Análisis dinámico modal espectral con la norma vigente E-030

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse por dos métodos, mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia (*R.N.E. Norma E.030*).

Para los valores de los factores que se usan en las fórmulas son las mismas que se presentan en el análisis estático.

❖ Excentricidad accidental (efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

❖ Modos de vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

❖ Espectro de aceleración sísmica

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

❖ Comprobación de cortante mínima:

La cortante basal del análisis dinámico tiene que tener un valor mínimo como se refiere a continuación:

- Edificio regular: $V_{Dinámico} > 0.80 V_{Estático}$.
- Edificio irregular: $V_{Dinámico} > 0.90 V_{Estático}$.

En caso de no cumplir con esta condición se debe multiplicar la fuerza cortante basal por un factor de amplificación (F_a) para que cumpla con las condiciones anteriores: Todo es amplificado con este factor excepto los desplazamientos laterales o derivas que mantiene su valor original.

❖ **Determinación de desplazamientos laterales**

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (*R.N.E. Norma E.030*).

❖ **Desplazamientos laterales relativos admisibles**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, según la *Norma E.030* no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 2.10.

Tabla 2.10
Límites para la distorsión del entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

Finalmente se verificará los resultados obtenidos en el análisis (estático y dinámico) y diseño realizados mediante el Software del Etabs para dar las conclusiones finales.

2.1.5. Diseño de elementos estructurales de concreto armado

2.1.5.1. Diseño de losas aligeradas

Elemento estructural de espesor reducido respecto a su otra dimensión usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de

apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo (*R.N.E. Norma E-060*).

❖ Diseño por flexión

Para el cálculo de la cuantía necesaria por flexión (ρ) se usarán tablas de diseño, las cuales relacionan el valor de la cuantía con el parámetro Ku . Este parámetro se define como:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

Donde:

Mu = momento último de diseño.

b = ancho de la sección considerada para el análisis.

d = peralte efectivo.

Se entra a las tablas con el valor de Ku , se ve el valor correspondiente de ρ y se determina el área del acero As como sigue.

$$Ku \rightarrow \rho \quad As = \rho bd$$

Donde:

ρ = Cuantía necesaria de acero.

As = Área de acero.

Además, para lograr verificar la longitud del bloque de compresión “ a ” se utiliza la siguiente expresión:

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'c b}$$

Donde:

fy = Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo.

$f'c$ = Resistencia especificada del concreto a la compresión, en kg/cm^2 . Cuando esta cantidad aparezca bajo el signo de un radical, el resultado estará en kg/cm^2 .

Por otro lado, en la *Norma E.060*. Para secciones rectangulares el refuerzo mínimo será tal como establece la siguiente expresión:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}b_w d}{fy}$$

Donde:

$b_w =$ Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, para el diseño por corte.

Resolviendo la expresión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, se obtiene que el acero mínimo en aligerados es del orden de 0.241% de $b_w d$. Para el acero máximo, la norma E.060 en el artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuanta balanceada. Esto permite que se tenga una sección sub-reforzada donde se espera una falla dúctil. (R.N.E. Norma E.060) Para $f'c 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ la cuantía balanceada es de 2.13%, por lo tanto, el acero máximo será del orden 1.59% de $b_w d$.

❖ Diseño por corte

En vista que los aligerados no requieren de estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La Norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas (R.N.E. Norma E.060).

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Donde:

$V_c =$ Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

Se deberá comprobar que la resistencia ϕV_c sea mayor que la fuerza cortante última V_u calculada a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos.

❖ Refuerzo por contracción y temperatura

En el artículo 9.7.2, de la norma E.060 especifica las cuantías mínimas para controlar la figuración producida por los cambios volumétricos que sufre el concreto.

Tabla 2.11

Cuantías mínimas por contracción y temperatura según la Norma E.060.

Tipo de Barra	ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200\text{kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersección soldadas, con $f_y > 4200\text{kg/cm}^2$	0.0018

Nota: Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.060

Asimismo, la norma E.060 indica que para aligerados el espaciamiento de las varillas no debe extenderse más de 5 veces el peralte de la losa, ni más de 40cm. Es menester señalar que esta cuantía mínima se aplica al área bruta de la sección.

2.1.5.2. Diseño de vigas

La norma E.060 del R.N.E. define como un elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión.

Es un elemento estructural fundamental y principal dentro de la estructura en vista que transmiten las cargas de los techos o los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a estos los pórticos que absorben las cargas sísmicas y por ende controlan el desplazamiento lateral de la estructura, por lo tanto se deberá tener mucho cuidado en el diseño de vigas con responsabilidad sísmica.

❖ Diseño por flexión:

Para determinar el refuerzo por flexión se lleva de forma similar. Hallando el parámetro K_u y usando las tablas de diseño para obtenerla cuantía:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad K_u \rightarrow \rho \quad A_s = \rho bd$$

Los límites para el área de acero, según lo ya estudiado son:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}b_w d}{f_y} \quad A_{s_{max}} = 0.75\rho_{bal}bd$$

Donde:

ρ_{bal} = cuantía balanceada

Por lo tanto, para concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene

$$A_{s_{min}} = 0.241\%bd \quad A_{s_{max}} = 1.59\%bd$$

❖ Diseño por corte

Particularmente en las vigas se presentan fuerzas cortantes mayores a los que el concreto puede resistir, en tal sentido es menester añadir al elemento refuerzo por corte a través de estribos de acero. La resistencia al corte de la sección viene a ser la suma de los aportes del concreto y acero. El aporte del concreto se calcula mediante la siguiente fórmula (R.N.E. Norma E.060).

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_w d$$

En el artículo 11.5.7.2 de la norma E.060 especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde:

A_v = viene a ser el área de refuerzo por corte en medio del espaciamiento s , si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas en medio del espaciamiento, entonces el área A_v será igual a dos veces el área de la barra A_b usada en el estribo

En toda sección de la viga deberá cumplir según lo especificado en la Norma E.060 del R.N.E.:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde:

V_u = viene a ser la fuerza cortante última de diseño, obtenida a una distancia "d".

V_n = Es la resistencia nominal al corte de la sección.

El espaciamiento requerido para asegurar la resistencia esa dada por la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el concreto.

ϕ = Factor de reducción de resistencia. Afecta a las resistencias nominales.

El valor de V_s requerido no podrá ser mayor a $2.1\sqrt{f'_c}b_w d$ en ningún caso según el artículo 11.5.7.9 de la norma E.060. Para la distribución de estribos se realizará conforme a los artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 de la norma E.060 las cuales limita la separación de los estribos a usarse.

❖ **Control de deflexiones:**

Las deflexiones máximas para vigas deberán cumplir según el artículo 9.6.2 y lo dispuesto en la tabla 9.1 de la norma E.060.

2.1.5.3. Diseño de columnas

Elemento estructural que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor (R.N.E. Norma E.060).

Según Tafur A. (2012) menciona que las columnas, transmiten todas las cargas y pesos hacia los cimientos, y así mismo nos apoyan a controlar los desplazamientos laterales de la estructura, por lo que se tendrá especial consideración en el diseño sísmico para obtener un comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

❖ Diseño por flexo compresión uniaxial

En las columnas generalmente se presentan cargas axiales en gran manera, y por ende importantes esfuerzos de compresión que afectan el comportamiento frente a sollicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se le conoce como flexo compresión. A la curva que relaciona simultáneamente la resistencia a la compresión y a la flexión de una columna se le conoce como diagrama de interacción. Y para determinar estos diagramas se puede recurrir a programas de computadora (Tafur A. 2012).

El diseño es un procedimiento iterativo, ya que se comienza asumiendo el área de acero para la sección y se realizan los diagramas de iteración correspondientes a cada dirección de análisis. Para dar por finalizado el diseño, todas las combinaciones de carga deben cumplir con ubicarse por debajo de la curva de resistencia de la sección asumida (Tafur A. 2012).

Así mismo en la Norma E.060 en el artículo 10.9.1 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: el mínimo 1% y como máximo 6% para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección.

❖ Diseño por corte

La norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right)b_wd$$

Donde

Nu = Carga axial en kg y es positiva por ser de compresión.

Ag = Área total de la sección transversal.

Las columnas al igual que las vigas llevan estribos que sirven como refuerzo de corte. La resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Deberá cumplir la condición de $\phi V_n > V_u$ así mismo el espaciamiento de los estribos deberá cumplir, de acuerdo con el artículo 21.4.5 de la *norma E.060*.

2.1.5.4. Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda a la especificada en el Estudio de Mecánica de Suelos (*R.N.E. Norma E.060*).

El principal parámetro para el diseño de cimientos es la capacidad admisible del suelo, el cual viene del estudio de mecánica de suelos E.M.S. Para el presente informe, el E.M.S. especifica una presión admisible de 2.05 kg/cm².

En la actualidad existen diversos tipos de cimientos, y las que más se utilizan para edificios típicos en nuestro país tenemos: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas, para el caso particular del edificio en estudio tenemos solo zapatas Aisladas.

Las zapatas aisladas son las cimentaciones más comunes, en vista que son económicas y eficientes. Su uso es totalmente factible para efectos del diseño se definirán los siguientes parámetros.

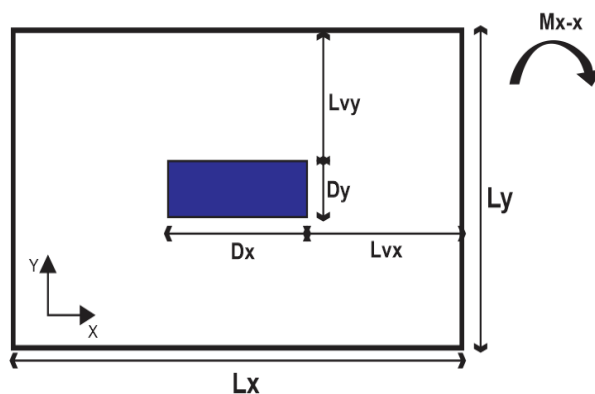


Figura 2.2 - Parámetros de diseño para zapatas aisladas

Las cargas que actúan sobre la cimentación vienen del análisis estructural del elemento que soportan, para determinar las presiones del suelo, las cargas necesitan analizarse en condiciones de servicio, debido a que la presión admisible del suelo σ_{adm} esta calculara con un F.S. para dichas condiciones, se deberá tener en cuenta un caso donde actúen solo las cargas de gravedad, y otro donde actué además el sismo. Además

en el artículo 15.2.5 de la Norma E.060 describe que las cargas provenientes del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por lo que se deberá tomar solo el 80% de sus magnitudes (*R.N.E. Norma E.060*).

❖ Dimensionamiento por presión admisible

Para el pre dimensionamiento tendrá que cumplir que la carga actuante en servicio dividida entre el área de la zapata sea menor que la presión admisible del suelo. La norma E.060, en su artículo 15.2.4, permite un incremento del 30% en la presión admisible del suelo cuando se incluyen los efectos de sismo.

$$Area\ req. = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{\sigma_{adm}} \qquad Area\ req. = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{1.3*\sigma_{adm}}$$

Donde el porcentaje del peso propio de la zapata %PP, se considera dependiendo de la capacidad portante del suelo, según:

- %PP=15 a 8% para $0.5 < \sigma_{adm} < 2kg/cm^2$
- %PP= 8 a 4% para $2 < \sigma_{adm} < 4kg/cm^2$

Luego de obtener el área requerida se calculan las dimensiones de la zapata considerando volados en ambos sentidos, L_{vx} y L_{vy} . Es recomendable considerar longitudes iguales, tratando de diseñar una zapata simétrica. Por consiguiente, las dimensiones de la zapata en cada dirección son:

$$Lx = Dx + 2L_{vx} \qquad Ly = Dy + 2L_{vy} \qquad LxLy \geq Area\ req.$$

Donde Dx y Dy son las Longitudes del elemento Vertical en cada dirección.

El esfuerzo máximo se presentará en las esquinas de las zapata y se calcula mediante la ley de Navier con la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6 \sum M x - x}{Lx^2 Ly} \pm \frac{6 \sum M y - y}{Lx Ly^2}$$

Donde:

R = Peso acumulado de las cargas de gravedad

Lx = Longitud de zapata en la dirección X

Ly = Longitud de zapata en la dirección Y

❖ Reacción amplificada del suelo

Para obtener la reacción amplificada del suelo en condiciones últimas, se considera el esfuerzo máximo obtenido en el dimensionamiento, amplificado por 1.6 para efectos de cargas de gravedad y por 1.25 para efectos de cargas sísmicas.

❖ Verificación del corte por punzonamiento

Según la Norma E.060 del R.N.E. Se tiene que revisar que el peralte propuesto h , sea lo suficiente para que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes debidas al efecto de punzonamiento, en vista que las zapatas no llevan refuerzo por corte. Naturalmente este efecto gobierna el diseño del peralte y es más crítico mientras mayores sean las dimensiones de la zapata. La sección crítica es la encerrada por el perímetro ubicado a una distancia $d/2$ de la cara de los apoyos, tal como se muestra en la siguiente figura.

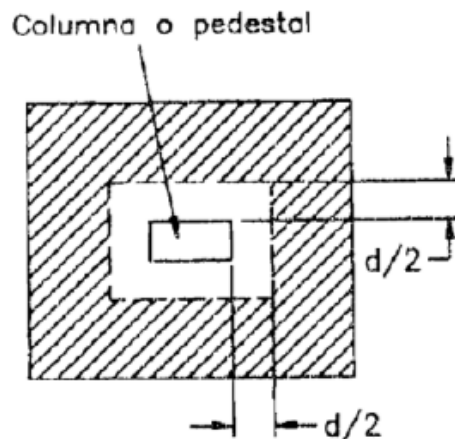


Figura 2.3 - Sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento

La resistencia requerida por punzonamiento V_u , se calcula mediante la siguiente expresión.

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o)$$

Donde:

$A_o =$ Área encerrada por la sección crítica y se calcula mediante:

$$A_o = (D_x + d)(D_y + d).$$

La resistencia requerida de diseño ϕV_c , será el menor de los siguientes valores:

$$\phi v_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} * b_o d \quad \phi v_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} * b_o d \quad \phi v_c = \phi 1.06 \sqrt{f'c} * b_o d$$

Donde:

$b_o =$ Perímetro de la sección crítica y se calcula mediante: $b_o = 2(D_x + D_y + 2d)$

$d =$ Peralte efectivo de la zapata, se considera un recubrimiento de 10cm.

- $a_s =$ Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes. Se toma 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquineras.
- $\beta =$ Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor. Deberá cumplirse que $\phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

❖ Verificación del corte por flexión

Asumiendo que los volados están empotrados en la cara del elemento, la sección crítica para la verificación por corte está ubicada a una distancia “d” de la cara.

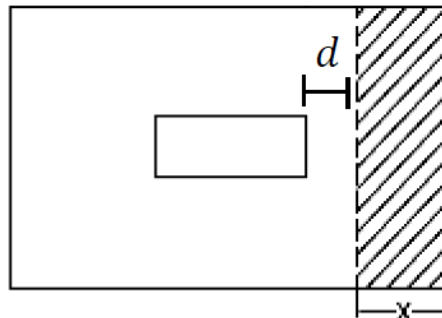


Figura 2.4 - Sección crítica para la verificación del corte por flexión.

La resistencia requerida por corte V_u , se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones.

Para la dirección X-X: $V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d)$

Para la dirección Y-Y: $V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d)$

La resistencia de diseño ϕV_c se calcula según:

Para la dirección X-X: $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_y d$

Para la dirección Y-Y: $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_x d$

Para ambas direcciones deberá cumplirse que $\phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

❖ Diseño por flexión

Al modelar los cantos o extremos al igual como vigas en voladizo empotradas en la cara del elemento, se verán importantes momentos que traccionarán las fibras inferiores de la zapata. Por consiguiente, deberá proveerse de refuerzo en la parte inferior de la zapata y en ambas direcciones (Tafur A. 2012).

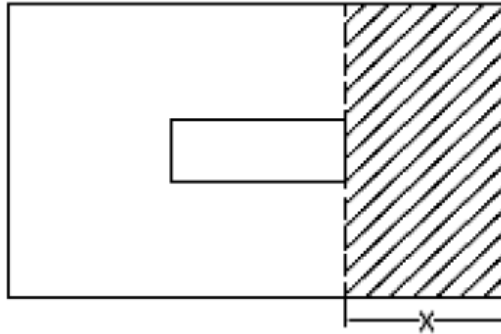


Figura 2.5 - Sección considerada para el cálculo del refuerzo por flexión.

La resistencia requerida por flexión en cada dirección se calcula mediante las siguientes expresiones.

$$\text{Para la dirección X-X: } Mu = \sigma_u Lv x^2 Ly / 2$$

$$\text{Para la dirección Y-Y: } Mu = \sigma_u Lv y^2 Lx / 2$$

El cálculo del refuerzo necesario se realizará usando las tablas de diseño, las cuales relacionan el parámetro Ku y la cuantía ρ , similar al procedimiento de diseño en elementos sometidos a flexión pura.

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

2.1.6. Diseño de albañilería confinada

2.1.6.1. Requisitos estructurales mínimos

Esta Sección será aplicada tanto a los edificios compuestos por muros de albañilería armada como confinada.

2.1.6.2. Muro portante

Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical (*R.N.E. Norma E.070*).

El espesor efectivo según al reglamento nacional de edificaciones debe ser:

$$t \geq \frac{h}{20} \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 2, 3, 4}$$

$$t \geq \frac{h}{25} \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 1}$$

2.1.6.3. El esfuerzo axial máximo

El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.2f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15f'm$$

Donde:

L = es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería $f'm$, aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial "Pm" (R.N.E. Norma E.070).

La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.

2.1.6.4. Aplastamiento

Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a 0,375 $f'm$. En estos casos, para determinar el área de compresión se considerará un ancho efectivo igual al ancho sobre el cual actúa la carga concentrada más dos veces el espesor efectivo del muro medido a cada lado de la carga concentrada (R.N.E. Norma E.070).

2.1.6.5. Densidad mínima de muros reforzados

La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Area de corte de los muros reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N.}{56}$$

Dónde:

Z, U, S = corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

N = es el número de pisos del edificio.

L = es la longitud total del muro (incluyendo columnas, sí existiesen).

t = es el espesor efectivo del muro.

De no cumplirse la expresión podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación E_c/E_m , donde E_c y E_m son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente (*R.N.E. Norma E.070*).

El módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) para la albañilería se considerará como sigue:

Unidades de arcilla:	$E_m=500f_m$
Unidades Sílico-calcareas:	$E_m=600f_m$
Unidades de concreto vibrado:	$E_m=700f_m$
Para todo tipo de unidad de albañilería:	$G_m=0,4E_m$

Capítulo III. Metodología

3.1. Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo comparativo, con variables analíticas y recolección de mediciones transversales y prospectivas con ensayos de laboratorio, clasificado dentro de la investigación pura o básica además de tener características cuantitativas por los datos analizados (Hernández, S. 2016).

3.2. Diseño de la investigación

Al informe le corresponde el diseño no experimental, siendo el diagrama el siguiente:

M1 ----- O1

M2 ----- O2

M1, M2 = Representa cada una de las muestras.

O1, O2 = Representa la información sobre el análisis del diseño estructural normativo de Albañilería confinada y concreto armado.

3.3. Variables de estudio.

En la presente tesis se presentan claramente los tipos de variables, a su vez cabe señalar que están una en función de otra.

$$\text{Variable dependiente} = f(\text{Variable Independiente})$$

Variable dependiente : Análisis, (Análisis Estático: considera Esfuerzos, cortantes y Momentos y el Análisis Dinámico: considera Deformación, Derivas y Efecto Torsional) Cálculo y Diseño estructural, Evaluación Económica.

Variable Independiente : Sistemas estructurales de Albañilería Confinada y Concreto Armado.

3.4. Método de la investigación

Para el presente estudio se empleó el método de comparación, es decir analizar sistemáticamente lo que existe con respecto a las variaciones o las condiciones de la situación, para el análisis de la edificación, se han considerado los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.5. Población y muestra de la investigación

3.5.1. Población

El universo está constituido por sistemas estructurales tales como: albañilería confinada, concreto armado, utilizados en la construcción del edificio Administrativo del distrito de Santa Lucia.

3.5.2. Muestra

La muestra en estudio está constituida por un edificio administrativo del distrito de Santa Lucia de cinco niveles. Esta será diseñada y analizada por los sistemas estructurales de albañilería confinada y de concreto armado.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas

Se realizó el análisis de fuerzas estáticas y dinámicas en el sistema de concreto armado considerando empotramiento en la base. Se realizó el análisis de fuerzas estáticas y dinámicas en el sistema de Albañilería estructural considerando empotramiento en la base. Se realizó el diseño estructural de ambos sistemas conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones. Se realizó el análisis económico de ambos sistemas estructurales propuestos para la estructura propuesta. Y finalmente la comparación de los resultados de los dos sistemas estructurales propuestos.

3.6.2. Instrumentos

- ❖ Software Etabs V15.
- ❖ Safe V12.
- ❖ Estudio de mecánica de suelos.
- ❖ Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.7. Procesamiento de la información

Los datos fueron procesados en:

Primera etapa: Elaboración de los planos arquitectónicos para el edificio administrativo del distrito de Santa Lucia aplicado para los dos sistemas estructurales propuestos.

Segunda etapa: Procesamiento de datos generado por el análisis de fuerzas estáticas equivalentes y análisis dinámico modal espectral para el sistema estructural de concreto armado aplicado en el edificio administrativo para el distrito de Santa Lucia.

Tercera etapa: Procesamiento de datos generado por el análisis de fuerzas estáticas equivalentes y análisis dinámico modal espectral para el sistema estructural de albañilería confinada aplicado en el edificio administrativo para el distrito de Santa Lucia.

Cuarta etapa: Ejecución del análisis económico, para ambos sistemas estructurales en vista que se tiene la misma distribución arquitectónica y determinación el sistema más económico.

Quinta etapa: Comparación de resultados entre el sistema de concreto armado y albañilería confinada del edificio administrativo del Distrito de Santa Lucia.

3.8. Análisis y diseño por el sistema concreto armado

3.8.1. Información general

- ❖ Ubicación del edificio : Santa Lucia – Lampa – Puno.
- ❖ Uso : Oficinas.
- ❖ N° de pisos : 05 Pisos.
- ❖ Sistema de techado : Losa aligerada en un sentido.
- ❖ Altura de piso a techo : 3.00 m.

3.8.2. Características de los materiales

- ❖ Concreto:
 - Resistencia Nominal a compresión Vigas y columnas = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
 - Resistencia Nominal a compresión Zapatas = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
 - Peso específico de concreto = 2400 kg/m^2 .
 - Módulo de elasticidad de concreto = $15100 * \sqrt{f'c}$.
 - Módulo de Poisson = $\sigma = 0.20$.
- ❖ Acero de Refuerzo:
 - Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia (f_y) = $4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/cm}^2$.

3.8.3. Normatividad

En todo el proceso del análisis y diseño se usarán las normas comprendidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.)

- ❖ Oficinas Norma A.080
- ❖ Metrado de cargas Norma E.020
- ❖ Diseño sismorresistente Norma E.030
- ❖ Concreto Armado Norma E.060

3.8.4. Proyecto arquitectónico

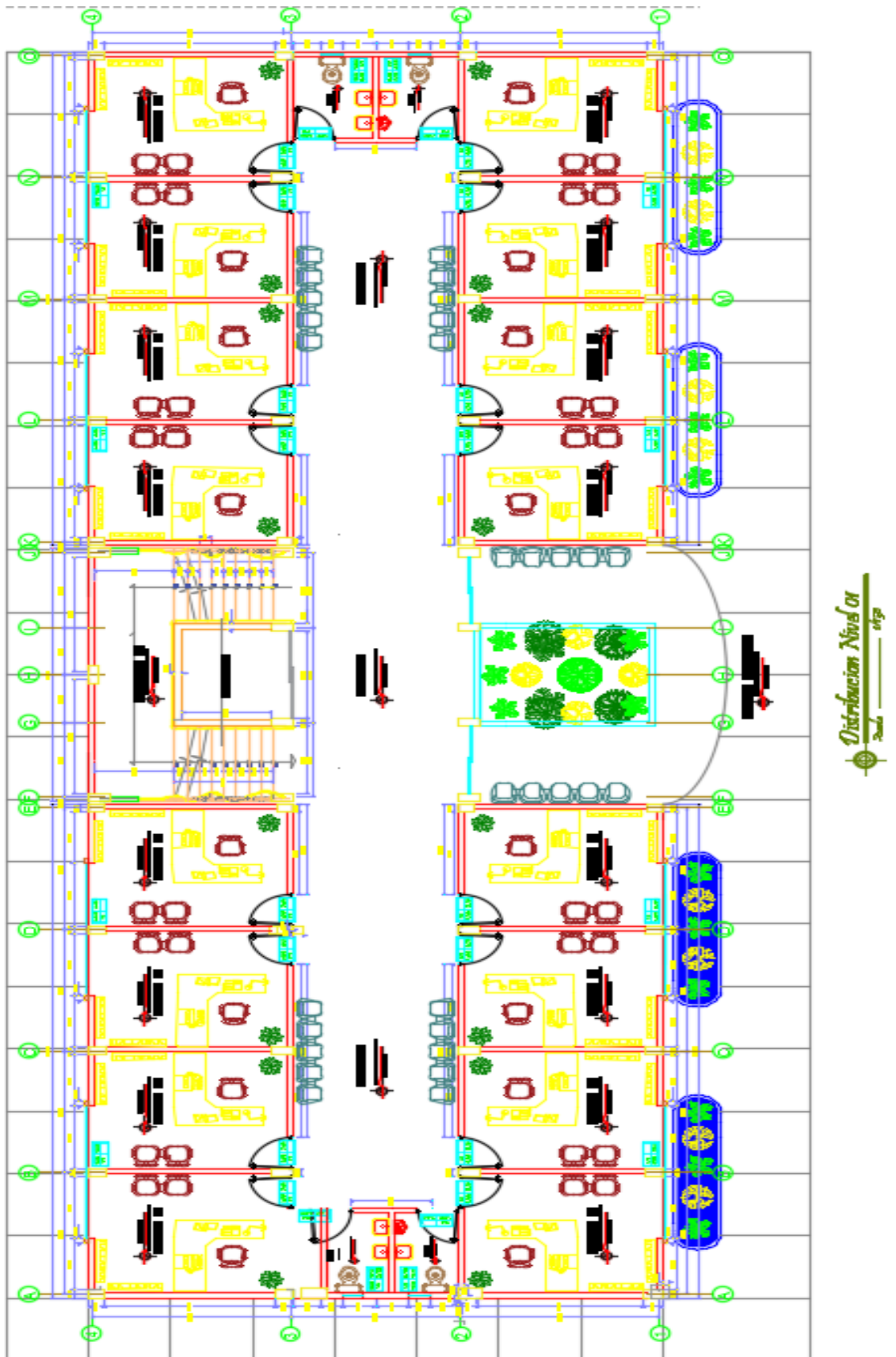


Figura 3.1 - Planos Arquitectónicos

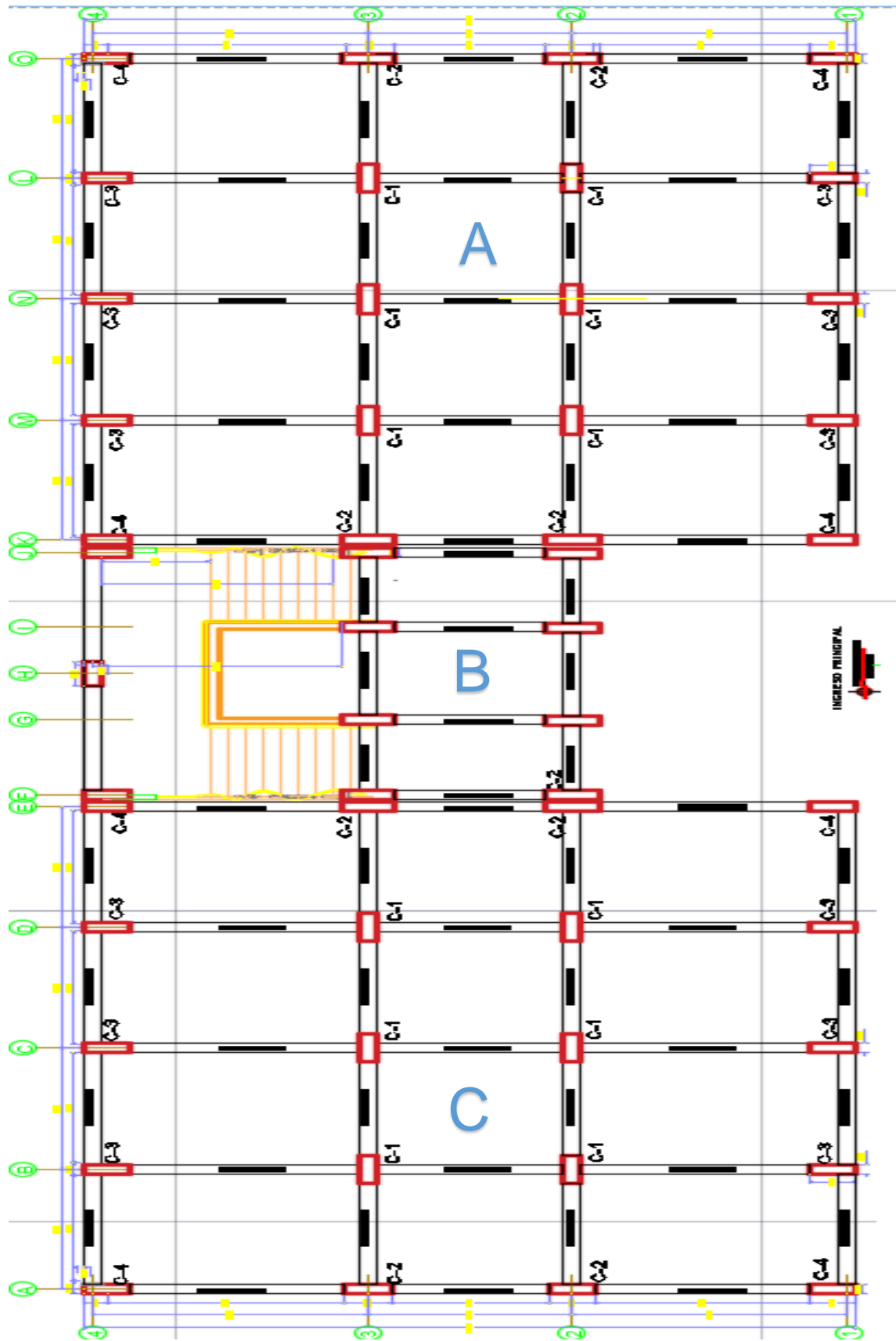


Figura 3.2 - Estructuración en el sistema de concreto armado

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Nivel de losa aligerada:

Nivel de losa aligerada:	TIPICO
--------------------------	--------

Datos de predimensionamiento:

Luz libre entre ejes:	3.90 m
-----------------------	--------

Según norma E-060:

Tabla 9.1
Espesor o peralte mínimo, h

	simplemente apoyado	con un extremo continuo	ambos extremos continuos	en voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Losas aligeradas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Según la norma en la tabla N° 9.1 de la Norma E.060 indica que para losas aligeradas con ambos extremos continuo sera según la siguiente expresión

$$h = \frac{L}{21}$$

Por lo tanto se utiliza esta expresión para determinar el espesor de losa

Espesor de losa aligerada:	0.19 m
----------------------------	--------

ESPESOR FINAL DE LOSA ALIGERADA

Espesor final de losa aligerada:	0.20 m
----------------------------------	--------

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Nivel de viga principal:

Nomenclatura de viga principal:	VP -101
---------------------------------	---------

Datos de predimensionamiento:

Altura de Muro sobr viga:	2.40 m	Tipo de Muro:	Soga - hueco
P.P. de losa aligerada:	300.00 Kg/m ²	sobrecarga (ACI):	300.00 Kg/m ²
P.P. de tabiquería:	210.00 Kg/m ²	Sobre carga (E-060):	250.00 Kg/m ²
P.P. de acabados:	100.00 Kg/m ²	WD:	610.00 Kg/m ²
Ancho tributario:	3.90 m	WL:	300.00 Kg/m ²
Luz mayor entre ejes:	4.75 m		

a) Primer criterio: Según norma ACI 318 - 08:

$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$	$\alpha = \frac{4}{\sqrt{W_U}}$	$h = \frac{L_n}{\alpha}$	$b = \frac{BT}{20}$
W _U : 0.136 kg/cm ²	α: 10.83 m	h: 0.44 m	b: 0.24 m

b) Segundo criterio: Según norma E-060:

USOS	Oficinas
S/C	250.00 kg/m ²
h	L/10

b : 0.24 m	h : 0.48 m
------------	------------

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA PRINCIPAL:

b : 0.24 m	h : 0.48 m
------------	------------

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA VIGA PRINCIPAL:

$$b * h^3 = bf * hf^3$$

bf : 0.30 m	hf : 0.44 m
-------------	-------------

USAR: base : 0.30 m	USAR: Altura : 0.60 m
---------------------	-----------------------

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Nivel de viga principal:

Nomenclatura de viga principal:	VP -102
---------------------------------	---------

Datos de predimensionamiento:

Altura de Muro sobr viga:	2.40 m	Tipo de Muro:	Soga - hueco
P.P. de losa aligerada:	300.00 Kg/m ²	sobrecarga (ACI):	300.00 Kg/m ²
P.P. de tabiquería:	210.00 Kg/m ²	Sobre carga (E-060):	250.00 Kg/m ²
P.P. de acabados:	100.00 Kg/m ²	WD:	610.00 Kg/m ²
Ancho tributario:	3.90 m	WL:	300.00 Kg/m ²
Luz mayor entre ejes:	4.75 m		

a) Primer criterio: Según norma ACI 318 - 08:

$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$	$\alpha = \frac{4}{\sqrt{W_U}}$	$h = \frac{L_n}{\alpha}$	$b = \frac{BT}{20}$
Wu: 0.136 kg/cm ²	α: 10.83 m	h: 0.44 m	b: 0.24 m

b) Segundo criterio: Según norma E-060:

USOS	Oficinas
S/C	250.00 kg/m ²
h	L/10

b : 0.24 m	h : 0.48 m
------------	------------

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA PRINCIPAL:

b : 0.24 m	h : 0.48 m
------------	------------

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA VIGA PRINCIPAL:

$$b * h^3 = bf * hf^3$$

bf : 0.30 m	hf : 0.44 m
-------------	-------------

USAR: base : 0.30 m	USAR: Altura : 0.60 m
---------------------	-----------------------

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Nivel de viga principal:

Nomenclatura de viga principal:	VS -101
---------------------------------	---------

Datos de predimensionamiento:

Altura de Muro sobr viga:	2.50 m	Tipo de Muro:	Soga - hueco
P.P. de losa aligerada:	300.00 Kg/m ²	sobrecarga (ACI):	300.00 Kg/m ²
P.P. de tabiquería:	210.00 Kg/m ²	Sobre carga (E-060):	250.00 Kg/m ²
P.P. de acabados:	100.00 Kg/m ²	WD:	610.00 Kg/m ²
Ancho tributario:	4.53 m	WL:	300.00 Kg/m ²
Luz mayor entre ejes:	3.90 m		

a) Primer criterio: Según norma ACI 318 - 08:

$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L$	$\alpha = \frac{4}{\sqrt{W_U}}$	$h = \frac{L_n}{\alpha}$	$b = \frac{BT}{20}$
Wu: 0.136 kg/cm ²	α: 10.83 m	h: 0.36 m	b: 0.20 m

b) Segundo criterio: Según norma E-060:

USOS	Oficinas
S/C	250.00 kg/m ²
h	L/10

b : 0.20 m	h : 0.39 m
------------	------------

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA PRINCIPAL:

b : 0.20 m	h : 0.39 m
------------	------------

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA VIGA PRINCIPAL:

$$b * h^3 = bf * hf^3$$

bf : 0.30 m	hf : 0.34 m
-------------	-------------

USAR: base : 0.30 m	USAR: Altura : 0.50 m
---------------------	-----------------------

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Tipo de Columna

Tipo de columna:	C1
------------------	----

Datos de predimensionamiento:

N° de niveles:	5	Area Tributaria	17.94 m ²	f _c :	210.00 kg/cm ²
----------------	---	-----------------	----------------------	------------------	---------------------------

Descripcion	Azotea	Nivel Tipico
Peso propio de losa	300.00 Kg/m ²	300.00 Kg/m ²
Peso propio de acabados:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de tabiqueria:	0.00 Kg/m ²	270.00 Kg/m ²
Peso propio ed Vigas:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de Columnas:	60.00 Kg/m ²	60.00 Kg/m ²
Sobrecarga:	100.00 Kg/m ²	500.00 Kg/m ²

WD:	3880.00 kg/m ²	WL:	2100.00 Kg/m ²
-----	---------------------------	-----	---------------------------

Según Norma Japonesa:

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C1, para los Para los Primeros Pisos	Columna Interior	P = 1.10 PG. n = 0.30

$P_G = A_r * (W_D + W_L)$	$P = \beta * P_G$	$A_c = \frac{P}{n * f'c}$
---------------------------	-------------------	---------------------------

n:	0.30	β:	1.10	P _G :	161495.88 kg
----	------	----	------	------------------	--------------

P:	177645.47 kg	Ac:	0.2820 m ²
----	--------------	-----	-----------------------

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA

b:	0.53 m	h:	0.53 m
----	--------	----	--------

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA COLUMNA:

$$b * h^3 = bf * hf^3$$

bf:	0.30 m	hf:	0.64 m
-----	--------	-----	--------

USAR:	base : 0.30 m	USAR:	Lado : 0.70 m
-------	---------------	-------	---------------

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Tipo de Columna

Tipo de columna:	C2
------------------	----

Datos de predimensionamiento:

N° de niveles:	5	Area Tributaria	8.97 m ²	f _c :	210.00 kg/cm ²
----------------	---	-----------------	---------------------	------------------	---------------------------

Descripcion	Azotea	Nivel Tipico
Peso propio de losa	300.00 Kg/m ²	300.00 Kg/m ²
Peso propio de acabados:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de tabiqueria:	0.00 Kg/m ²	270.00 Kg/m ²
Peso propio ed Vigas:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de Columnas:	60.00 Kg/m ²	60.00 Kg/m ²
Sobrecarga:	100.00 Kg/m ²	500.00 Kg/m ²

WD:	3880.00 kg/m ²	WL:	2100.00 Kg/m ²
-----	---------------------------	-----	---------------------------

Según Norma Japonesa:

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Porticos Interiores	P = 1.25 P _o n = 0.25

$P_G = A_r * (W_D + W_L)$	$P = \beta * P_G$	$A_c = \frac{P}{n * f'c}$
---------------------------	-------------------	---------------------------

n:	0.25	β:	1.25	P _G :	80747.94 kg
----	------	----	------	------------------	-------------

P:	100934.93 kg	Ac:	0.1923 m ²
----	--------------	-----	-----------------------

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA

b:	0.44 m	h:	0.44 m
----	--------	----	--------

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA COLUMNA:

$$b * h^3 = b_f * h_f^3$$

b _f :	0.30 m	h _f :	0.50 m
------------------	--------	------------------	--------

USAR: base:	0.30 m	USAR: Lado:	0.60 m
-------------	--------	-------------	--------

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Tipo de Columna

Tipo de columna: C3

Datos de predimensionamiento:

N° de niveles: 5

Area Tributaria 8.97 m²

f_c: 210.00 kg/cm²

Descripcion	Azotea	Nivel Tipico
Peso propio de losa	300.00 Kg/m ²	300.00 Kg/m ²
Peso propio de acabados:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de tabiqueria:	0.00 Kg/m ²	270.00 Kg/m ²
Peso propio ed Vigas:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de Columnas:	60.00 Kg/m ²	60.00 Kg/m ²
Sobrecarga:	100.00 Kg/m ²	500.00 Kg/m ²

WD: 3880.00 kg/m²

WL: 2100.00 Kg/m²

Según Norma Japonesa:

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C2 y C3	Columnas Extremas de Porticos Interiores	n = 1.25 P _G n = 0.25

$$P_G = A_r * (W_D + W_L)$$

$$P = \beta * P_G$$

$$A_c = \frac{P}{n * f'_c}$$

n: 0.25

β: 1.25

P_G: 80747.94 kg

P: 100934.93 kg

Ac: 0.1923 m²

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA

b: 0.44 m

h: 0.44 m

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA COLUMNA:

$$b * h^3 = b_f * h_f^3$$

b_f: 0.30 m

h_f: 0.50 m

USAR: base: 0.30 m

USAR: Lado: 0.60 m

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Tipo de Columna

Tipo de columna:	C4
------------------	----

Datos de predimensionamiento:

N° de niveles:	5	Area Tributaria	4.49 m ²	f _c :	210.00 kg/cm ²
----------------	---	-----------------	---------------------	------------------	---------------------------

Descripcion	Azotea	Nivel Tipico
Peso propio de losa	300.00 Kg/m ²	300.00 Kg/m ²
Peso propio de acabados:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de tabiqueria:	0.00 Kg/m ²	270.00 Kg/m ²
Peso propio de Vigas:	100.00 Kg/m ²	100.00 Kg/m ²
Peso propio de Columnas:	60.00 Kg/m ²	60.00 Kg/m ²
Sobrecarga:	100.00 Kg/m ²	500.00 Kg/m ²

WD:	3880.00 kg/m ²	WL:	2100.00 Kg/m ²
-----	---------------------------	-----	---------------------------

Según Norma Japonesa:

TIPO DE COLUMNA	UBICACIÓN	PESO "P"
Tipo C4	Columna de Esquina	P = 1.50 PG. n = 0.20

$P_G = A_r * (W_D + W_L)$	$P = \beta * P_G$	$A_c = \frac{P}{n * f'c}$
---------------------------	-------------------	---------------------------

n:	0.20	β:	1.50	P _G :	40373.97 kg
----	------	----	------	------------------	-------------

P:	60560.96 kg	A _c :	0.1442 m ²
----	-------------	------------------	-----------------------

DIMENSIONES DE PREDIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA

b:	0.38 m	h:	0.38 m
----	--------	----	--------

REDIMENSIONAMIENTO Y DIMENSIONES FINALES DE LA COLUMNA:

$$b * h^3 = b_f * h_f^3$$

b _f :	0.30 m	h _f :	0.41 m
------------------	--------	------------------	--------

USAR:	base:	0.30 m	USAR:	Lado:	0.50 m
-------	-------	--------	-------	-------	--------

3.8.7. Medrado de cargas para etabs

Para diseñar uno o varios elementos estructurales requerimos conocer y estimar la magnitud de las cargas de gravedad y de sismo que obrarán sobre éste. La Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones nos brinda las condiciones a tener en cuenta para analizar y calcular las cargas de gravedad.

Datos:

Espesor Losa Aligerada	:	20.00 cm
Altura de Tabique entrepiso	:	2.40 m
Peso de Piso terminado	:	100 kg/m ²

Las cargas de los muros de albañilería que nos sirven de tabique y división de Oficinas, tienen pesos considerados. Incluyendo tarrajeos, iguales a 14 kg/m² por centímetro de espesor de muro. La tabla nos proporciona pesos equivalentes de la tabiquería interna, por m² que debeos asignar, cuando no se conoce con certeza la ubicación de estos muros, tal es el caso de oficinas.

Tabla 3.1

Cargas Mínimas repartidas equivalentes de la tabiquería

Peso del tabique (kg/m)	Carga equivalente (kg/m ²)
< 74	30
75 – 149	60
150 – 249	90
250 – 399	150
400 – 549	210
550 - 699	270
700 – 849	330
850 – 1000	390

Nota: Fuente: Manual de la construcción ICG 2014

$$Pt = \frac{14kg}{m^2} * 15 = 210 kg/m^2$$

$$Pt_{entrepiso} = 210 kg/m^2 * 2.4m$$

$$Pt_{entrepiso} = 504 (kg/m)$$

Por lo tanto una vez teniendo los pesos del tabique en el entrepiso obtenemos mediante la tabla la carga equivalente por m².

- Carga muerta: la carga muerta será la suma de la carga equivalente de tabiquería más el piso terminado en los entrepisos del edificio.

$$CMe = 210 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CMe = 310 \text{ kg/m}^2$$

b. La carga muerta de techo se le considerara solamente el peso de los parapetos.

$$CMt = 100 \text{ kg/m}^2$$

c. Carga viva: según la tabla 1 de la norma E020 del RNE nos dan las cargas vivas.

Para oficinas la carga viva de entepiso es de 250 kg/m².

Para oficinas la carga viva de techo es de 100 kg/m².

Y para escaleras y corredores en oficinas es de 400 kg/m².




NIVEL TIPICO	
	WD= 310 kg/m ² WL= 250 kg/m ²
NIVEL AZOTEA	
	WD= 100 kg/m ² WL= 100 kg/m ²
CORREDORES	
	WD= 310 kg/m ² WL= 400 kg/m ²

Figura 3.3 - Resumen de cargas actuantes en la estructura

Donde:

WD = Carga Muerta.

WL = Carga Viva.

3.8.8. Modelado en el etabs

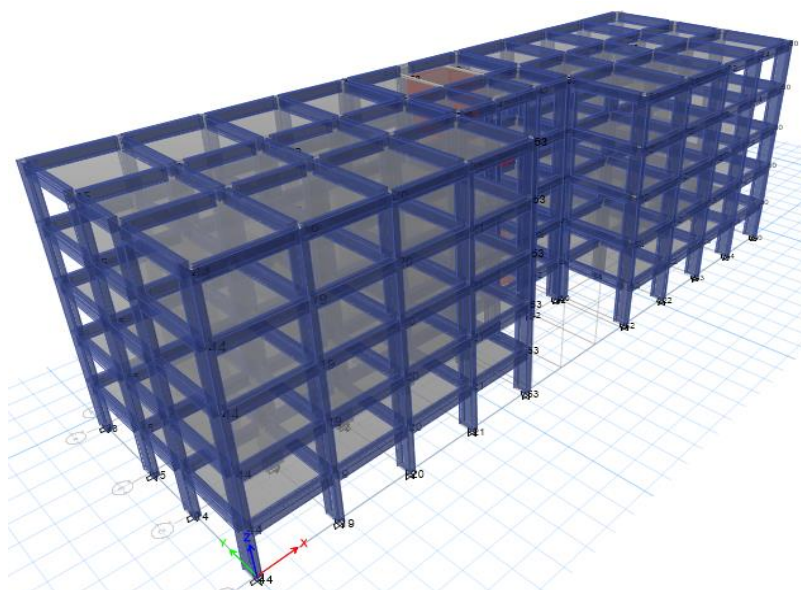


Figura 3.4 - Idealización de la estructura en el Etabs

3.8.9. Análisis estático o de fuerzas equivalentes por la norma E-030

3.8.9.1. Metrado de cargas

Es una edificación de la categoría A, se tomará el 50% de la carga viva. Para los entresijos y del 25% de la carga viva para el techo.

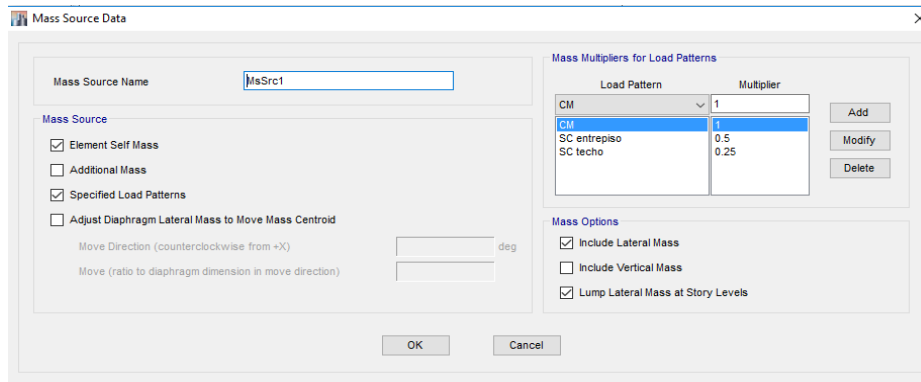


Figura 3.5 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total.

3.8.9.2. Irregularidades:

Para determinar las irregularidades de la estructura se realizará de acuerdo a la Norma E-030 del R.N.E. Inicialmente se verificará las irregularidades estructurales en altura tales como:

- ❖ **Irregularidad de masa o peso:** no existe irregularidad en vista de todos los pisos son típicos por lo tanto los pesos son similares para todos los niveles.
- ❖ **Irregularidad de geometría vertical:** no existe irregularidad en vista que la geometría de la estructura es similar para todos los niveles.
- ❖ **Discontinuidad en los sistemas resistentes:** no existe discontinuidad en vista que se usa solo un tipo de sistema estructural.
- ❖ En seguida se verificará las irregularidades estructurales en planta tales como:
- ❖ **Irregularidad de esquinas entrantes:** no existe irregularidad en vista que no se tiene esquinas entrantes en todos los niveles.
- ❖ **Discontinuidad del diafragma:** no existe irregularidad en vista que la geometría de la estructura es similar para todos los niveles y no hay se tiene aberturas en las losas de la estructura.
- ❖ **Sistemas no paralelos:** no existe irregularidad en vista que los elementos estructurales son paralelos en ambos sentidos.

El resto de irregularidades se verificará una vez realizado el análisis estructural estático por lo tanto el factor de Reducción inicial es:

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

3.8.9.3. Cálculo del periodo fundamental (T)

Es una estructura que tiene un sistema de concreto armado para las solicitaciones sísmicas, por lo tanto:

hn: 15.00 m CT: 35 por ser concreto armado.

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{15}{35} = 0.43$$

Donde:

h_n = Altura de la estructura.

C_T = Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio.

3.8.9.4. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

De acuerdo con los parámetros de sitio se tiene: Para la presente investigación se realizó el estudio de suelos por lo tanto como resultado del tipo de suelo se define el perfil Tipo S2. Según la tabla 3 de la norma E-030 del RNE para la zona 3 el factor de suelo es de 1.15 y Según la tabla 4 de la norma E-030 del RNE los periodos T_p y T_I para el perfil de suelo S2 son de 0.6 y 2.0 correlativamente. Por lo tanto:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

3.8.9.5. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

De acuerdo con la siguiente formula se tiene:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde:

- ❖ Factor de zona: De acuerdo con la tabla N° 1 de la Norma E.030 del RNE para la zona 3 el factor es de 0.35 por lo tanto $Z=0.35$.
- ❖ Factor de importancia o uso: De acuerdo con la tabla N° 5 de la Norma E.030 del RNE la edificación se considera de categoría A por ser un local municipal entonces el factor es de 1.5 por lo tanto $U=1.5$.
- ❖ Factor de suelo: en conformidad al estudio de suelos el tipo de suelo para la edificación son suelos blandos por lo tanto según la tabla N° 3 de la norma E.030

del RNE se clasifica como Tipo S2 entonces el factor de suelo para la zona 3 es de $S=1.15$.

- ❖ Factor de reducción sísmica: en vista que el sistema estructural es de sistema a porticado entonces según la tabla N° 7 de la norma E.030 del RNE el coeficiente básico de reducción $R_0=8.0$. Pero el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 Determinado a partir de la tabla N° 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

R_0 = Coeficiente básico de reducción.

I_a = Factor de irregularidad.

I_p = Factor de irregularidad.

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

Calculamos la relación C/R:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{8} = 0.3125 > 0.125$$

Calculamos el factor de la cortante basal:

$$V = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1.15}{8} * P$$

$$V = 0.188672 * P$$

Donde P se obtiene del análisis del software Etabs siendo $P = 962.16278$ tn.

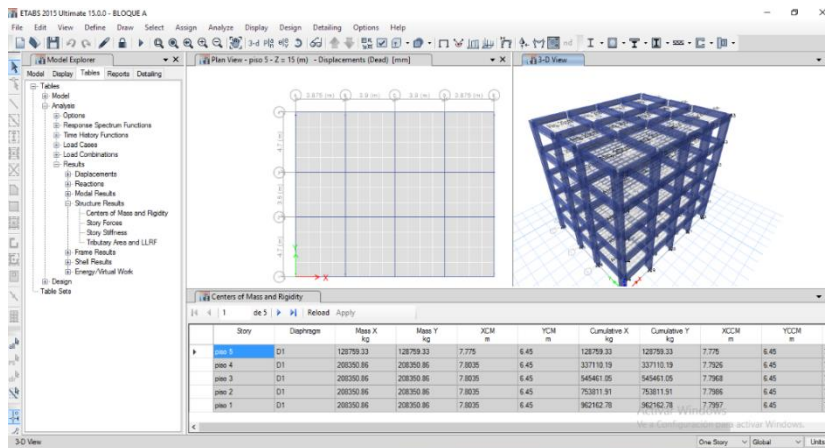


Figura 3.6 - Peso total calculado de la estructura mediante el Etabs.

$$V = 0.188672 * 962.16278$$

$$V = 181.533 \text{ tn}$$

Para visualizar esto en el Etabs se sigue los siguientes pasos Model explorer\Tables\Model\Loads\Auto seismic\Auto Seismic – User Coefficients\Base Shear.

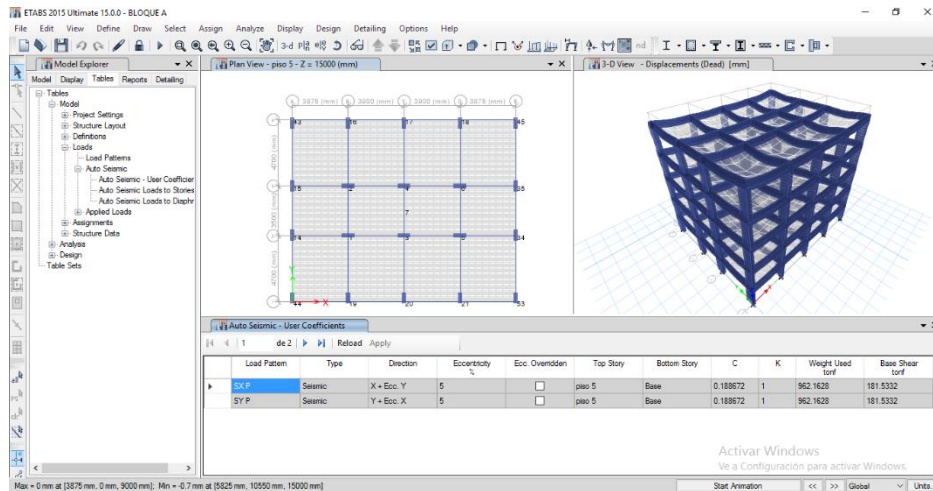


Figura 3.7– Cortante Vasal

3.8.9.6. Excentricidad accidental

Es la excentricidad accidental que representa el 5% de la longitud perpendicular al sentido de la fuerza cortante basal. En el etabs (Cálculo de la fuerza cortante basal) se ingresa de la siguiente manera: Define\Load Patterns...\). Como se observa en el programa aparece una ventana aparece se debe agregar un caso de carga por cada sentido de la excentricidad accidental.

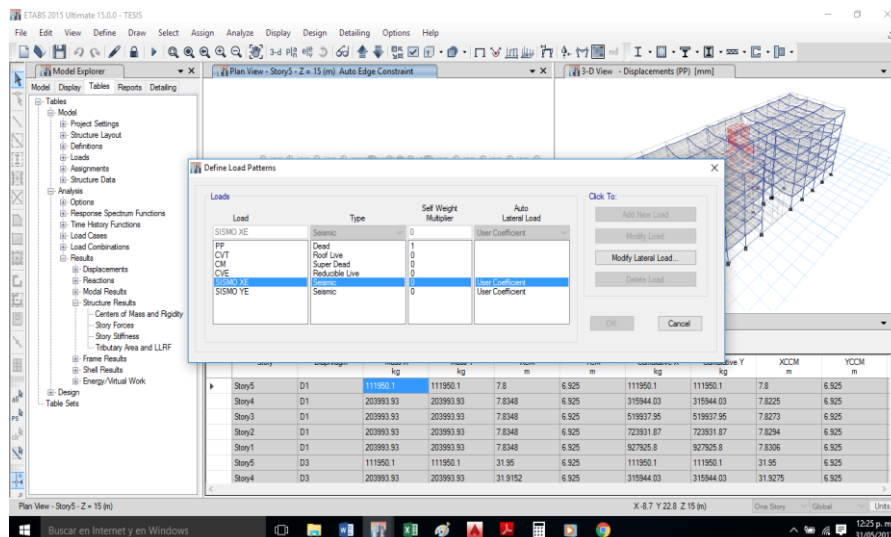


Figura 3.8 - Pasos para definir la excentricidad accidental

A continuación, hace click en Modify Lateral Load. Para configurar con los valores que nos exige la norma.

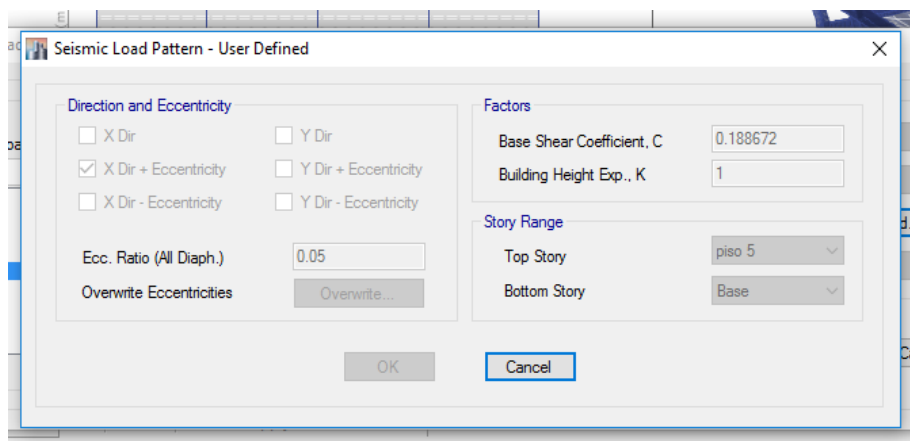


Figura 3.9 - excentricidad Accidental considerada en el Etabs

3.8.9.7. Control de desplazamiento lateral (Drift)

Según el análisis se debe ver que los desplazamientos inelásticos no excedan al límite dado en la norma.

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.007$$

Factor de reducción (R): 8.00

Teniendo los resultados preliminares de derivas en el análisis estático se verifico las derivas, y se obtiene los siguientes resultados.

Tabla 3.2

Verificación de derivas para el análisis estático.

SISMO EN X – X + E POSITIVA						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELASTICAS	DERIVA (Δ) INELASTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	9.900	0.000300	0.001800	0.007	ok
4	12.00	9.000	0.000600	0.003600	0.007	ok
3	9.00	7.200	0.000800	0.004800	0.007	ok
2	6.00	4.800	0.000900	0.005400	0.007	ok
1	3.00	2.100	0.000700	0.004200	0.007	ok
0	0.00	0	0	0	0.007	ok
SISMO EN Y – Y + E POSITIVA						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELASTICAS	DERIVA (Δ) INELASTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	12.300	0.000433	0.002600	0.007	ok
4	12.00	11.000	0.000733	0.004400	0.007	ok
3	9.00	8.800	0.001000	0.006000	0.007	ok
2	6.00	5.800	0.001133	0.006800	0.007	ok
1	3.00	2.400	0.000800	0.004800	0.007	ok
0	0.00	0	0	0.000000	0.007	ok

Nota: Fuente: Elaboración propia

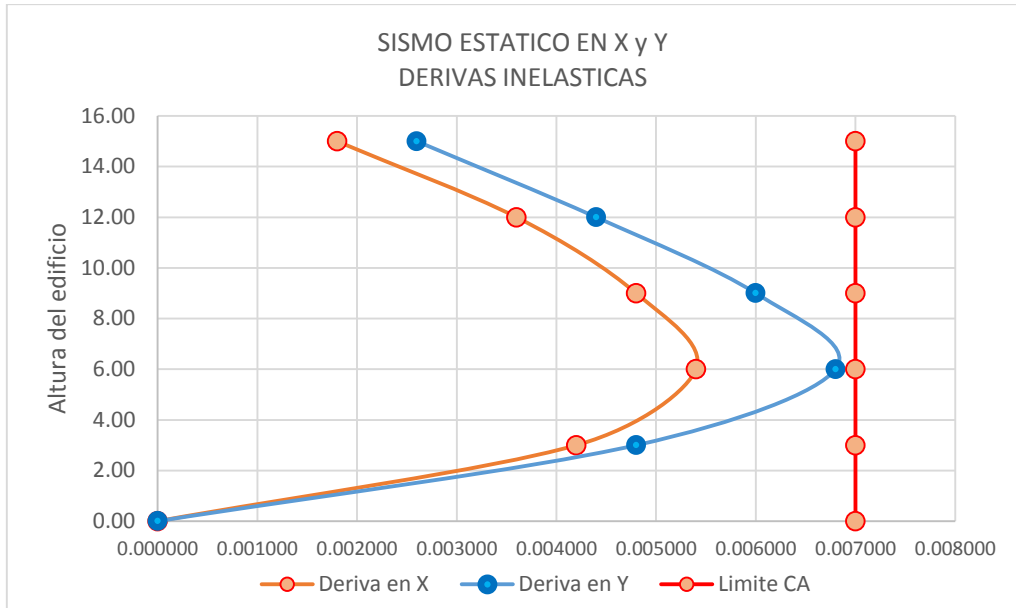


Figura 3.10 - Derivas inelásticas en el eje X y Y (sismo estático)

3.8.10. Análisis dinámico modal espectral por la norma E-030

3.8.10.1. Metrado de cargas

Es una edificación de la categoría A, se tomará el 50% de la carga viva para los entresijos, y del 25% de la carga viva para el techo.

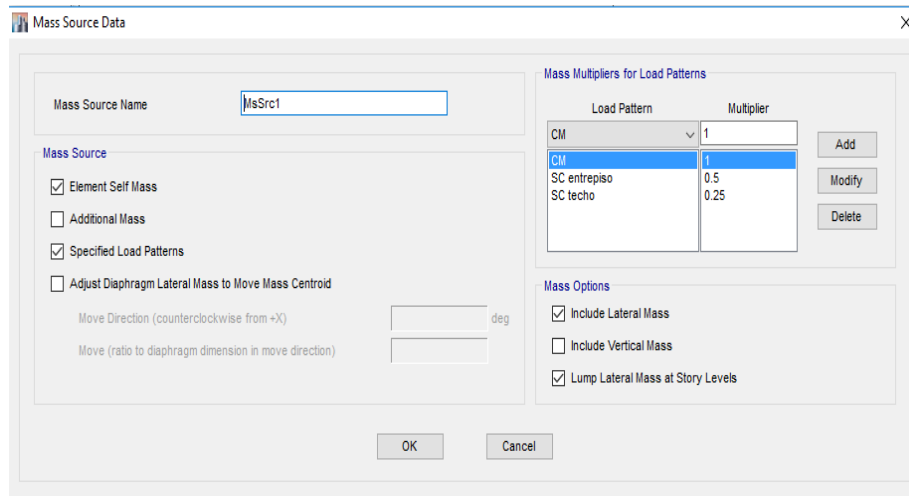


Figura 3.11 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total.

3.8.10.2. Irregularidades

Para el análisis dinámico se verificará las irregularidades faltantes conforme a la norma E.030 del R.N.E.

- ❖ **Irregularidad de rigidez:** Se realizó la verificación de irregularidad de rigidez de la estructura en conformidad a la tabla 8 de la norma E.030 del RNE y para ello se verifico con las derivas del análisis estático.

Tabla 3.3
Irregularidad de Rigidez

Irregularidad de rigidez					la =	1.00
Nivel	Sentido	Deriva Inelástica	es mayor que 1,4 veces		es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes	
piso 5	Max Drift X	0.00160				
piso 4	Max Drift X	0.00280	1.2500	OK		
piso 3	Max Drift X	0.00420	1.0714	OK		
piso 2	Max Drift X	0.00460	0.7823	OK	1.23435	OK
piso 1	Max Drift X	0.00340	0.5280	OK	0.70345	OK
Nivel	Sentido	Deriva Inelástica	es mayor que 1,4 veces		es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes	
piso 5	Max Drift Y	0.00200				
piso 4	Max Drift Y	0.00360	1.2857	OK		
piso 3	Max Drift Y	0.00480	0.9524	OK		
piso 2	Max Drift Y	0.00500	0.7440	OK	1.15385	OK
piso 1	Max Drift Y	0.00360	0.5143	OK	0.80597	OK

Nota: Fuente: Elaboración propia

Se puede verificar que la distorsión de entrepiso es menor que 1,4 por lo tanto no existe irregularidad de Rigidez en tal sentido el factor de irregularidad $la = 1.00$.

- ❖ **Irregularidad extrema de rigidez:** Se realizó la verificación de irregularidad de rigidez de la estructura en conformidad a la tabla 8 de la norma E.030 del R.N.E. y para ello se verificó con las derivas del análisis estático.

Tabla 3.4
Irregularidad extrema de Rigidez.

Irregularidad extrema de rigidez					la	1.00
Nivel	Sentido	Deriva Inelástica	es mayor que 1,6 veces		es mayor que 1,40 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes	
piso 5	Max Drift X	0.00160				
piso 4	Max Drift X	0.00280	1.09375	OK		
piso 3	Max Drift X	0.00420	0.93750	OK		
piso 2	Max Drift X	0.00460	0.68452	OK	1.14618	OK
piso 1	Max Drift X	0.00340	0.46196	OK	0.62808	OK
Nivel	Sentido	Deriva Inelástica	es mayor que 1,6 veces		es mayor que 1,40 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes	
piso 5	Max Drift Y	0.00200				
piso 4	Max Drift Y	0.00360	1.12500	OK		
piso 3	Max Drift Y	0.00480	0.83333	OK		
piso 2	Max Drift Y	0.00500	0.65104	OK	1.03022	OK
piso 1	Max Drift Y	0.00360	0.45000	OK	0.57569	OK

Nota: Fuente: Elaboración propia

Se puede verificar que la distorsión de entrepiso es menor que 1,6 por lo tanto no existe irregularidad extrema de Rigidez en tal sentido el factor de irregularidad $I_a = 1.00$.

3.8.10.3. Excentricidad accidental

Se considerará una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (*R.N.E. Norma E.030*).

3.8.10.4. Espectro de aceleración sísmica

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Donde:

- Factor de zona: de acuerdo con norma E.030 es $Z=0.35$.
- Factor de importancia o uso: de acuerdo con la norma E.030 es $U=1.5$.
- Factor de suelo: en conformidad al estudio de suelos $S=1.15$.
- Factor de reducción sísmica: realizando las verificaciones de irregularidad el factor de reducción es 8.
- Aceleración de la gravedad: g .

Y así mismo se realizara la tabulación de la relación de periodo del suelo (T_p) con los valores asignados a periodo de la estructura (T) que se representan en las siguientes formulas:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Tabla 3.5
Espectro de aceleración sísmica.

Nota: Fuente: Elaboración propia

Periodo	Factor de amplificación sísmica	Aceleración espectral	Periodo	Factor de amplificación sísmica	Aceleración espectral
T	C	ZUCS/R	T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.188671875	2.3	0.56711	0.04280
0.1	2.5	0.188671875	2.4	0.52083	0.03931
0.2	2.5	0.188671875	2.5	0.48000	0.03623
0.3	2.5	0.188671875	2.6	0.44379	0.03349
0.4	2.5	0.188671875	2.7	0.41152	0.03106
0.5	2.5	0.188671875	2.8	0.38265	0.02888
0.6	2.5	0.188671875	2.9	0.35672	0.02692
0.7	2.142857	0.16171875	3	0.33333	0.02516
0.8	1.875000	0.141503906	3.1	0.31217	0.02356
0.9	1.666667	0.12578125	3.2	0.29297	0.02211
1	1.500000	0.113203125	3.3	0.27548	0.02079
1.1	1.363636	0.102912	3.4	0.25952	0.01959
1.2	1.250000	0.094336	3.5	0.24490	0.01848
1.3	1.153846	0.087079	3.6	0.23148	0.01747
1.4	1.071429	0.080859	3.7	0.21914	0.01654
1.5	1.000000	0.075469	3.8	0.20776	0.01568
1.6	0.937500	0.070752	3.9	0.19724	0.01489
1.7	0.882353	0.066590	4	0.18750	0.01415
1.8	0.833333	0.062891	5	0.12000	0.00906
1.9	0.789474	0.059581	6	0.08333	0.00629
2	0.750000	0.056602	7	0.06122	0.00462
2.1	0.680272	0.051339	8	0.04688	0.00354
2.2	0.619835	0.046778	10	0.03000	0.00226

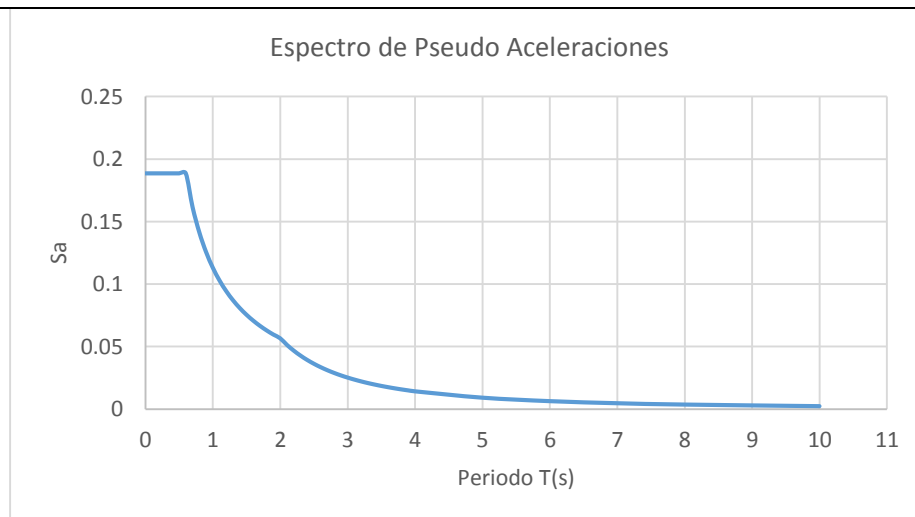


Figura 3.12 - Espectro de Aceleración Sísmica

3.8.10.5. Control de desplazamiento lateral (drift):

Según el análisis se debe ver que los desplazamientos inelásticos no excedan al límite dado en la norma para estructuras irregulares.

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.007$$

Factor de reducción (R): 8.00.

Tabla 3.6

Verificación de derivas para el análisis dinámico.

SISMO EN X – X (DINAMICO)						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELASTICAS	DERIVA (Δ) INELASTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	8.200	0.00027	0.00160	0.007	ok
4	12.00	7.400	0.00047	0.00280	0.007	ok
3	9.00	6.000	0.00067	0.00400	0.007	ok
2	6.00	4.000	0.00077	0.00460	0.007	ok
1	3.00	1.700	0.00057	0.00340	0.007	ok
0	0.00	0.000	0	0	0.007	ok

SISMO EN Y – Y (DINAMICO)						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELASTICA S	DERIVA (Δ) INELASTICA S	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	10.100	0.00033	0.00200	0.007	ok
4	12.00	9.100	0.00060	0.00360	0.007	ok
3	9.00	7.300	0.00083	0.00500	0.007	ok
2	6.00	4.800	0.00093	0.00560	0.007	ok
1	3.00	2.000	0.00067	0.00400	0.007	ok
0	0.00	0.000	-	0.00000	0.007	ok

Nota: Fuente: *Elaboración propia*

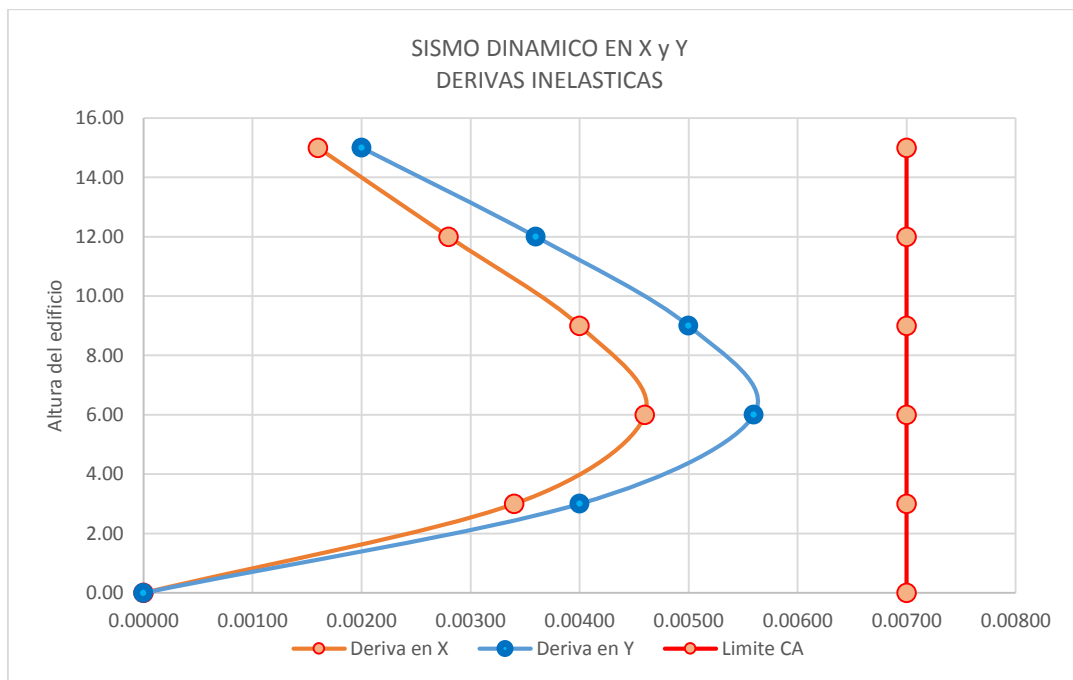


Figura 3.13 - Derivas inelásticas en X y Y (análisis Dinámico)

3.8.10.6. Verificación de la fuerza cortante mínima:

Se realiza la verificación de la fuerza cortante mínima según el artículo 4.6.4 de la norma E.030 del R.N.E.

Tabla 3.7

Verificación de la fuerza cortante mínima

Nivel	Caso de carga	VX tonf	VY tonf	Variación
Piso 1	SX P	179.846	0	84.78%
Piso 1	SY P	0	179.846	
Piso 1	SX DIN Max	152.479	0	83.92%
Piso 1	SY DIN Max	0	150.9335	

Nota: Fuente: Elaboración propia

Realizando la verificación la relación de las cortantes dinámica y estática es mayor al 80%. Por lo tanto cumple con lo especificado en la normativa E.030.

3.8.11. Diseño de elementos estructurales por la norma E-030:

3.8.11.1. Normas y cargas de diseño

El Reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), Diseño Sismorresistente” (E.030), Suelos y Cimentaciones (E.050) y Concreto Armado (E.060), guía el diseño estructural de la presente tesis. Las cargas de gravedad están conformes con la norma E.020. Sin embargo, para la Carga Viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación y del tipo de ambiente: La carga muerta se refiere específicamente al peso propio del concreto, Acabados y tabiquería.

Las cargas o fuerzas dinámicas son producto de la aceleración que le imprime el movimiento sísmico a la masa de la edificación. A diferencia de las cargas de gravedad, este tipo de solicitaciones se representan como horizontales y están establecidas por la norma E.030.

3.8.11.2. Método general de diseño

Todos los elementos estructurales de concreto armado se diseñan por el método de diseño por resistencia, la cual consiste en usar factores de amplificación a las cargas de servicio, y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

Sobrecarga: 400 kg/m² Corredores

$$CV = 250 * 0.40 = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 400 * 0.40 = 160 \text{ kg/m}^2$$

Carga Última

$$Wu = 1.4(244) + 1.7(100) = 511.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$Wu = 1.4(244) + 1.7(160) = 613.6 \text{ Kg/m}^2$$

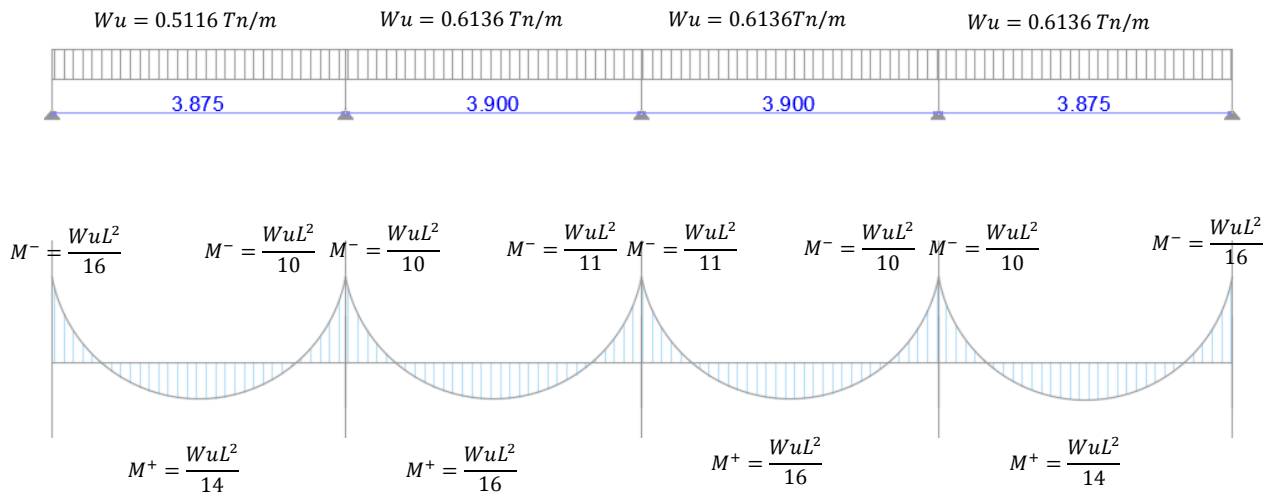


Figura 3.16 - Momentos nominales según la norma E.060

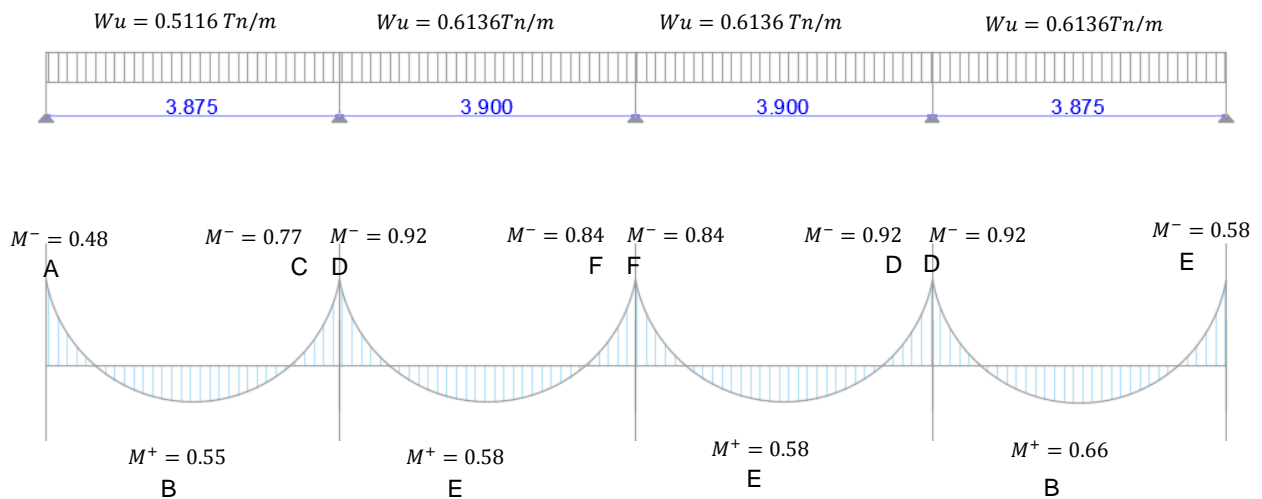


Figura 3.17 - Diagrama de Momentos nominales

- ❖ **Diseño por flexión:** En el diagrama de momentos flectores podemos apreciar que existen 5 secciones críticas que necesitaran ser analizadas (A, B, C, D, E y F), por

lo que con los momentos encontrados en la cara de los apoyos continuaremos a calcular el área de acero requerido por flexión.

Tabla 3.8
Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta estudio

Descripción	Sección					
	A	B	C	D	E	F
b (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
h (cm)	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00
d (cm)	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00
Mu (ton-m)	0.48	0.55	0.77	0.92	0.58	0.84
Ku=Mu/bd ²	16.61	19.03	26.64	31.83	20.07	29.07
ρ	0.45%	0.54%	0.75%	0.92%	0.57%	0.85%
As calc. = ρ bd (cm ²)	0.77	0.92	1.28	1.56	0.97	1.45
As min. = 0.24% bd (cm ²)	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
As máx. = 1.59% bd (cm ²)	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70
N° de varillas	1.00	1.00	1.00	1 1	1.00	1 1
Diámetro	1/2	1/2	1/2	1/2 3/8	1/2	1/2 3/8
As col. (cm ²)	1.27	1.27	1.27	1.98	1.27	1.98
As col. / As cal	166%	138%	99%	127%	131%	137%
As col. / As máx.	47%	47%	47%	73%	47%	35%

Nota: Fuente: Elaboración propia

❖ Diseño por corte

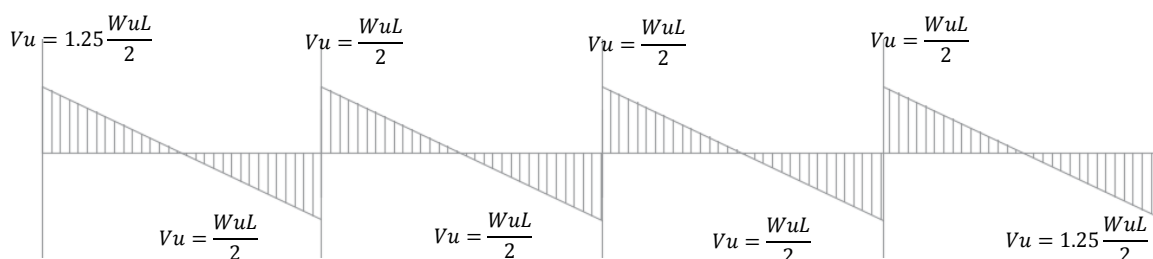


Figura 3.18 - Esfuerzos cortantes según la norma E.060

$$Vu = \frac{WuL}{2}$$

$$Vu = \frac{0.6136 * 3.90}{2} = 1.19tn$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{1.231}{0.85} = 1.44 tn$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.305 ton$$

La resistencia al cortante V_c se incrementa en 10% debido a que las viguetas están casi juntas y se ayudan entre sí.

$$V_c = 1.305 * 1.10 = 1.44 \text{ tn}$$

Por lo tanto es igual a la fuerza V_n que trata de cortar.

❖ **Cálculo de acero de temperatura**

$$A_s = 0.0025 * b * t$$

$$A_s = 0.0025 * 100\text{cm} * 5\text{cm}$$

$$A_s = 1.25\text{cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Ø}1/4 @ 33 \text{ cm.}$$

La máxima separación de varillas es $5t$ o sea 5 veces el espesor de la losa por lo tanto es igual a $5 * 5\text{cm} = 25\text{cm}$.

$\text{Ø}1/4" @ 25\text{cm}$ (acero de temperatura)

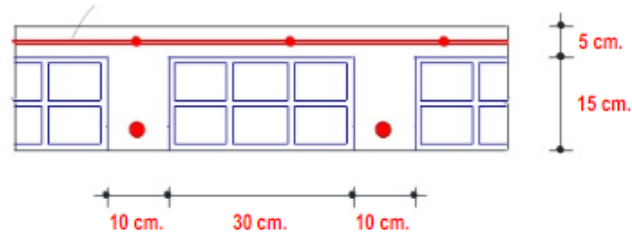


Figura 3.19 - Acero de temperatura en losas

❖ **Distribución de los aceros final de la losa:**

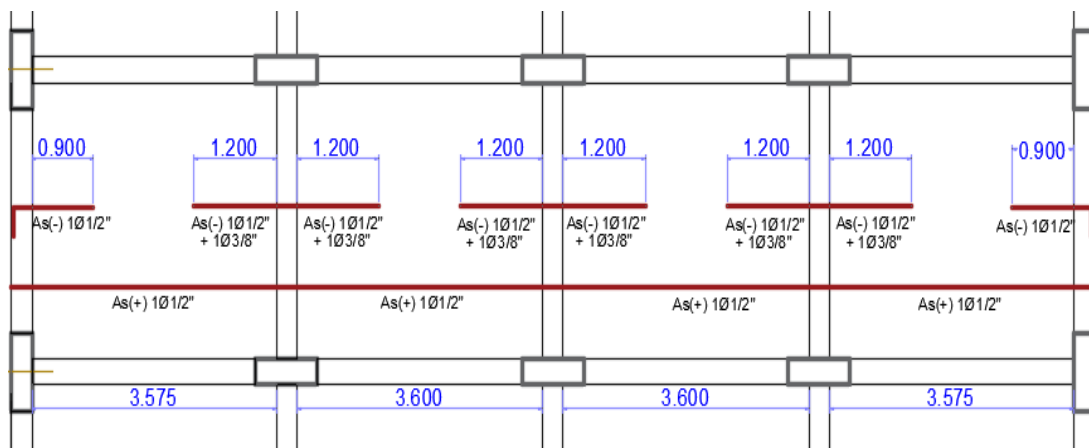


Figura 3.20 - Acero longitudinal en losas

3.8.11.4. Diseño de vigas

Las vigas obedecen dos funciones principales en la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, en tal sentido, forman junto a éstos los pórticos que absorberán las cargas sísmicas y controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. De tal manera, se debe tener especial cuidado en el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica. Por lo tanto, analizaremos el pórtico A del primer nivel con los resultados obtenidos del etabs.



Figura 3.21 - Área de Acero calculado por el etabs para el eje A primer nivel

- ❖ **Diseño por flexión:** Del análisis estructural se obtiene la envolvente de momentos flectores, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en el R.N.E.

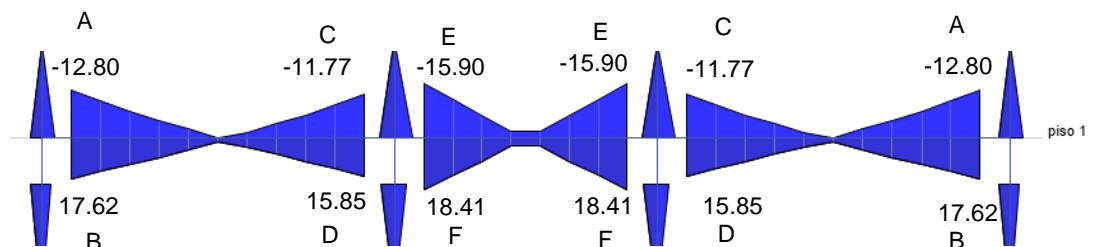


Figura 3.22 - Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede, hallando el parámetro K_u y usando las tablas de diseño para obtener la cuantía:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad K_u \rightarrow \rho \quad A_s = \rho b d$$

Los límites para el área de acero, según lo ya estudiado, son:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{F_c}bd}{f_y} \quad A_{smax} = 0.75\rho_{bal}bd$$

Para $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene:

$$A_{smin} = 0.24\%bd \quad A_{smax} = 1.59\%bd$$

Analizando con los valores máximos, correspondientes a las secciones A, B, C, D, E y F:

Tabla 3.9
Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo

		EJE A y E											
		PRIMER NIVEL											
SECCIÓN		A (-)		B (+)		C (-)		D (+)		E (-)		F (+)	
b (cm)		30.00		30.00		30.00		30.00		30.00		30.00	
h (cm)		60.00		60.00		60.00		60.00		60.00		60.00	
d (cm)		54.00		54.00		54.00		54.00		54.00		54.00	
Mu (ton-m)		12.80		17.62		11.77		15.85		15.90		18.41	
Ku=Mu/bd ²		14.63		20.14		13.45		18.12		18.18		21.04	
ρ		0.40%		0.57%		0.36%		0.51%		0.51%		0.60%	
As calc. = ρ bd (cm ²)		6.48		9.23		5.83		8.26		8.26		9.72	
As min. = 0.24% bd (cm ²)		3.90		3.90		3.90		3.90		3.90		3.90	
As máx. = 1.59% bd (cm ²)		25.76		25.76		25.76		25.76		25.76		25.76	
N° de varillas		3	1	3	2	3	0	3	2	3	0	3	2
Diámetro		5/8	1/2	5/8	5/8	5/8		5/8	5/8	5/8		5/8	5/8
As col. (cm ²)		7.20	ok	9.90	ok	5.94	ok	9.90	ok	5.94	ok	9.90	ok

Nota: Fuente: Elaboración propia

A continuación se observa un esquema con el área de refuerzo calculado por flexión, verificando los requerimientos de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

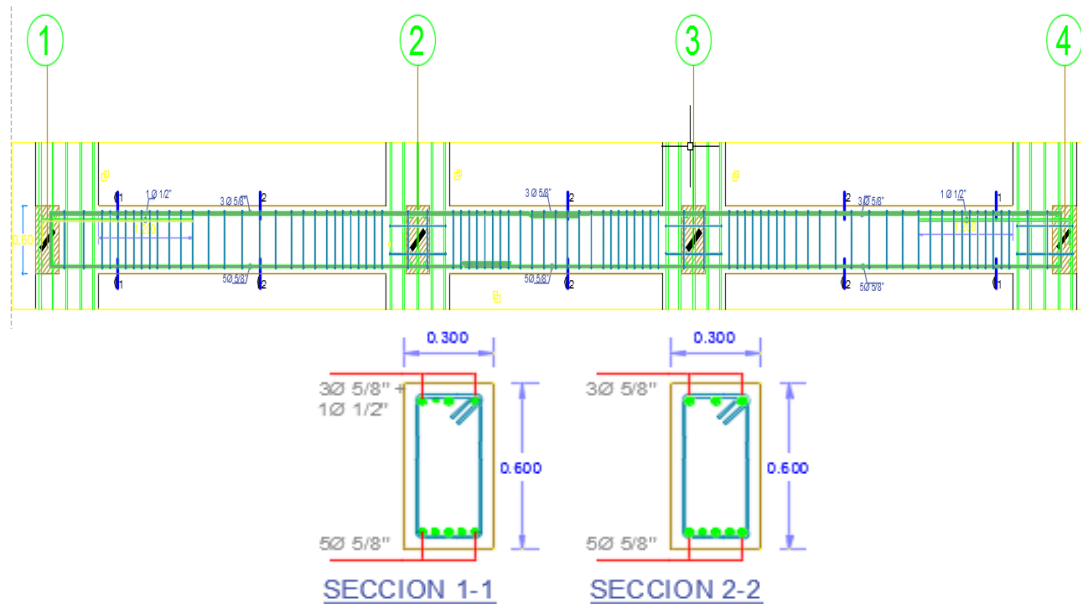


Figura 3.23 - Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.

- ❖ **Diseño por corte:** Se verifica que las cortantes con el sismo amplificado son mayores en alguna medida a las cortantes por capacidad, por lo tanto se usarán estas últimas para el diseño Tenemos:

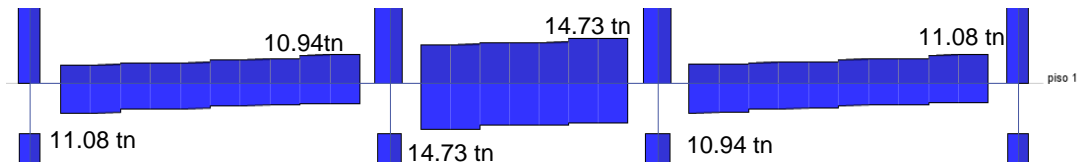


Figura 3.24 - Envoltorio de fuerzas cortantes de las combinaciones empleadas

Hallando el aporte del concreto a la resistencia según la Norma E.060:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}bd = 0.53\sqrt{210} * 30 * 54 = 12.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 10.57 \text{ ton}$$

Donde $\phi = 0.85$ Por lo tanto notamos que:

$$V_u > \phi V_c$$

Cálculo del aporte del refuerzo por corte de la viga.

$$V_s = \frac{Avfyd}{s}$$

Donde A_v es el área de acero por corte entre los límites del espaciamiento s , dada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. Si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas dentro del espaciamiento, por consiguiente el área será igual a dos veces el área de la barra, usada en el estribo. Por lo tanto usaremos barras de 3/8" para los estribos siendo $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$.

En toda sección de la viga se deberá cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante última de diseño, hallada a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos. Si tenemos el valor de V_u para una sección determinada y de V_c que es constante para toda la viga, entonces podemos encontrar el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección, y por consiguiente, el espaciamiento requerido para asegurar dicha resistencia.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{Avfyd}{V_s}$$

❖ Para el primer tramo: $V_s = 2.46 \text{ ton} \rightarrow s = 130.00 \text{ cm}$

- ❖ Para el Segundo tramo: $V_s = 6.76 \text{ ton} \rightarrow s = 47.64 \text{ cm}$
- ❖ Para el tercer tramo: $V_s = 2.46 \text{ ton} \rightarrow s = 130.00 \text{ cm}$

Se observa que los espaciamientos necesitados son muy grandes, en parte se debe a que la sección no está muy sobre-reforzada, se requerirían estribos mínimos. Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se tendrá en cuenta las especificaciones del artículo 21.4.4.4 de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos.

- ❖ Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.20 \text{ m}$
- ❖ El primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo
En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:
 - ❖ $d/4 = 54/4 = 13.50 \text{ cm}$
 - ❖ $10db \text{ (bara longitudinal)} = 10 * 1" * 2.54 = 25.40 \text{ cm} \quad \therefore S_o = 14 \text{ cm}$
 - ❖ $24db \text{ (estribo)} = 24 * 3/8 * 2.54 = 22.86 \text{ cm}$

En el exterior de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será: $d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm}$. Por lo tanto, se elige: 1@5, 7@10, 3@15, resto @20; en cada Tramo.

- ❖ **Control de deflexiones:** Cada tramo de la viga está compuesto con un extremo apoyado y otro extremo continuo. Según la tabla 9.1 de la Norma E.060, para esta condición la viga en cada tramo debe contar con un peralte mínimo de $L_n/18.5$.

Tenemos para cada tramo:

$$h_{min} = \frac{l_{n1}}{18.5} = \frac{3.65}{18.5} = 20 \text{ cm} \quad h_{min} = \frac{l_{n2}}{18.5} = \frac{2.70}{18.5} = 15 \text{ cm}$$

La viga cuenta con $h = 60 \text{ cm}$, por lo tanto, se cumple con los requerimientos de peralte mínimo a menos que se calculen las deflexiones, según la Norma E.060.

3.8.11.5. Diseño de columnas

Para el diseño de ejemplo de columnas se tomará la columna C1 del eje 2, la cual absorbe los mayores esfuerzos internos de sismo. Se presenta el diseño realizado por el software etabs V15 de acuerdo a la norma ACI 318-14 por lo tanto se muestra los resultados de acero.

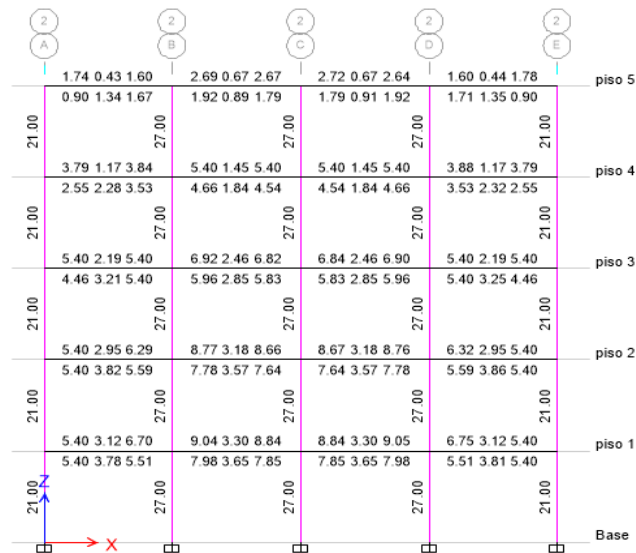


Figura 3.25 - Resultados obtenidos del diseño en el Etabs

❖ Diseño por flexo compresión uniaxial

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

Tabla 3.10

Verificación de derivas para el análisis estático

Nivel	Columna	Caso de combinación de carga	P ton	M2 ton-m	M3 ton-m	
1	C-1	1.4CV+1.7CM	C1	114.30	-0.70	4.82
		1.25(CM+CV)+CSX	C2	83.44	-1.01	-11.19
		1.25(CM+CV)-CSX	C3	83.44	-1.01	-11.19
		1.25(CM+CV)+CSY	C4	83.44	-1.01	-11.19
		1.25(CM+CV)-CSY	C5	93.82	-6.99	-3.99
		0.9CM+CSX	C6	39.04	-0.72	-11.15
		0.9CM-CSX	C7	39.04	-0.72	-11.15
		0.9CM+CSY	C8	49.42	-6.51	-2.09
		0.9CM-CSY	C9	49.42	-6.51	-2.09

Nota: Fuente: Elaboración propia

Calculamos el área de acero mínimo para una sección de 30x90 cm. Tenemos un área total de 2700cm² y considerando una cuantía mínima de 1% obtenemos 27cm². Y una cuantía máxima de 6% es igual a 162cm². Según el RNE E.060. Por lo tanto Se empezará la iteración con 10 barras de ¾" repartida en dos caras, acumulando un área de 29.00 cm² de refuerzo. Tenemos la siguiente sección.

C-1

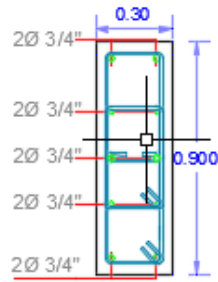


Figura 3.26 - Sección de la columna a diseñar.

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicando los puntos (M_u , P_u), tenemos.

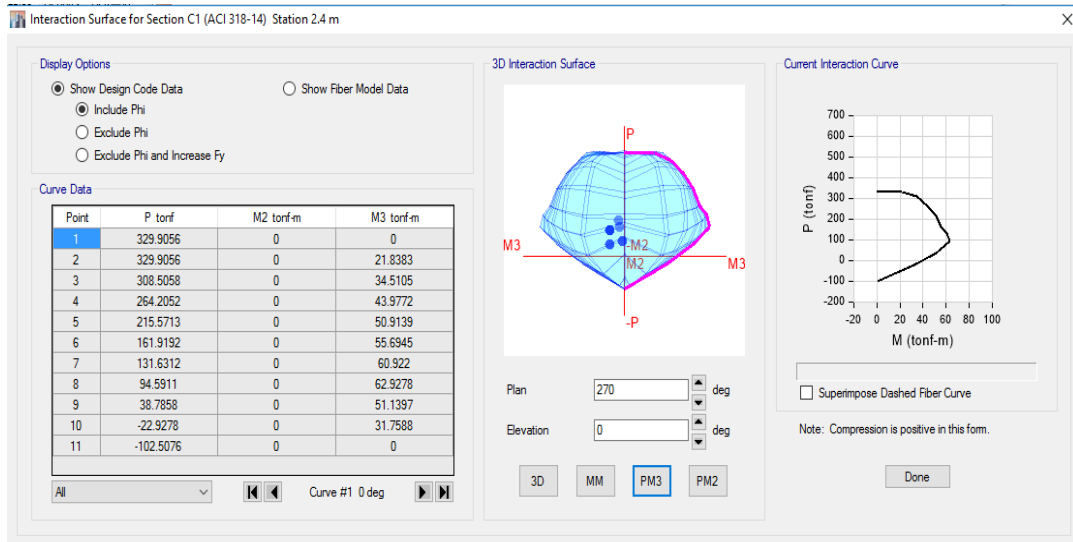


Figura 3.27 - Diagrama de interacción en el etabs.

Diagrama de interacción en eje X-X

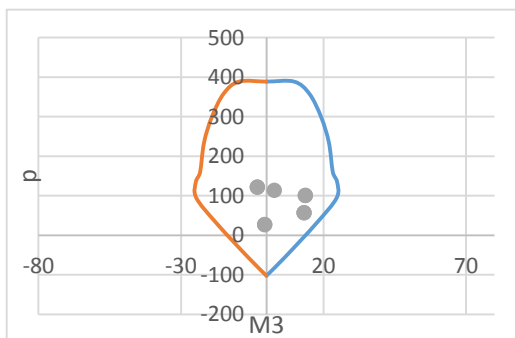


Diagrama de interacción en eje Y-Y

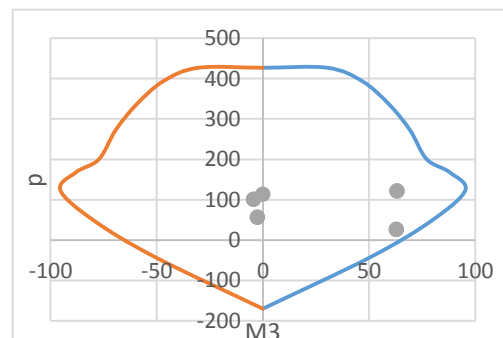


Figura 3.28 - Puntos (M_u , P_u) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.

Observamos que los puntos (M_u , P_u) se encuentra dentro de las curvas de resistencia, con un margen favorable considerando que se tiene una cuantía mínima en la sección.

- ❖ **Diseño por corte:** Calculamos las fuerzas cortantes considerando las capacidades en los nudos de la columna. Tenemos los valores para cada combinación, y para este análisis usaremos la combinación 1.4 (CM)+1.7(CV) en vista que tiene el máximo peso.

Calculando el aporte del concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) b_w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{114.30}{140*30*90}\right) 30 * 84 = 19.36 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 19.36 = 16.46 \text{ tn}$$

La cortante máxima para la combinación analizada V_u se obtiene del análisis realizado en el etabs.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{18.89}{0.85} - 16.46 = 5.76 \text{ tn}$$

$$V_n = V_c + V_s = 19.36 + 5.76 = 25.12 \text{ tn}$$

Separación mínima de estribos.

$$S = \frac{Avf_yd}{V_s} = \frac{1.48 * 4200 * 84}{5760} = 90.56$$

Por fuerza cortante se requiere 90.56 cm de espaciamiento. Considerando lo dispuesto por la Norma E060, la zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor entre:

- ❖ $l_n/6 = 300/6 = 50 \text{ cm.}$
- ❖ $La \text{ mayor dimension} = 90 \text{ cm.} \quad \therefore L_o = 90 \text{ cm}$
- ❖ 50 cm.

El espaciamiento dentro de esta zona de confinamiento no será mayor que:

- ❖ $8db \text{ (Longitudinal } \phi 1") = 8 * 2.54 = 20.32 \text{ cm.}$
- ❖ $La \text{ mitad de la menor dimension: } 30/2 = 15 \text{ cm.} \quad \therefore S_o = 10 \text{ cm}$
- ❖ 10 cm.

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

- ❖ $el \text{ requerido por } V_u = 51.51 \text{ cm.}$
- ❖ $d/2 = 84/2 = 42 \text{ cm.}$
- ❖ $16db = 40.64 \text{ cm.}$
- ❖ $48db \text{ (estribos de } \phi \frac{3}{8}) = 48 * 3/8 * 2.54 = 45.72 \text{ cm} \quad \therefore s = 30 \text{ cm}$
- ❖ $la \text{ menos dimension} = 30.00 \text{ cm.}$
- ❖ 30 cm.

En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:

- ❖ $S_{max} = AvFy/0.2\sqrt{f'c}bw = 2.84 * 4200/0.2 * \sqrt{210} * 90 = 39.60 \text{ cm}$
- ❖ $S_{max} = AvFy/3.5bw = 2.84 * 4200/3.5 * 90 = 37.87 \text{ cm} \quad \therefore S_o = 10 \text{ cm}$
- ❖ 15cm

El diseño final de las columnas será.

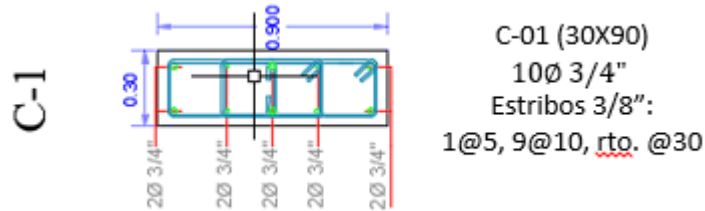


Figura 3.29 - Diseño final de la Columnas C-1

3.8.11.6. Diseño de zapatas aisladas

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la zapata que soporta a la C-1 del eje B. Las dimensiones de la columna son: $L_x = 0.90 \text{ m}$ y $L_y = 0.30 \text{ m}$.

Del análisis estructural se obtienen las siguientes cargas en la base de la columna, todas en condición de servicio.

Tabla 3.11

Datos de diseño para zapata aislada

Carga	P (ton)	M x-x (ton-m)	My-y (ton-m)
CM	59.9019	0.2484	0.1035
CV	19.1866	0.056	0.0038
Sismo en X-X	13.4673	0.3721	30.8628
Sismo en Y-Y	3.0945	7.1731	0.9784

Nota: Fuente: elaboración propia

❖ Dimensionamiento por presión admisible

Hallamos el área requerida, estimando el peso propio de la zapata como el 15% de las cargas de gravedad.

$$Area_{req.} = \frac{1.15(P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}} = \frac{1.15(59.90 + 19.18)}{20.50} = 4.23$$

$$Area_{req.} = \frac{1.15(P_{CM} + P_{CV}) + P_{cs}}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{1.15(59.90 + 19.18) + 13.47}{1.3 * 20.50} = 3.92$$

Se requiere un área de 4.23 m², considerando volados iguales de 75 cm para ambas direcciones, tenemos una zapata de 2.40 X 1.80m, con un área de 4.32m². Se procederá

a verificar los esfuerzos en las esquinas por la acción de los momentos. Considerando un peralte de 60cm, tenemos:

- ❖ Peso propio de la zapata = $4.32 \cdot 0.60 \cdot 2.4 = 6.22$ ton
- ❖ Peso de la columna = $(0.9 \cdot 0.3) \cdot 0.9 \cdot 2.4 = 0.58$ ton
- ❖ Total peso propio + columna = 6.80 ton

El esfuerzo máximo se presentará en las esquinas de la zapata y se calcula mediante la ley de Navier presentada en la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6 \sum Mx - x}{Lx^2 Ly} \pm \frac{6 \sum My - y}{Lx Ly^2}$$

Caso 1: solo cargas de gravedad

- ❖ $R = 59.90 + 19.18 + 6.80 = 85.89$ ton
- ❖ $\sum M_{x-x} = 0.2484 + 0.056 = 0.3044$ ton - m
- ❖ $\sum M_{y-y} = 0$ ton - m

$$\sigma = \frac{85.89}{4.32} \pm \frac{6 * 0.3044}{2.40^2 * 1.80} \pm 0$$

$$\sigma_{max} = 20.06 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm} = 20.50 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_{min} = 19.71 \text{ ton/m}^2 > 0 \quad \text{Cumple}$$

Caso 2: Cargas de gravedad + sismo en X-X

- ❖ $R = 85.89 + 13.46 = 99.35$ ton
- ❖ $\sum M_{x-x} = 0.3044 + 0.3721 = 0.6765$ ton - m
- ❖ $\sum M_{y-y} = 0$ ton - m

$$\sigma = \frac{99.35}{4.32} \pm \frac{6 * 0.67665}{2.40^2 * 1.80} \pm 0$$

$$\sigma_{max} = 23.39 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm} = 26.65 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_{min} = 22.61 \text{ ton/m}^2 > 0 \quad \text{Cumple}$$

Caso 3: Cargas de gravedad + sismo en Y-Y

- ❖ $R = 85.89 + 3.09 = 88.98$ ton
- ❖ $\sum M_{x-x} = 0.3044 + 7.17 = 7.477$ on - m

$$\diamond \sum M_{y-y} = 0.97 \text{ ton} - m$$

$$\sigma = \frac{88.98}{4.32} \pm \frac{6 * 7.477}{2.40^2 * 1.80} \pm \frac{6 * 0.97}{2.40 * 1.80^2}$$

$$\sigma_{max} = 25.68 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm} = 26.65 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_{min} = 15.52 \text{ ton/m}^2 > 0 \quad \text{Cumple}$$

Observamos que para todos los casos se cumple con los límites de presión admisible y de presión mínima, por lo tanto, las dimensiones Lx y Ly son suficientes. La reacción amplificada del suelo será el esfuerzo máximo que se obtiene para el caso 3, amplificado por 1.25.

$$\sigma_u = 1.25 * 25.68 = 32.10 \text{ ton/m}^2$$

❖ Verificación del corte por punzonamiento

El peralte efectivo de la zapata es $d = 50 \text{ cm}$. Calculando la resistencia requerida V_u , tenemos:

$$A_o = (Dx + d)(Dy + d) = (0.90 + 0.5)(0.30 + 0.5) = 1.12 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_o) = 32.10 * (4.32 - 1.12) = 102.72 \text{ ton}$$

Calculando la resistencia de diseño ϕV_c , tenemos:

La resistencia de diseño ϕV_c , será el menor de los siguientes valores:

$$b_o = 2(Dx + Dy + 2d) = 2(0.9 + 0.3 + 2 * 0.5) = 4.40 \text{ m}$$

$$\phi v_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} * b_o d = 0.85 * 0.53 \left(1 + \frac{2}{\frac{90}{30}}\right) \sqrt{210} * 440 * 50 = 239.37 \text{ ton.}$$

$$\phi v_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} * b_o d = 0.85 * 0.27 \left(\frac{40 * 50}{440} + 2\right) \sqrt{210} * 440 * 50 = 478.91 \text{ ton.}$$

$$\phi v_c = \phi 1.06 \sqrt{f'c} * b_o d = 0.85 * 1.06 \sqrt{210} * 440 * 50 = 287.25 \text{ ton.}$$

Considerando el menor valor obtenido, $\phi V_c = 239.37 \text{ ton}$, observamos que $\phi V_c > V_u$. Por lo tanto el peralte de la zapata es correcto.

❖ Verificación del corte por flexión

Calculando la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos

Para la dirección X-X: $Vu = \sigma_u Ly(Lvx - d) = 32.10 * 1.80 * (0.85 - 0.5) = 14.44 \text{ ton}$
 $\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} Ly d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.80 * 50 = 58.76 \text{ on}$
 $\phi Vc > Vu \rightarrow \text{cumple.}$

Para la dirección Y-Y: $Vu = \sigma_u Lx(Lvy - d) = 32.10 * 2.40 * (0.85 - 0.5) = 15.99 \text{ ton}$
 $\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} Lx d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 240 * 50 = 78.34 \text{ ton}$
 $\phi Vc > Vu \rightarrow \text{cumple.}$

Para ambas direcciones deberá cumplir que $\phi Vc > Vu$. Por lo tanto el peralte de la zapata es correcto.

❖ Diseño por flexión

Calculando La resistencia requerida por flexión en cada tenemos:

Para la dirección X-X: $Mu = \sigma_u Lvx^2 Ly / 2 = 32.10 * 0.85^2 * 1.80 / 2 = 13.49 \text{ ton - m}$

Para la dirección Y-Y: $Mu = \sigma_u Lvy^2 Lx / 2 = 32.10 * 0.85^2 * 2.4 / 2 = 17.99 \text{ ton - m}$

Calculando el refuerzo por flexión, tenemos:

Tabla 3.12
Cálculo del refuerzo por flexión para la zapata del ejemplo

Descripción	Dirección X-X	Dirección Y-Y
b (cm)	240.00	180.00
h (cm)	60.00	60.00
d (cm)	50.00	50.00
Mu (ton-m)	13.49	17.99
Ku = Mu/bd ²	2.25	4.00
P	0.04%	0.10%
Ascalc. = ρ bd (cm ²)	4.8	9.0
Asmin. = 0.0018 bd (cm ²)	21.6	16.2

Nota: Fuente: elaboración propia

Para el diseño se toma el As mayor. Considerando barras de 5/8" y para un metro de ancho, tenemos:

Para X: $As = 0.0018bh = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$
 $S = \frac{Ab}{As} = \frac{1.98}{10.8} = 18.3 \text{ cm}$

Para Y: $As = 0.0018bh = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$
 $S = \frac{Ab}{As} = \frac{1.98}{10.8} = 18.3 \text{ cm}$

Se colocara una malla inferior de 5/8" @ 15.00cm. En el eje X y 5/8" @ 15.00cm en el eje Y. El diseño final de la zapata se muestra en la siguiente figura.

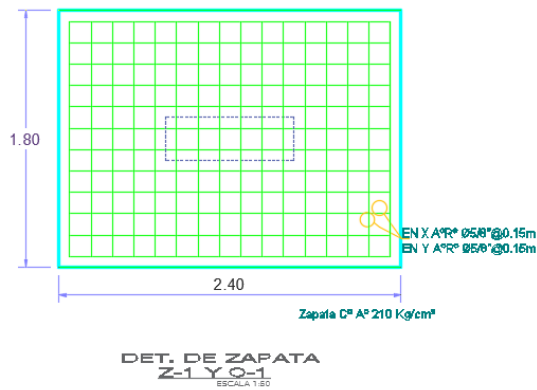


Figura 3.30 - Esquema del diseño final para la zapata aislada del ejemplo

3.9. Análisis y diseño por el sistema de albañilería confinada

3.9.1. Información general

- ❖ Ubicación del edificio: Puno.
- ❖ Uso: edificio administrativo.
- ❖ Sistema de techado: Losa aligerada 20cm.
- ❖ Altura de piso a techo: 3.0 m.

3.9.2. Características de los materiales

- ❖ Concreto:
 - Resistencia nominal a compresión = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
 - Módulo de poisson = 0.20.
- ❖ Albañilería:
 - $f'm: 65 \text{ Kg/cm}^2$.
 - Módulo de poisson = 0.25.
 - Denominación unidad de albañilería: king kong fortaleza 30%.
- ❖ Acero de Refuerzo:
 - Corrugado: grado 60.
 - Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm^2 .

3.9.3. Normatividad

En todo el proceso de análisis y diseño se utilizarán las normas comprendidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.):

- ❖ Metrado de cargas Norma E.020.
- ❖ Diseño sismorresistente Norma E.030.
- ❖ Concreto Armado Norma E.060.
- ❖ Albañilería Norma E.070.

3.9.4. Proyecto arquitectónico

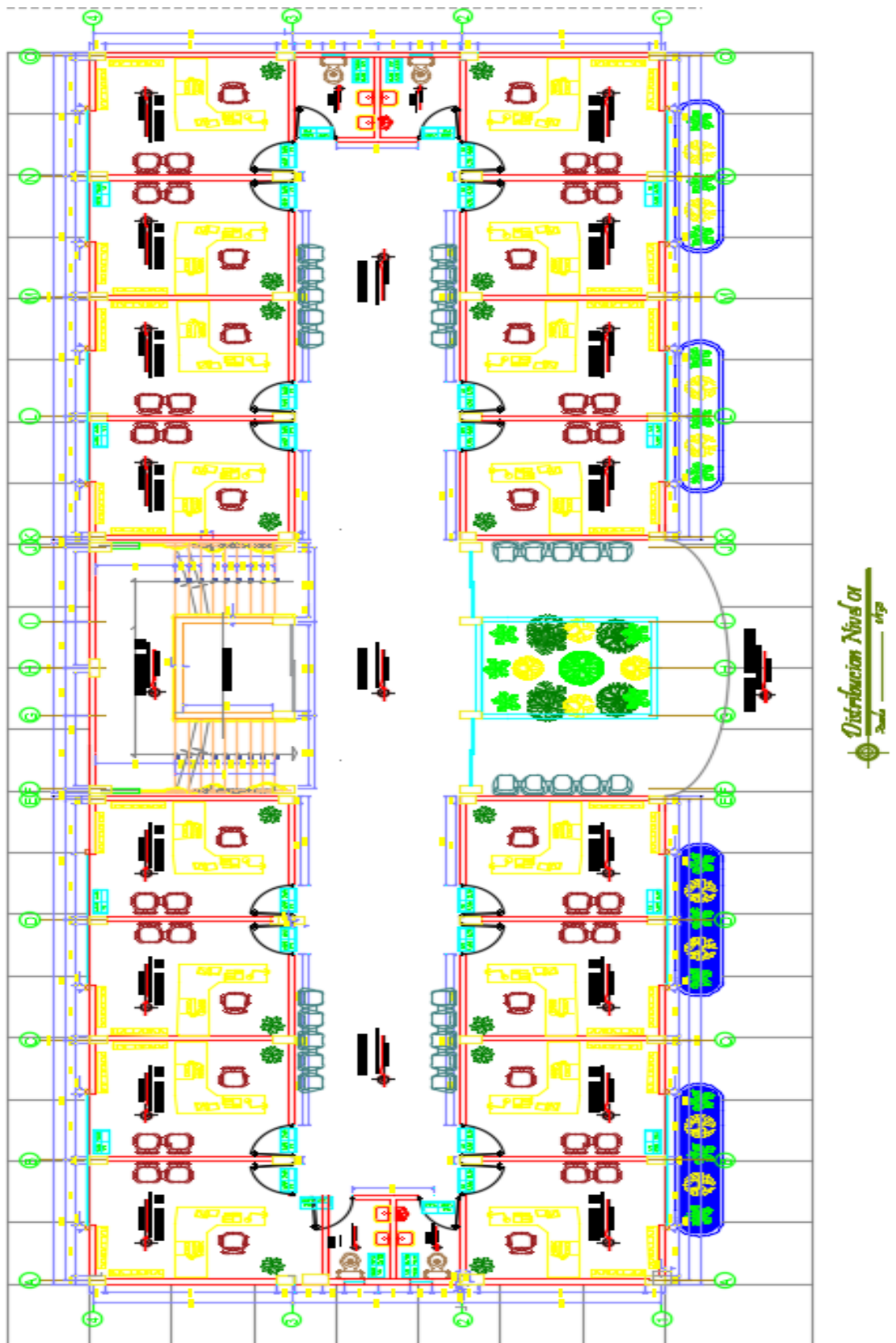


Figura 3.31 - Plano Arquitectónico

3.9.5. Estructuración

Se presenta la propuesta estructural para el sistema de albañilería confinada, se verifica la simetría del edificio la cual se divide en dos bloques A, B y C. y para fines de comparación y propósitos del proyecto se utilizará el bloque A. en vista que el bloque B para ambos sistemas será la misma estructuración.

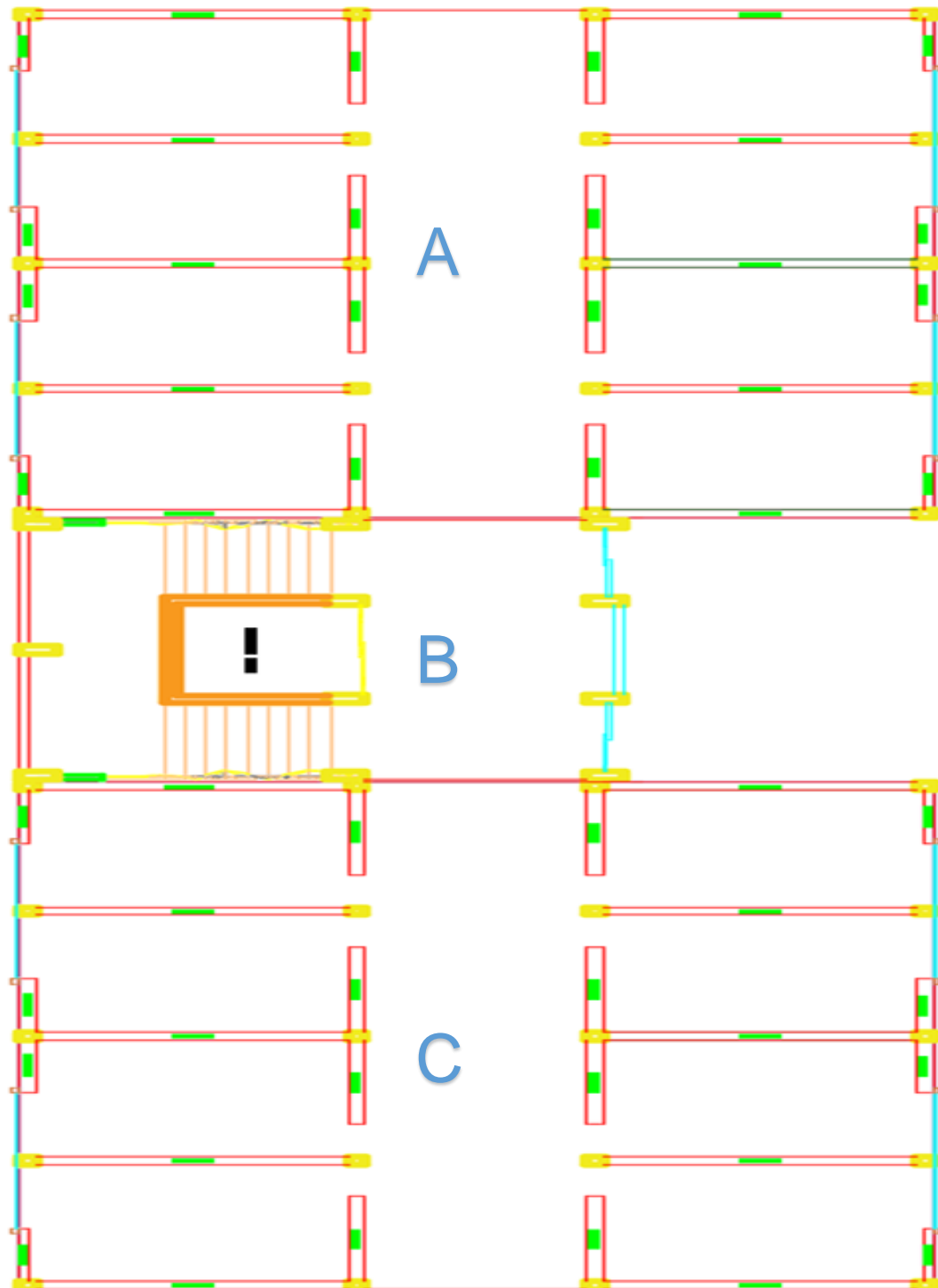


Figura 3.32 – Estructuración en el sistema de albañilería confinada

3.9.6. Pre dimensionamiento de muros portantes

Espesor de muro:

$$t = \frac{h}{20} = \frac{2.80}{20} = 0.14 \text{ m}$$

Se usará el ladrillo de la empresa diamante King Kong Fortaleza 30% de Medidas: 10 x 14 x 24 (cm) clasificado según las Norma E.070 como tipo V.

Densidad de muros:

Área total en planta: 209.21 m²

$$\frac{\text{Area de los muros reforzados}}{\text{Area de planta típica}} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$



Figura 3.33 - Mapa de Zonas Sísmicas

Donde:

Factor de zona 3	Z	=	0.35
Factor de uso o importancia	U	=	1.50
Factor de suelo	S	=	1.15
Número de pisos	N	=	5

$$\frac{\text{Area de los muros reforzados}}{\text{Area de planta típica}} \geq \frac{0.35 * 1.50 * 1.15 * 5}{56} \geq 0.05391$$

Estructuración en Planta, Según E.070.

Tabla 3.13
Densidad de Muros Eje X

Primer nivel			
Descripción.	Long. (m)	Espesor(m)	L*t (m2)
1X	1.90	0.14	0.26600
2X	1.78	0.14	0.24850
3X	1.78	0.14	0.24850
4X	1.90	0.24	0.45600
5X	2.90	0.24	0.69600
6X	2.78	0.15	2.78888
7X	2.78	0.15	2.78888
8X	2.90	0.24	0.69600
9X	2.90	0.24	0.69600
10X	2.78	0.15	2.78888
11X	2.78	0.15	2.78888
12X	2.90	0.24	0.69600
13X	1.90	0.14	0.26600
14X	1.78	0.14	0.24850
15X	1.78	0.14	0.24850
16X	1.90	0.14	0.26600
ZUSN/56 =	0.05391	$\Sigma Lt / Ap =$	0.07737

Nota: Fuente: Elaboración propia

$$0.07737 \geq 0.05391 \text{ Si cumple para la dirección X}$$

Tabla 3.14
Densidad de Muros Eje Y

Primer nivel			
Descripción.	Long. (m)	Espesor(m)	L*t (m2)
1Y	5.00	0.24	1.20000
2Y	5.00	0.24	1.20000
3Y	5.00	0.24	1.20000
4Y	5.00	0.24	1.20000
5Y	5.00	0.24	1.20000
6Y	5.00	0.24	1.20000
7Y	5.00	0.24	1.20000
8Y	5.00	0.24	1.20000
9Y	5.00	0.24	1.20000
10Y	5.00	0.24	1.20000
ZUSN/56 =	0.05391	$\Sigma Lt / Ap =$	0.05736

Nota: Fuente: Elaboración propia

$$0.05736 \geq 0.05391 \text{ Si cumple para la dirección Y}$$

3.9.7. Metrado de cargas para etabs

Datos:

Espesor Losa Aligerada : 20.00 cm
Altura de Tabique entrepiso : 2.80 m
Peso de Piso terminado : 100 kg/m²

- ❖ Peso propio de la losa aligerada 300 kg/m²
- ❖ Para oficinas la carga viva de entrepiso es de 250 kg/m²
- ❖ Para oficinas la carga viva de techo es de 100 kg/m²
- ❖ Para escaleras y corredores en oficinas es de 400 kg/m²
- ❖ También se considerará el peso de parapeto del ultimo nivel




NIVEL TIPICO	
	WD= 300 kg/ m ² WL = 250 kg/ m ²
NIVEL AZOTEA	
	WD= 300 kg/ m ² WL = 100 kg/ m ²
PASILLO	
	WD= 300 kg/ m ² WL = 400 kg/ m ²

Figura 3.34 - Resumen de cargas actuantes en la estructura

Donde:

WD = Carga Muerta

WL = Carga Viva

3.9.8. Modelado en etabs

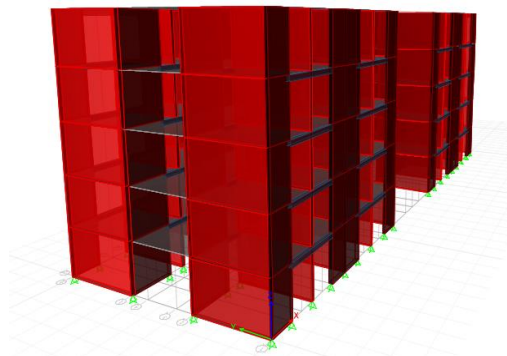


Figura 3.35 - Idealización de la estructura en el Etabs

3.9.9. Análisis estático o de fuerzas equivalentes por la norma E-030

3.9.9.1. Metrado de cargas

Es una edificación de la categoría A, se tomará el 50% de la carga viva. Para los entrepisos y del 25% de la carga viva para el techo. Esto se carga en el etabs en la siguiente opción: Define\Mass Source...\ Modify/Show Mass Source:

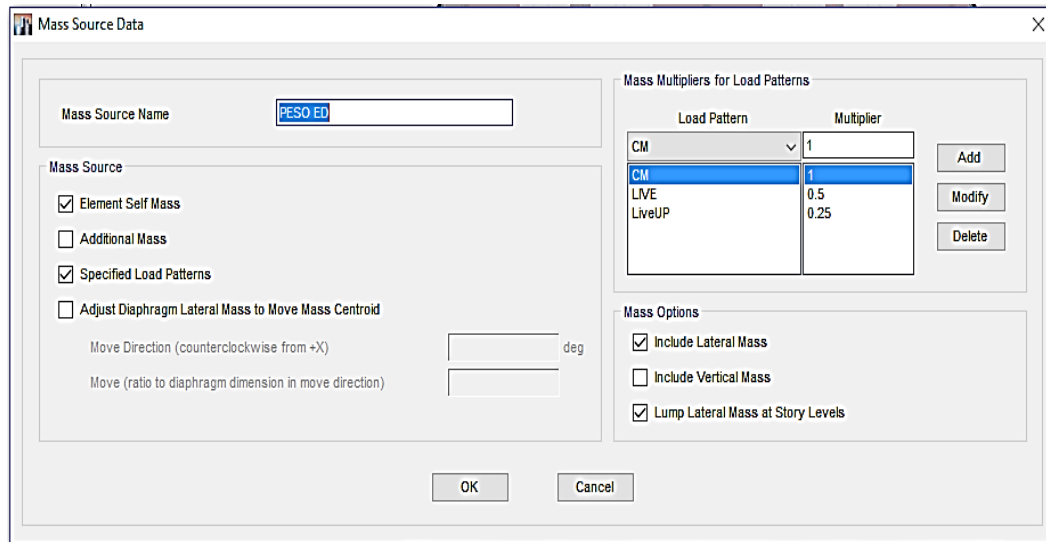


Figura 3.36 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total

3.9.9.2. Irregularidades

Para determinar las irregularidades de la estructura se realizará de acuerdo a la Norma E.030 del RNE. Inicialmente se verificará las irregularidades estructurales en altura tales como:

- ❖ **Irregularidad de masa o peso:** no existe irregularidad en vista de todos los pisos son típicos por lo tanto los pesos son similares para todos los niveles.
- ❖ **Irregularidad de geometría vertical:** no existe irregularidad en vista que la geometría de la estructura es similar para todos los niveles.
- ❖ **Discontinuidad en los sistemas resistentes:** no existe discontinuidad en vista que se usa solo un tipo de sistema estructural.

En seguida se verificará las irregularidades estructurales en planta tales como:

- ❖ **Irregularidad de esquinas entrantes:** no existe irregularidad en vista que no se tiene esquinas entrantes en todos los niveles.

❖ **Discontinuidad del diafragma:** no existe irregularidad en vista que la geometría de la estructura es similar para todos los niveles y no hay se tiene aberturas en las losas de la estructura.

❖ **Sistemas no paralelos:** no existe irregularidad en vista que los elementos estructurales son paralelos en ambos sentidos.

El resto de irregularidades se verificará una vez realizado el análisis estructural por lo tanto el factor de Reducción inicial es.

$$R = 3 * 1 * 1 = 3$$

3.9.9.3. Cálculo del periodo fundamental (T)

Es una estructura que tiene un sistema albañilería confinada para las solicitaciones sísmicas, por lo tanto:

hn: 15.00 m CT: 60 por ser albañilería confinada

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{15}{60} = 0.25$$

3.9.9.4. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

De acuerdo con los parámetros de sitio se tiene:

Para la presente investigación se realizó el estudio de suelos por lo tanto como resultado del tipo de suelo se define el perfil Tipo S2.

Según la tabla 3 de la norma E-030 del RNE para la zona 3 el factor de suelo es de 1.15 y Según la tabla 4 de la norma E-030 del RNE los periodos T_p y T_I para el perfil de suelo S2.

Por lo tanto:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

3.9.9.5. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

De acuerdo con la siguiente formula se tiene:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Donde:

- ❖ Factor de zona: De acuerdo con la tabla N° 1 de la Norma E.030 del RNE para la zona 3 el factor es de 0.35 por lo tanto $Z=0.35$.
- ❖ Factor de importancia o uso: De acuerdo con la tabla N° 5 de la Norma E.030 del RNE la edificación se considera de categoría A por ser un local municipal entonces el factor es de 1.5 por lo tanto $U=1.5$.
- ❖ Factor de suelo: en conformidad al estudio de suelos el tipo de suelo para la edificación son suelos blandos por lo tanto según la tabla N° 3 de la norma E.030 del RNE se clasifica como Tipo S2 entonces el factor de suelo para la zona 3 es de $S=1.15$.
- ❖ Factor de reducción sísmica: en vista que el sistema estructural es de sistema albañilería confinada entonces según la tabla N° 7 de la norma E.030 del RNE el coeficiente básico de reducción $R_0=3.0$. Pero el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 Determinado a partir de la tabla N° 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

R_0 = Coeficiente básico de reducción.

I_a = Factor de irregularidad.

I_p = Factor de irregularidad.

$$R = 3 * 1 * 1 = 3$$

Calculamos la relación C/R:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.833 > 0.125$$

Calculamos el factor de la cortante basal:

$$V = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1.15}{3} * P$$

$$V = 0.503 * P$$

Donde P se obtiene del análisis del software Etabs $P = 1066.9364$ tn.

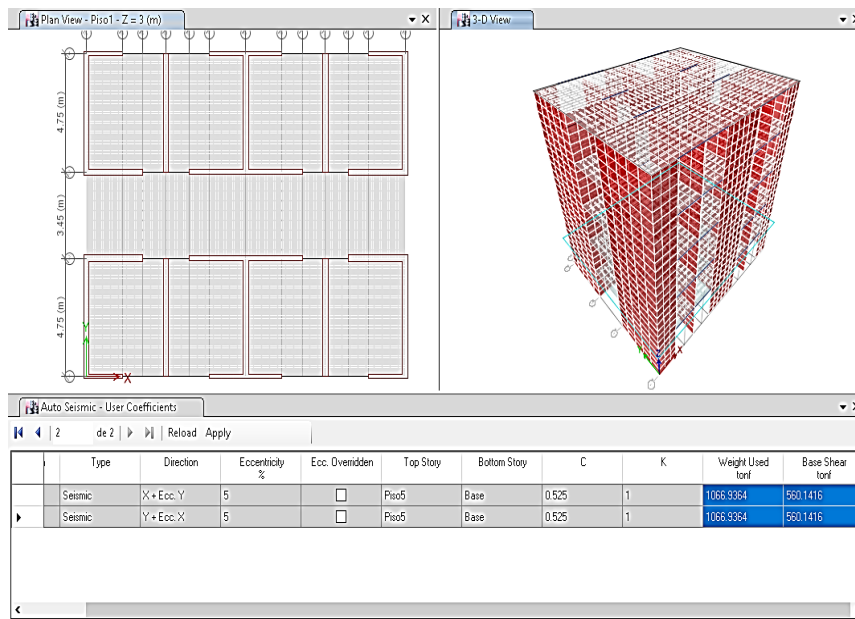


Figura 3.37 - Peso total calculado de la estructura mediante el Etabs.

$$V = 0.525 * 1066.9364$$

$$V = 560.1416 \text{ tn}$$

3.9.9.6. Excentricidad accidental:

Es la excentricidad accidental que representa el 5% de la longitud perpendicular al sentido de la fuerza cortante basal. En el etabs esto y la anterior (Cálculo de la fuerza cortante basal) se ingresa de la siguiente manera: Define\Load Patterns...\.

Como se observa en el programa aparece una ventana aparece se debe agregar un caso de carga por cada sentido de la excentricidad accidental.

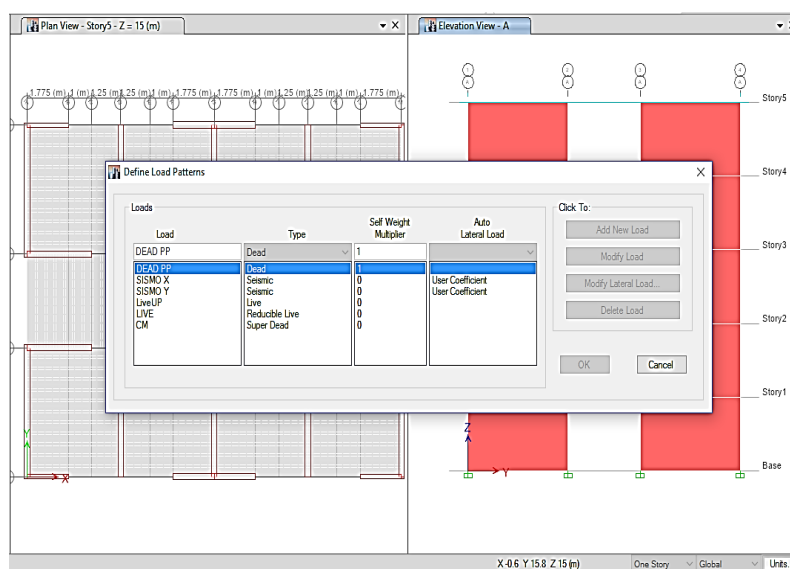


Figura 3.38 - Definición de la excentricidad en cargas sísmicas en el Etabs.

A continuación, hace click en Modify Lateral Load. para configurar con los valores que nos exige la norma.

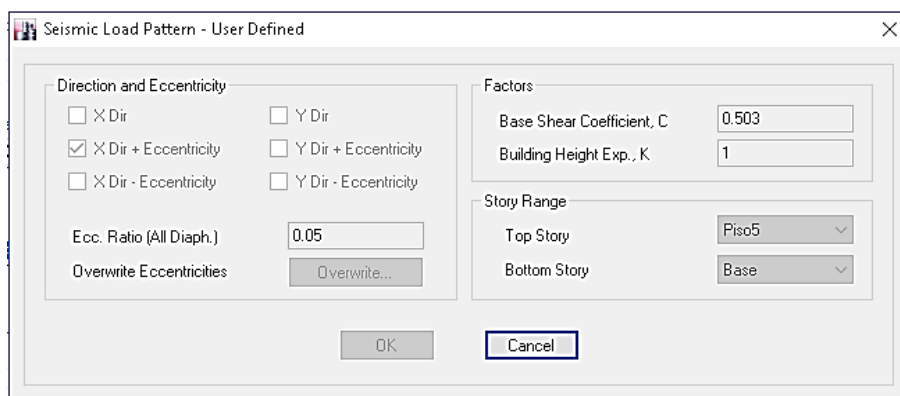


Figura 3.39 - excentricidad Accidental considerada en el Etabs

Como se observa se seleccionó la dirección de análisis X-X con excentricidad positiva y se puso el valor de la excentricidad 5% más el valor de ZUCS/R.

3.9.9.7. Control de desplazamiento lateral (Drift):

Según el análisis se debe ver que los desplazamientos inelásticos no excedan al límite dado en la norma en estructuras regulares.

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.005$$

Factor de reducción (R): 3.00.

Tabla 3.15
Verificación de derivas para el análisis estático

SISMO EN X-X ANÁLISIS ESTÁTICO						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELÁSTICAS	DERIVA (Δ) INELÁSTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	17.410	0.001324	0.00298	0.005	ok
4	12.00	13.438	0.001397	0.00314	0.005	ok
3	9.00	9.248	0.001355	0.00305	0.005	ok
2	6.00	5.184	0.001120	0.00252	0.005	ok
1	3.00	1.825	0.000608	0.00137	0.005	ok
SISMO EN Y-Y ANÁLISIS ESTÁTICO						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELÁSTICAS	DERIVA (Δ) INELÁSTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	18.534	0.0013580	0.00306	0.005	ok
4	12.00	14.460	0.0014553	0.00327	0.005	ok
3	9.00	10.094	0.0014263	0.00321	0.005	ok
2	6.00	5.815	0.0012090	0.00272	0.005	ok
1	3.00	2.188	0.0007293	0.00164	0.005	ok

Nota: Fuente: Elaboración propia

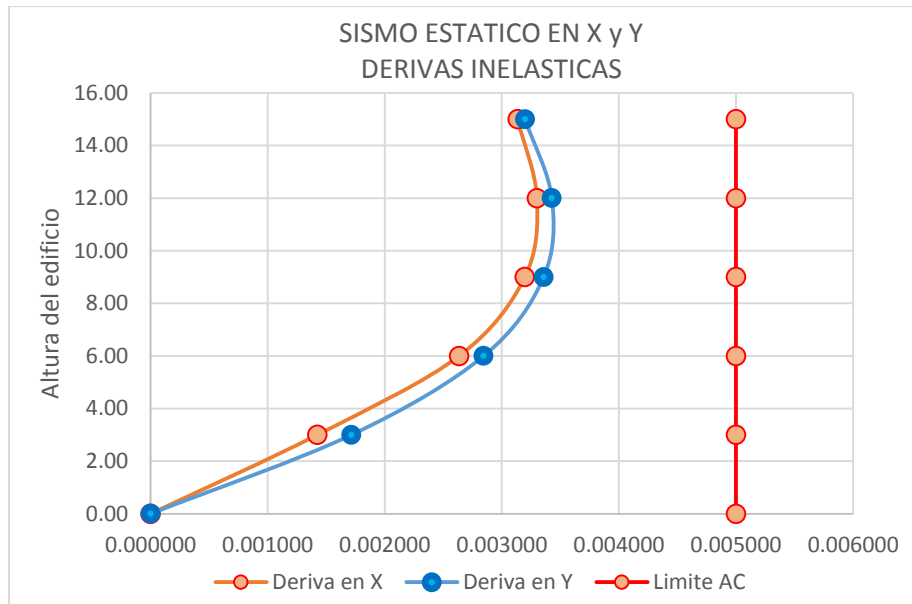


Figura 3.40 - Derivas inelásticas en el eje X y Y (sismo estático)

3.9.10. Análisis dinámico modal espectral por la norma E-030

3.9.10.1. Metrado de cargas:

Es una edificación de la categoría A, se tomará el 50% de la carga viva para los entresijos, y del 25% de la carga viva para el techo. Esto se carga en el etabs en la siguiente opción: Define\Mass Source...\ Modify/Show Mass Source:

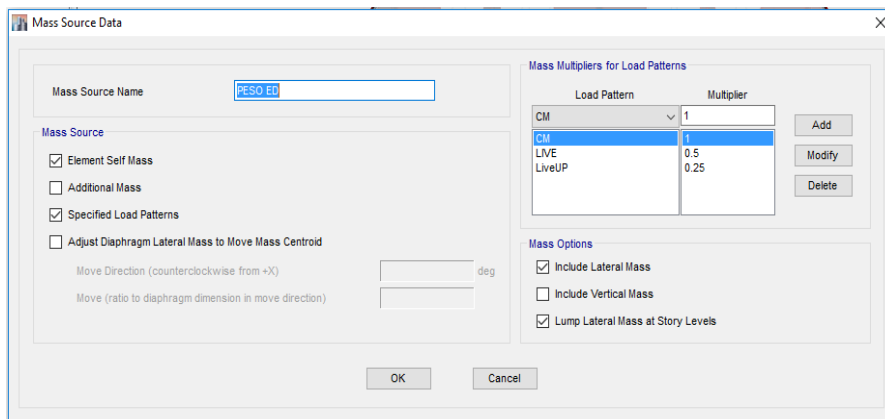


Figura 3.41 - Peso estimado adicionando la carga permanente y total.

3.9.10.2. Irregularidades:

Para el análisis dinámico se verificará las irregularidades faltantes conforme a la norma E.030 del R.N.E.

- ❖ **Irregularidad de Rigidez:** Se realizó la verificación de irregularidad de Rigidez de la estructura en conformidad a la tabla 8 de la norma E.030 del RNE y para ello se verifico con las derivas del análisis estático.

Se puede verificar que la distorsión de entrepiso no es mayor que 1,4 por lo tanto no existe irregularidad de Rigidez.

$$R = R_0 * I_a * I \rightarrow R = 3 * 1.0 * 1.0 = 3$$

3.9.10.3. Excentricidad accidental:

Se tomará en cuenta la excentricidad accidental un 5% de la longitud perpendicular al sentido de la fuerza sísmica.

$$e_x = 0.05(L_y) \text{ y } e_y = 0.05(L_x)$$

3.9.10.4. Espectro de aceleración sísmica:

Es la Tabulación de la relación del periodo del suelo (Tp) con los valores asignados al periodo de la estructura (T).

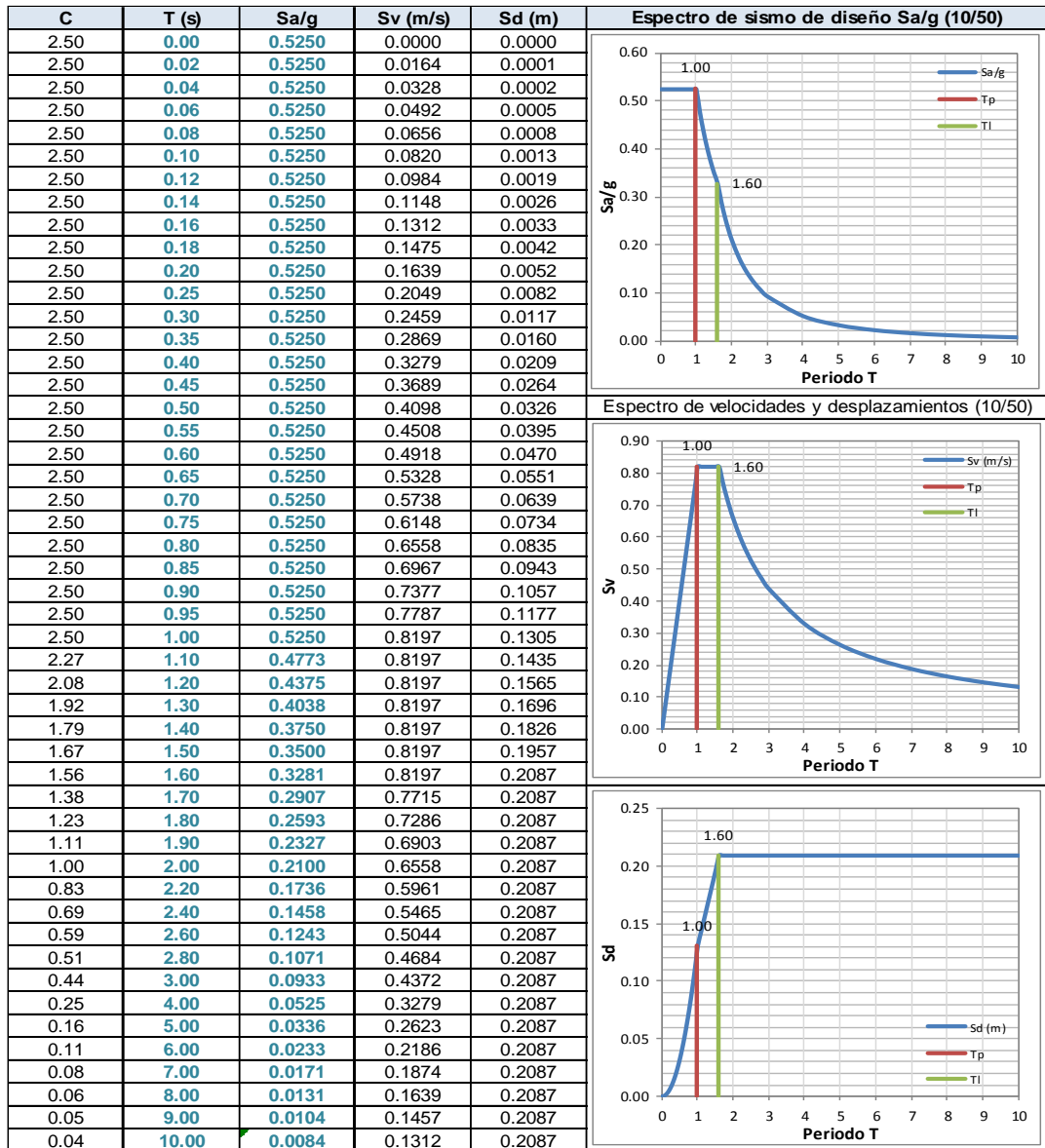


Figura 3.42 - Espectro de Aceleración Sísmica

3.9.10.5. Control de desplazamiento lateral (drift):

Según el análisis se debe ver que los desplazamientos inelásticos no excedan al límite dado en la norma.

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.005$$

Factor de reducción (R): 3.00

La deriva se obtiene ingresando a: Model explorer\ Tables\ Analysis\ Results\ Displacements\ Story drifts, con estos datos se determina las derives inelásticas.

Tabla 3.16

Verificación de Derivas para el análisis Dinámico

SISMO EN X-X ANÁLISIS DINÁMICO						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELÁSTICAS	DERIVA (Δ) INELÁSTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	13.294	0.001028	0.00231375	0.005	ok
4	12.00	10.209	0.001077	0.002424	0.005	ok
3	9.00	6.977	0.001033	0.002325	0.005	ok
2	6.00	3.877	0.000843	0.001896	0.005	ok
1	3.00	1.349	0.000450	0.00101175	0.005	ok
SISMO EN Y-Y ANÁLISIS DINÁMICO						
NIVEL	ALTURA (m)	DES.	DERIVA (Δ) ELÁSTICAS	DERIVA (Δ) INELÁSTICAS	DERIVA (Δ) LIMITE	CHECK
5	15.00	13.596	0.001009	0.002270	0.005	ok
4	12.00	10.57	0.001076	0.002422	0.005	ok
3	9.00	7.341	0.001044	0.002350	0.005	ok
2	6.00	4.208	0.000876	0.001972	0.005	ok
1	3.00	1.579	0.000526	0.001184	0.005	ok

Nota: Fuente: *Elaboración propia*

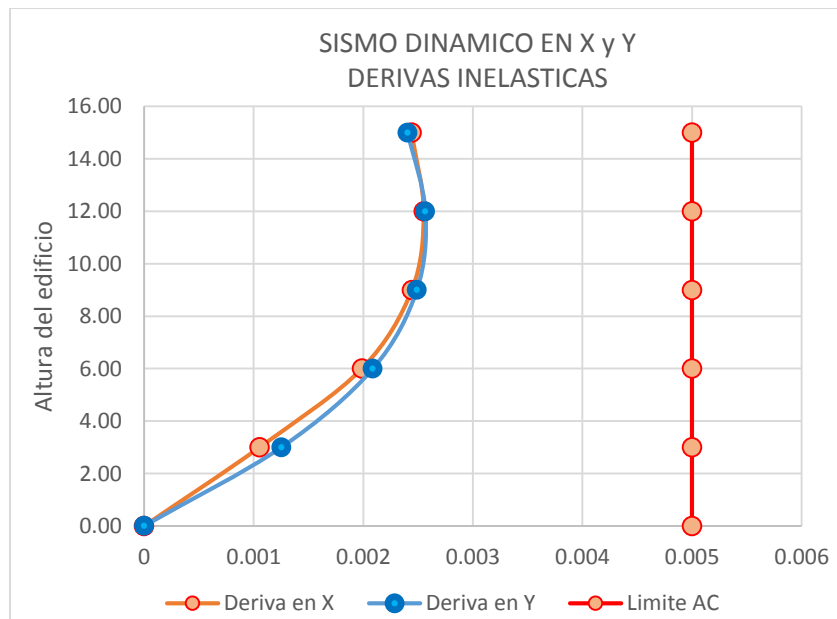


Figura 3.43 - Derivas inelásticas en el eje X y Y (sismo dinámico)

3.9.10.6. Verificación de la fuerza cortante mínima:

Realizando la verificación la relación de las cortantes dinámica y estática es mayor al 80%.

Tabla 3.17
Verificación de cortantes según la E-030

Nivel	Caso de carga	VX tonf	VY tonf	Variación
Piso 1	SX P	560.14	0	80.00%
Piso 1	SY P	0	560.14	
Piso 1	SX DIN Max	449.48	0	81.00%
Piso 1	SY DIN Max	0	453.88	

Nota: Fuente: Elaboración Propia

3.9.11. Diseño de los elementos estructurales

3.9.11.1. Diseño de los elementos estructurales de albañilería confinada.

Para el diseño de los muros y de los elementos de arriostre usaremos las siguientes combinaciones, dentro de las cuales usaremos el factor de reducción sísmica $R=6$ para sino moderado como lo exige la norma E-070.

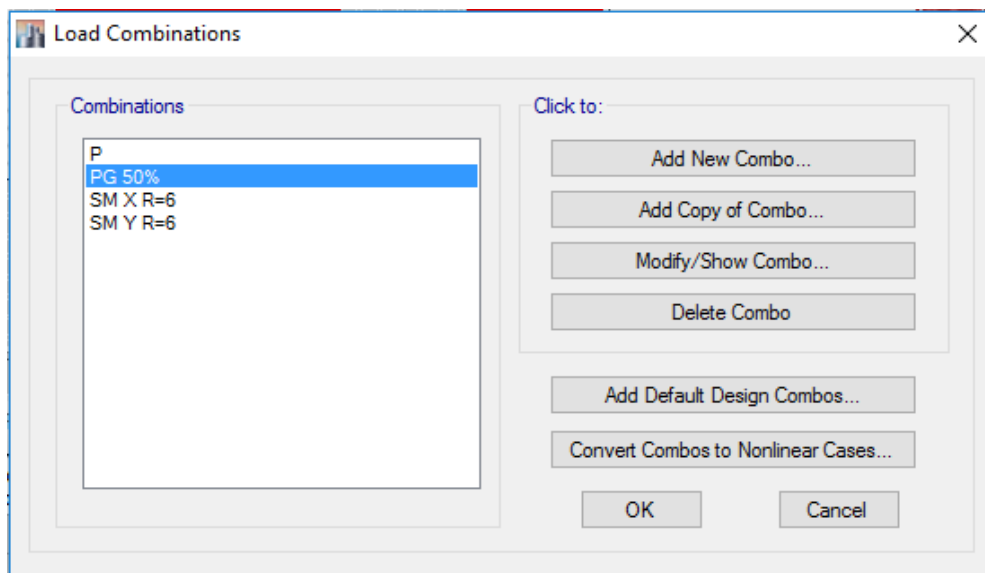


Figura 3.44 - combinaciones de diseño en el Etabs

Ordenando los datos obtenidos del etabs conseguimos la siguiente tabla con los datos que usaran para el diseño.

Tabla 3.18
Datos exportados del Etabs

Análisis de Cargas Verticales								
Muro	L (m)	P=D+L (T)	Pg=D+0. 25L (T)	Ve (T)	Me (T-m)	om (T/m2)	Fa (T/m2)	om < Fa
STORY5 - 1X	1.90	3.264	3.040	0.666	1.382	12.272	87.551	Cumple
STORY5 - 2X	1.78	2.467	2.281	0.890	1.378	9.927	87.551	Cumple
STORY5 - 3X	1.78	2.467	2.281	0.890	1.378	9.927	87.551	Cumple
STORY5 - 4X	1.90	3.264	3.040	0.666	1.382	12.272	87.551	Cumple
STORY5 - 5X	2.90	6.686	6.520	3.842	5.364	9.607	115.556	Cumple
STORY5 - 8X	2.90	6.686	6.520	3.842	5.364	9.607	115.556	Cumple
STORY5 - 9X	2.90	6.686	6.520	3.842	5.364	9.607	115.556	Cumple
STORY5 - 12X	2.90	6.686	6.520	3.842	5.364	9.607	115.556	Cumple
STORY5 - 13X	1.90	3.264	3.040	0.666	1.382	12.272	87.551	Cumple
STORY5 - 14X	1.78	2.467	2.281	0.890	1.378	9.927	87.551	Cumple
STORY5 - 15X	1.78	2.467	2.281	0.890	1.378	9.927	87.551	Cumple
STORY5 - 16X	1.90	3.264	3.040	0.666	1.382	12.272	87.551	Cumple
STORY5 - 1Y	5.00	14.068	13.083	4.300	1.146	11.723	115.556	Cumple
STORY5 - 2Y	5.00	13.248	12.393	3.476	6.067	11.040	115.556	Cumple
STORY5 - 3Y	5.00	6.569	6.300	13.563	3.489	5.474	115.556	Cumple
STORY5 - 4Y	5.00	13.248	12.393	3.476	6.067	11.040	115.556	Cumple
STORY5 - 5Y	5.00	14.068	13.083	4.300	1.146	11.723	115.556	Cumple
STORY5 - 6Y	5.00	14.068	13.083	4.300	1.146	11.723	115.556	Cumple
STORY5 - 7Y	5.00	13.248	12.393	3.476	6.067	11.040	115.556	Cumple
STORY5 - 8Y	5.00	6.569	6.300	13.563	3.489	5.474	115.556	Cumple
STORY5 - 9Y	5.00	13.248	12.393	3.476	6.067	11.040	115.556	Cumple
STORY5 - 10Y	5.00	14.068	13.083	4.300	1.146	11.723	115.556	Cumple
STORY4 - 1X	1.90	6.249	5.717	1.160	1.431	23.492	87.551	Cumple
STORY4 - 2X	1.78	4.620	4.175	1.557	1.479	18.591	87.551	Cumple
STORY4 - 3X	1.78	4.620	4.175	1.557	1.479	18.591	87.551	Cumple
STORY4 - 4X	1.90	6.249	5.717	1.160	1.431	23.492	87.551	Cumple
STORY4 - 5X	2.90	15.038	13.934	5.959	6.148	21.607	115.556	Cumple
STORY4 - 8X	2.90	15.038	13.934	5.959	6.148	21.607	115.556	Cumple
STORY4 - 9X	2.90	15.038	13.934	5.959	6.148	21.607	115.556	Cumple
STORY4 - 12X	2.90	15.038	13.934	5.959	6.148	21.607	115.556	Cumple
STORY4 - 13X	1.90	6.249	5.717	1.160	1.431	23.492	87.551	Cumple
STORY4 - 14X	1.78	4.620	4.175	1.557	1.479	18.591	87.551	Cumple
STORY4 - 15X	1.78	4.620	4.175	1.557	1.479	18.591	87.551	Cumple
STORY4 - 16X	1.90	6.249	5.717	1.160	1.431	23.492	87.551	Cumple
STORY4 - 1Y	5.00	27.975	25.555	11.412	2.395	23.313	115.556	Cumple
STORY4 - 2Y	5.00	26.954	24.442	8.360	8.670	22.461	115.556	Cumple
STORY4 - 3Y	5.00	15.081	13.794	22.699	1.512	12.567	115.556	Cumple
STORY4 - 4Y	5.00	26.954	24.442	8.360	8.670	22.461	115.556	Cumple
STORY4 - 5Y	5.00	27.975	25.555	11.412	2.395	23.313	115.556	Cumple

STORY4 - 6Y	5.00	27.975	25.555	11.412	2.395	23.313	115.556	Cumple
STORY4 - 7Y	5.00	26.954	24.442	8.360	8.670	22.461	115.556	Cumple
STORY4 - 8Y	5.00	15.081	13.794	22.699	1.512	12.567	115.556	Cumple
STORY4 - 9Y	5.00	26.954	24.442	8.360	8.670	22.461	115.556	Cumple
STORY4 - 10Y	5.00	27.975	25.555	11.412	2.395	23.313	115.556	Cumple
STORY3 - 1X	1.90	9.250	8.422	1.437	1.084	34.773	87.551	Cumple
STORY3 - 2X	1.78	6.982	6.273	1.932	1.192	28.098	87.551	Cumple
STORY3 - 3X	1.78	6.982	6.273	1.932	1.192	28.098	87.551	Cumple
STORY3 - 4X	1.90	9.250	8.422	1.437	1.084	34.773	87.551	Cumple
STORY3 - 5X	2.90	23.529	21.466	7.165	4.044	33.806	115.556	Cumple
STORY3 - 8X	2.90	23.529	21.466	7.165	4.044	33.806	115.556	Cumple
STORY3 - 9X	2.90	23.529	21.466	7.165	4.044	33.806	115.556	Cumple
STORY3 - 12X	2.90	23.529	21.466	7.165	4.044	33.806	115.556	Cumple
STORY3 - 13X	1.90	9.250	8.422	1.437	1.084	34.773	87.551	Cumple
STORY3 - 14X	1.78	6.982	6.273	1.932	1.192	28.098	87.551	Cumple
STORY3 - 15X	1.78	6.982	6.273	1.932	1.192	28.098	87.551	Cumple
STORY3 - 16X	1.90	9.250	8.422	1.437	1.084	34.773	87.551	Cumple
STORY3 - 1Y	5.00	41.576	37.755	16.490	10.973	34.646	115.556	Cumple
STORY3 - 2Y	5.00	41.298	37.052	11.291	7.368	34.415	115.556	Cumple
STORY3 - 3Y	5.00	24.019	21.670	28.859	7.927	20.016	115.556	Cumple
STORY3 - 4Y	5.00	41.298	37.052	11.291	7.368	34.415	115.556	Cumple
STORY3 - 5Y	5.00	41.576	37.755	16.490	10.973	34.646	115.556	Cumple
STORY3 - 6Y	5.00	41.576	37.755	16.490	10.973	34.646	115.556	Cumple
STORY3 - 7Y	5.00	41.298	37.052	11.291	7.368	34.415	115.556	Cumple
STORY3 - 8Y	5.00	24.019	21.670	28.859	7.927	20.016	115.556	Cumple
STORY3 - 9Y	5.00	41.298	37.052	11.291	7.368	34.415	115.556	Cumple
STORY3 - 10Y	5.00	41.576	37.755	16.490	10.973	34.646	115.556	Cumple
STORY2 - 1X	1.90	12.113	11.024	1.610	0.467	45.538	87.551	Cumple
STORY2 - 2X	1.78	9.569	8.593	2.196	0.565	38.506	87.551	Cumple
STORY2 - 3X	1.78	9.569	8.593	2.196	0.565	38.506	87.551	Cumple
STORY2 - 4X	1.90	12.113	11.024	1.610	0.467	45.538	87.551	Cumple
STORY2 - 5X	2.90	32.251	29.164	7.710	2.600	46.337	115.556	Cumple
STORY2 - 8X	2.90	32.251	29.164	7.710	2.600	46.337	115.556	Cumple
STORY2 - 9X	2.90	32.251	29.164	7.710	2.600	46.337	115.556	Cumple
STORY2 - 12X	2.90	32.251	29.164	7.710	2.600	46.337	115.556	Cumple
STORY2 - 13X	1.90	12.113	11.024	1.610	0.467	45.538	87.551	Cumple
STORY2 - 14X	1.78	9.569	8.593	2.196	0.565	38.506	87.551	Cumple
STORY2 - 15X	1.78	9.569	8.593	2.196	0.565	38.506	87.551	Cumple
STORY2 - 16X	1.90	12.113	11.024	1.610	0.467	45.538	87.551	Cumple
STORY2 - 1Y	5.00	54.802	49.656	20.347	26.112	45.668	115.556	Cumple
STORY2 - 2Y	5.00	56.723	50.606	13.868	21.183	47.269	115.556	Cumple
STORY2 - 3Y	5.00	33.973	30.457	31.519	19.644	28.311	115.556	Cumple
STORY2 - 4Y	5.00	56.723	50.606	13.868	21.183	47.269	115.556	Cumple
STORY2 - 5Y	5.00	54.802	49.656	20.347	26.112	45.668	115.556	Cumple
STORY2 - 6Y	5.00	54.802	49.656	20.347	26.112	45.668	115.556	Cumple

STORY2 - 7Y	5.00	56.723	50.606	13.868	21.183	47.269	115.556	Cumple
STORY2 - 8Y	5.00	33.973	30.457	31.519	19.644	28.311	115.556	Cumple
STORY2 - 9Y	5.00	56.723	50.606	13.868	21.183	47.269	115.556	Cumple
STORY2 - 10Y	5.00	54.802	49.656	20.347	26.112	45.668	115.556	Cumple
STORY1 - 1X	1.90	14.812	13.513	2.265	1.112	55.684	87.551	Cumple
STORY1 - 2X	1.78	12.158	10.973	2.771	0.972	48.927	87.551	Cumple
STORY1 - 3X	1.78	12.158	10.973	2.771	0.972	48.927	87.551	Cumple
STORY1 - 4X	1.90	14.812	13.513	2.265	1.112	55.684	87.551	Cumple
STORY1 - 5X	2.90	41.650	37.339	8.276	9.202	59.842	115.556	Cumple
STORY1 - 8X	2.90	41.650	37.339	8.276	9.202	59.842	115.556	Cumple
STORY1 - 9X	2.90	41.650	37.339	8.276	9.202	59.842	115.556	Cumple
STORY1 - 12X	2.90	41.650	37.339	8.276	9.202	59.842	115.556	Cumple
STORY1 - 13X	1.90	14.812	13.513	2.265	1.112	55.684	87.551	Cumple
STORY1 - 14X	1.78	12.158	10.973	2.771	0.972	48.927	87.551	Cumple
STORY1 - 15X	1.78	12.158	10.973	2.771	0.972	48.927	87.551	Cumple
STORY1 - 16X	1.90	14.812	13.513	2.265	1.112	55.684	87.551	Cumple
STORY1 - 1Y	5.00	67.022	60.777	22.449	46.547	55.852	115.556	Cumple
STORY1 - 2Y	5.00	73.876	65.665	17.973	46.809	61.563	115.556	Cumple
STORY1 - 3Y	5.00	47.025	41.981	28.130	34.507	39.187	115.556	Cumple
STORY1 - 4Y	5.00	73.876	65.665	17.973	46.809	61.563	115.556	Cumple
STORY1 - 5Y	5.00	67.022	60.777	22.449	46.547	55.852	115.556	Cumple
STORY1 - 6Y	5.00	67.022	60.777	22.449	46.547	55.852	115.556	Cumple
STORY1 - 7Y	5.00	73.876	65.665	17.973	46.809	61.563	115.556	Cumple
STORY1 - 8Y	5.00	47.025	41.981	28.130	34.507	39.187	115.556	Cumple
STORY1 - 9Y	5.00	73.876	65.665	17.973	46.809	61.563	115.556	Cumple
STORY1 - 10Y	5.00	67.022	60.777	22.449	46.547	55.852	115.556	Cumple

Nota: Fuente: elaboración propia

En la siguiente tabla se verificará la fisuración y el agrietamiento de los muros

Tabla 3.19
Análisis de fisuramientos y Agrietamientos en muros

Muro	Análisis de Fisuración en los Muros					Arietamiento			
	Ve (T)	0.55Vm (T)	Factor de Ampl.	Vu (T)	Mu (T-m)	Ve < 0.55Vm	0.05f'm (t/m ²)	Vu > Vm (Ref. H.)	σm > 0.05 f'm
STORY5 - 1X	0.666	5.788	3.000	1.999	4.145	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 2X	0.890	5.797	3.000	2.670	4.133	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 3X	0.890	5.797	3.000	2.670	4.133	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 4X	0.666	5.788	3.000	1.999	4.145	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 5X	3.842	16.252	3.000	11.525	16.093	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 8X	3.842	16.252	3.000	11.525	16.093	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 9X	3.842	16.252	3.000	11.525	16.093	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 12X	3.842	16.252	3.000	11.525	16.093	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 13X	0.666	5.788	3.000	1.999	4.145	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.

STORY5 - 14X	0.890	5.797	3.000	2.670	4.133	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 15X	0.890	5.797	3.000	2.670	4.133	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 16X	0.666	5.788	3.000	1.999	4.145	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 1Y	4.300	28.253	3.000	12.901	3.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 2Y	3.476	28.166	3.000	10.427	18.201	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 3Y	13.563	27.395	3.000	40.689	10.468	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 4Y	3.476	28.166	3.000	10.427	18.201	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 5Y	4.300	28.253	3.000	12.901	3.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 6Y	4.300	28.253	3.000	12.901	3.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 7Y	3.476	28.166	3.000	10.427	18.201	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 8Y	13.563	27.395	3.000	40.689	10.468	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 9Y	3.476	28.166	3.000	10.427	18.201	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY5 - 10Y	4.300	28.253	3.000	12.901	3.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 1X	1.160	6.619	3.000	3.481	4.292	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 2X	1.557	6.036	3.000	4.672	4.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 3X	1.557	6.036	3.000	4.672	4.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 4X	1.160	6.619	3.000	3.481	4.292	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 5X	5.959	17.190	3.000	17.877	18.443	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 8X	5.959	17.190	3.000	17.877	18.443	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 9X	5.959	17.190	3.000	17.877	18.443	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 12X	5.959	17.190	3.000	17.877	18.443	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 13X	1.160	6.619	3.000	3.481	4.292	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 14X	1.557	6.036	3.000	4.672	4.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 15X	1.557	6.036	3.000	4.672	4.437	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 16X	1.160	6.619	3.000	3.481	4.292	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 1Y	11.412	29.831	3.000	34.235	7.185	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 2Y	8.360	29.690	3.000	25.079	26.011	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 3Y	22.699	28.343	2.270	51.533	3.432	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 4Y	8.360	29.690	3.000	25.079	26.011	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 5Y	11.412	29.831	3.000	34.235	7.185	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 6Y	11.412	29.831	3.000	34.235	7.185	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 7Y	8.360	29.690	3.000	25.079	26.011	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 8Y	22.699	28.343	2.270	51.533	3.432	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 9Y	8.360	29.690	3.000	25.079	26.011	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY4 - 10Y	11.412	29.831	3.000	34.235	7.185	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY3 - 1X	1.437	6.961	3.000	4.310	3.252	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 2X	1.932	6.301	3.000	5.795	3.577	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY3 - 3X	1.932	6.301	3.000	5.795	3.577	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY3 - 4X	1.437	6.961	3.000	4.310	3.252	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 5X	7.165	18.142	3.000	21.496	12.133	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 8X	7.165	18.142	3.000	21.496	12.133	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 9X	7.165	18.142	3.000	21.496	12.133	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 12X	7.165	18.142	3.000	21.496	12.133	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 13X	1.437	6.961	3.000	4.310	3.252	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 14X	1.932	6.301	3.000	5.795	3.577	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.

STORY3 - 15X	1.932	6.301	3.000	5.795	3.577	Cumple	32.50	No agriet.	No agriet.
STORY3 - 16X	1.437	6.961	3.000	4.310	3.252	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 1Y	16.490	31.374	3.000	49.469	32.918	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 2Y	11.291	31.285	3.000	33.872	22.103	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 3Y	28.859	29.339	2.000	57.717	15.853	Cumple	32.50	Agrietado	No agriet.
STORY3 - 4Y	11.291	31.285	3.000	33.872	22.103	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 5Y	16.490	31.374	3.000	49.469	32.918	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 6Y	16.490	31.374	3.000	49.469	32.918	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 7Y	11.291	31.285	3.000	33.872	22.103	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 8Y	28.859	29.339	2.000	57.717	15.853	Cumple	32.50	Agrietado	No agriet.
STORY3 - 9Y	11.291	31.285	3.000	33.872	22.103	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY3 - 10Y	16.490	31.374	3.000	49.469	32.918	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 1X	1.610	7.290	3.000	4.829	1.402	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 2X	2.196	6.595	3.000	6.589	1.696	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 3X	2.196	6.595	3.000	6.589	1.696	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 4X	1.610	7.290	3.000	4.829	1.402	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 5X	7.710	19.116	3.000	23.131	7.799	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 8X	7.710	19.116	3.000	23.131	7.799	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 9X	7.710	19.116	3.000	23.131	7.799	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 12X	7.710	19.116	3.000	23.131	7.799	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 13X	1.610	7.290	3.000	4.829	1.402	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 14X	2.196	6.595	3.000	6.589	1.696	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 15X	2.196	6.595	3.000	6.589	1.696	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 16X	1.610	7.290	3.000	4.829	1.402	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 1Y	20.347	32.879	2.938	59.781	76.719	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 2Y	13.868	33.000	3.000	41.603	63.548	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 3Y	30.519	31.451	2.000	63.038	39.288	Cumple	32.50	Agrietado	No agriet.
STORY2 - 4Y	13.868	33.000	3.000	41.603	63.548	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 5Y	20.347	32.879	2.938	59.781	76.719	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 6Y	20.347	32.879	2.938	59.781	76.719	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 7Y	13.868	33.000	3.000	41.603	63.548	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 8Y	30.519	31.451	2.000	63.038	39.288	Cumple	32.50	Agrietado	No agriet.
STORY2 - 9Y	13.868	33.000	3.000	41.603	63.548	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY2 - 10Y	20.347	32.879	2.938	59.781	76.719	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 1X	2.265	7.605	3.000	6.795	3.335	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 2X	2.771	6.896	3.000	8.312	2.916	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 3X	2.771	6.896	3.000	8.312	2.916	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 4X	2.265	7.605	3.000	6.795	3.335	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 5X	8.276	20.150	3.000	24.828	27.605	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 8X	8.276	20.150	3.000	24.828	27.605	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 9X	8.276	20.150	3.000	24.828	27.605	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 12X	8.276	20.150	3.000	24.828	27.605	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 13X	2.265	7.605	3.000	6.795	3.335	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 14X	2.771	6.896	3.000	8.312	2.916	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 15X	2.771	6.896	3.000	8.312	2.916	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado

STORY1 - 16X	2.265	7.605	3.000	6.795	3.335	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 1Y	22.449	34.286	2.777	62.339	129.257	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 2Y	17.973	34.905	3.000	53.918	140.428	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 3Y	28.130	31.909	2.062	58.016	71.166	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 4Y	17.973	34.905	3.000	53.918	140.428	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 5Y	22.449	34.286	2.777	62.339	129.257	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 6Y	22.449	34.286	2.777	62.339	129.257	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 7Y	17.973	34.905	3.000	53.918	140.428	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 8Y	28.130	31.909	2.062	58.016	71.166	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 9Y	17.973	34.905	3.000	53.918	140.428	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado
STORY1 - 10Y	22.449	34.286	2.777	62.339	129.257	Cumple	32.50	No agriet.	Agrietado

Nota: Fuente: elaboración propia

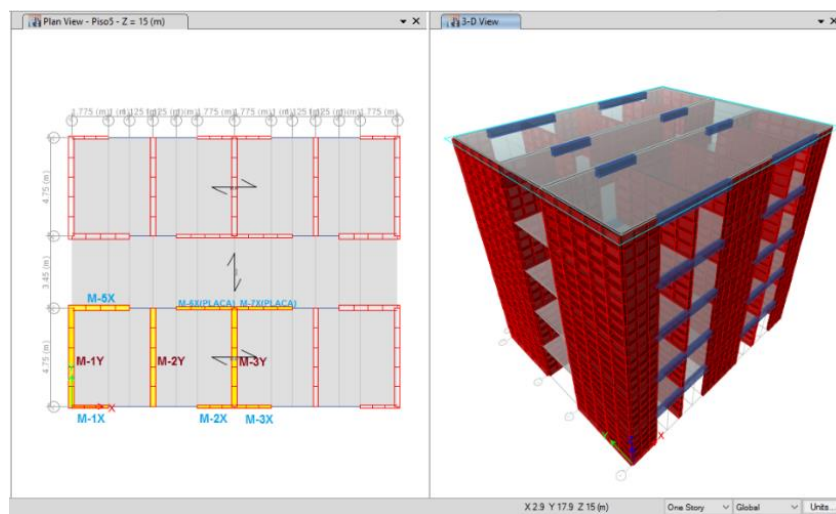


Figura 3.45 - Vista en Planta de los Muros Típicos

Se diseñará los muros enmarcados de color amarillo en la imagen ya que los demás muros son similares a estos, los muros diseñados estarán en el primer nivel se ara diseño de elementos de albañilería confinada según la norma E-070 del muro M-2Y en el eje Y para esto se realizará los siguientes procedimientos.

❖ Características del muro

Nombre del muro: M-2Y
 Resistencia $f'm$: 65 kg/cm²
 Longitud muro (l): 5 m
 Ubicación muro: primer piso
 Espesor muro (t): 24 cm

❖ **Cargas y combinaciones de diseño**

Combinación / Carga	Pm = D+L (Tn)	Pg = D+0.25L (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn-m)	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)
Valor (Tn)	73.876	65.665	17.973	46.809	53.918	140.428

Donde:

- P = Carga de servicio (100% de la carga).
- Ve = Fuerza cortante producida por sismo moderado.
- Vu = Fuerza cortante producida por sismo severo.
- Pg = Carga de servicio (más sobrecarga reducida).
- Me = Momento flector en el muro generado por sismo.

❖ **Análisis de esfuerzos por cargas verticales**

$$\sigma_m = \frac{pm}{Lt} \leq \frac{0.2 * f'm \left(1 - \left(\frac{h}{35l}\right)^2\right)}{Fa} \leq 0.15 * f'm$$

Donde “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería (f'm), aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial “Pm”.

Esfuerzo Axial:

$$\sigma_m = 61.563 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo Admisible Carga Vertical:

$$Fa = 155.556 \text{ Tn/m}^2$$

Esfuerzo Límite.

$$0.15 f'm = 97.500 \text{ Tn/m}^2$$

❖ **Análisis de cortante y momento ultimo**

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{Ve * L}{Me} \leq 1$$

$$Vm = 0.5 vm * \alpha * t * L + 0.23 * Pg$$

Dónde:

Vm = Fuerza cortante asociada al agrietamiento

Factores que se calcula solamente en el primer piso: Vm1; Ve1

$$\begin{aligned}
 A &= 1.00 \\
 V_m &= 63.477 \text{ Tn} \\
 V_{m1} &= 63.477 \text{ Tn} \\
 V_{e1} &= 17.973 \text{ Tn}
 \end{aligned}$$

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

$$V_{m1}/V_{e1} = 3.00$$

$$V_{ui} = V_{ei} * \frac{V_{ml}}{V_{el}}$$

$$V_u = 53.918 \text{ Tn}$$

$$M_{ui} = M_{ei} * \frac{V_{ml}}{V_{el}}$$

$$M_u = 140.428 \text{ Tn-m}$$

❖ Control de la fisuración en los muros de albañilería

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

$$V_e = 17.973 \text{ Tn} \leq 0.55 V_m = 34.912 \text{ Tn}$$

El muro no presenta fisuramiento.

❖ Adición de refuerzo horizontal por agrietamiento de los muros

$$V_u = V_m$$

$$V_u = 53.918 \text{ Tn} > V_m = 63.447 \text{ Tn} \text{ (muro no agrietado)}$$

$$\sigma = \frac{P_m}{t * L} \leq 0.05 f'_m$$

$$\sigma_m = 61.563 \text{ Tn/m}^2 > 0.05 f'_m = 32.50 \text{ (muro agrietado)}$$

La cuantía mínima en los muros es:

$$p = \frac{A_s}{s * t} \geq 0.001$$

Distribución de acero horizontal:

$$0.5 \text{ cm}^2 = 1\emptyset \# 8\text{mm} @ 0.20\text{m} \text{ (S)}$$

La cuantía horizontal en el muro: 0.00104

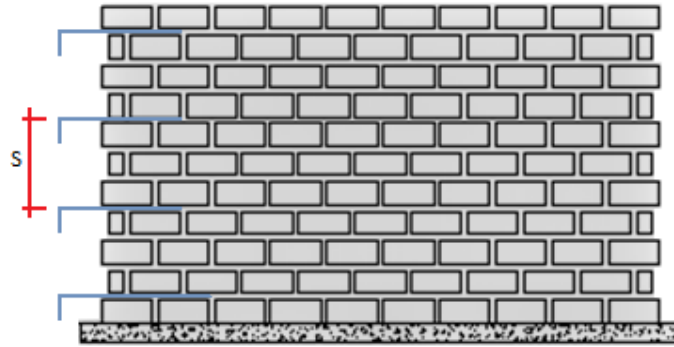


Figura 3.46 - Refuerzo en muros de albañilería

❖ **Variables para el diseño de columnas en los muros de albañilería**

Carga de servicio: $P_g = 65.665 \text{ Tn}$

Corte por fisuramientos: $V_m = 63.477 \text{ Tn}$

Momento ultimo: $M_u = 140.428 \text{ Tn}\cdot\text{m}$

Longitud total del muro: $L = 5.000 \text{ m}$

3.9.11.2. Diseño de las Columnas de Confinamiento en los muros de albañilería

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Figura 3.47 - Formulas para el diseño de columnas

a. Fuerza cortante en las columnas de confinamiento:

Columna Extremas: $V_c = 31.738 \text{ Tn}$.

b. Fuerzas de tracción en las columnas de confinamiento:

Columna Extremas: $T1 = -22.520 \text{ Tn}$.

$T2 = -40.989 \text{ Tn}$.

c. Fuerzas de bompresión en las columnas de confinamiento:

Columna Extremas: $C1 = 43.145 \text{ Tn}$.

$C2 = 43.145 \text{ Tn}$.

❖ **Diseño de la columna en los muros de albañilería**

a. Área de acero vertical requerida:

Dimensiones mínimas de las columnas:

$$A_g = 24 \times 40 = 960 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 4.8 \text{ cm}^2 \quad A_{sd} = 4.8 \text{ cm}^2$$

Distribución de la armadura vertical en la columna:

$$4 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm} + 2 \emptyset 12 \text{ mm. } A_s = 4.58 \text{ cm}^2$$

b. Área del núcleo de concreto de la columna de confinamiento

Diseño por Compresión:

$$A_n = A_s + \frac{C}{\frac{\emptyset - A_s * f_y}{0.85 \sigma * f'_c}}$$

Diseño por Compresión:

$$\text{Columna extrema: } A_n = 889.03 \text{ cm}^2$$

c. Área de la columna de confinamiento

Diseño por Corte-Fricción:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 * f'_c * \emptyset} \geq A_c \geq 15t(\text{cm}^2)$$

Área mínima de columna por espesor del muro:

$$15t = 360 \text{ cm}^2$$

Diseño por Corte - Fricción:

$$\text{Columna extrema: } A_n = 889.03 \quad \text{cm}^2$$

d. Dimensiones finales de la columna de confinamiento

Columna extrema:

$$\text{Área de columna: } A_c = 40 \times 24 \text{ cm}$$

$$A_c = 960.00 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo: } A_{s\text{min}} = 0.1f'_c A_c / f_y$$

$$A_{s\text{min}} = 4.80 \text{ cm}^2$$

e. Cantidad y espaciamiento del refuerzo transversal en las columnas de confinamiento

El espaciamiento de los estribos o zunchos se tomará como el menor de las 4 condiciones siguientes:

$$s_1 = \frac{A_y * f_y}{0.3t_n * f_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)} = 5.67 \text{ cm}$$

$$s_2 = \frac{A_y * f_y}{0.12t_n * f_c} = 4.83 \text{ cm}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} = 8.88 \text{ cm}$$

$$s_4 = 10 \text{ cm}$$

Diámetro de los estribos: \varnothing 6mm

Espesor de núcleo: $t_n = 20.00 \text{ cm}$.

Peralte columna: $d = 37.50 \text{ cm}$.

f. Detalle final de la distribución de los estribos:

Espaciamiento de los estribos:

1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0.25 m

3.9.11.3. Diseño de la viga solera en los muros de albañilería

❖ **Determinación del acero longitudinal de la viga solera**

$$T_s = V_{ml} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c' A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

$\phi = 0.9$

$A_{cs} = \text{área de la sección transversal de la solera}$

Ts=	31.74		Tn
As=	8.40		cm ²
Amín=	2.40		cm ²

Área transversal de la viga solera:

$$24 \times 20 = 480 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero longitudinal en la viga solera:

6 \varnothing 1/2" As= 7.62 cm²

❖ **Definición de los estribos en la viga solera**

Espaciamiento de los estribos:

1 @ 0.05 4 @ 0.10 Rto. @ 0.25 m

3.9.11.4. Diseño de cimientos corridos.

❖ Pre dimensionamiento de cimientos corridos

Para el Pre dimensionamiento de los cimientos corridos usaremos las cargas vivas y muertas (PL, PD) transfieren los muros a la base, esos datos serán tomados del Etabs como se muestra en las siguientes figuras.

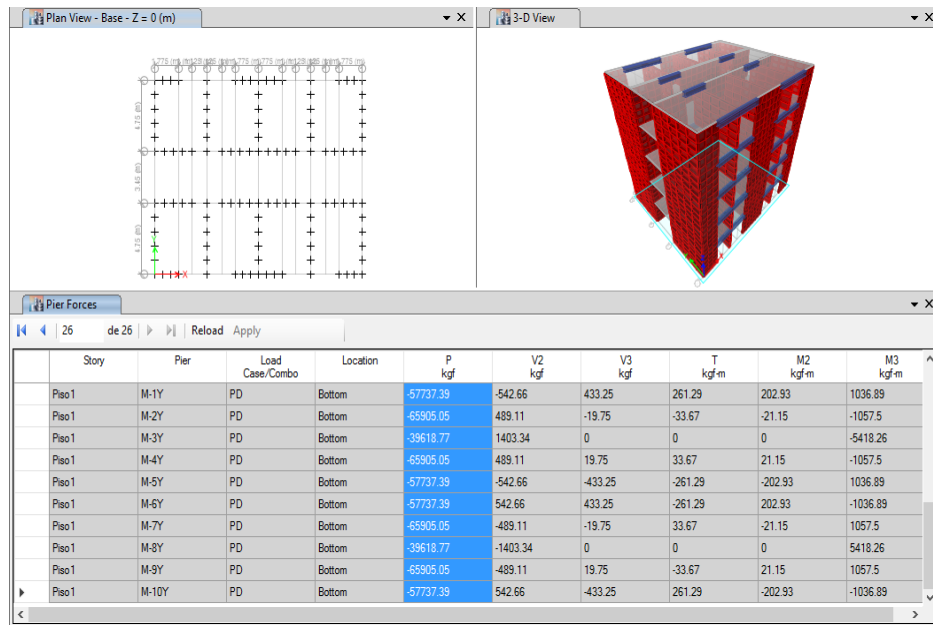


Figura 3.48 - Carga muerta de la edificación

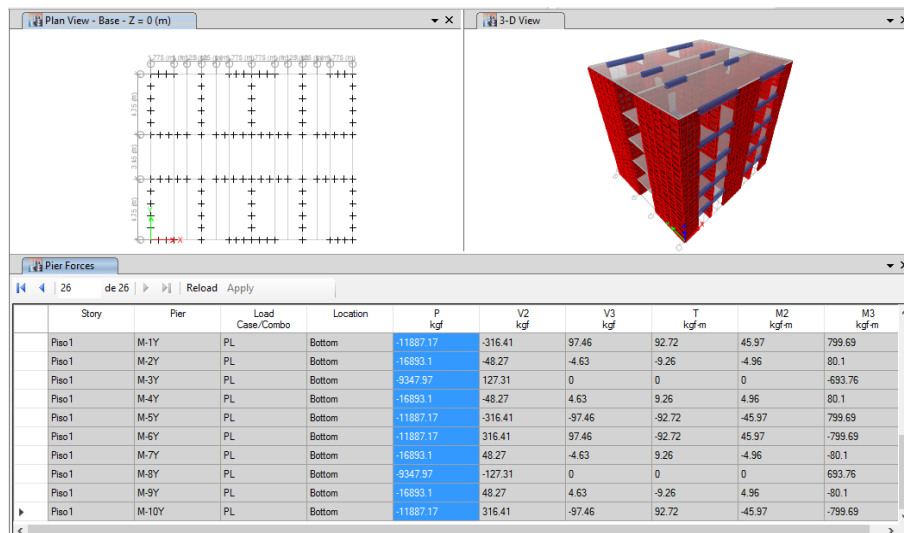


Figura 3.49 - carga viva de la edificación

Con los datos de las cargas que nos da Etabs se Pre dimensiona los cimientos corridos para el edificio analizado como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.20*Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos*

Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos					
Muro	L (m)	PD (Kg)	PL (Kg)	PT/L (Kg/m)	B (m)
PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTOS EN MUROS EJE X					
1X	1.65	14811.9800	2486.78	10484.09697	0.55
2X	1.65	12158.3400	2277.57	8749.036364	0.45
3X	1.65	12158.3400	2277.57	8749.036364	0.45
4X	1.65	14811.9800	2486.78	10484.09697	0.55
5X	2.65	41650.0800	8318.93	18856.23019	0.95
8X	2.65	41650.0800	8318.93	18856.23019	0.95
9X	2.65	41650.0800	8318.93	18856.23019	0.95
12X	2.65	41650.0800	8318.93	18856.23019	0.95
13X	1.65	14811.9800	2486.78	10484.09697	0.55
14X	1.65	12158.3400	2277.57	8749.036364	0.45
15X	1.65	12158.3400	2277.57	8749.036364	0.45
16X	1.65	14811.9800	2486.78	10484.09697	0.55
PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTOS EN MUROS EJE Y					
1Y	5.00	67022.4400	11994.11	15803.31	0.80
2Y	5.00	73875.9800	15836.68	17942.532	0.90
3Y	5.00	47024.7200	9720.34	11349.012	0.55
4Y	5.00	73875.9800	15836.68	17942.532	0.90
5Y	5.00	67022.4400	11994.11	15803.31	0.80
6Y	5.00	67022.4400	11994.11	15803.31	0.80
7Y	5.00	73875.9800	15836.68	17942.532	0.90
8Y	5.00	47024.7200	9720.34	11349.012	0.55
9Y	5.00	73875.9800	15836.68	17942.532	0.90
10Y	5.00	67022.4400	11994.11	15803.31	0.80
Capacidad de Soporte neta del Suelo, q _s :				2.05 Kg/cm ²	

Nota: Fuente: elaboración propia

❖ Análisis y diseño de cimientos corridos y zapatas

Luego del Pre dimensionamiento se procedió a modelar el cimiento corrido y la zapata para las placas en el programa Safe. Creando los dos elementos mencionados.

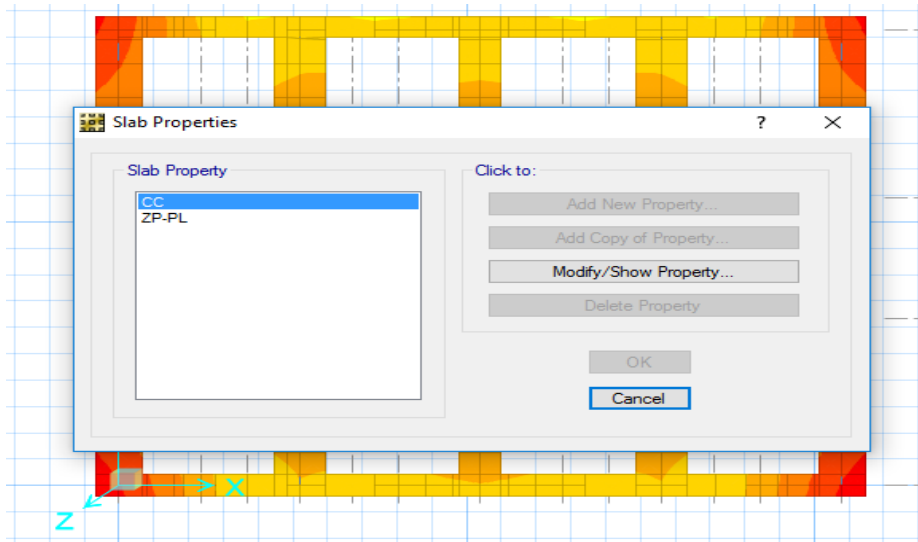


Figura 3.50 - asignación de propiedades

Como se muestra en la siguiente figura tenemos los cimientos corridos y las zapatas para las placas y colocamos la capacidad del suelo para cada elemento ya que trabajarán a diferentes profundidades por ende la capacidad del suelo será distinta en los cimientos corridos y las zapatas, 2.05 kg/cm^2 , como se muestra en la siguiente imagen.

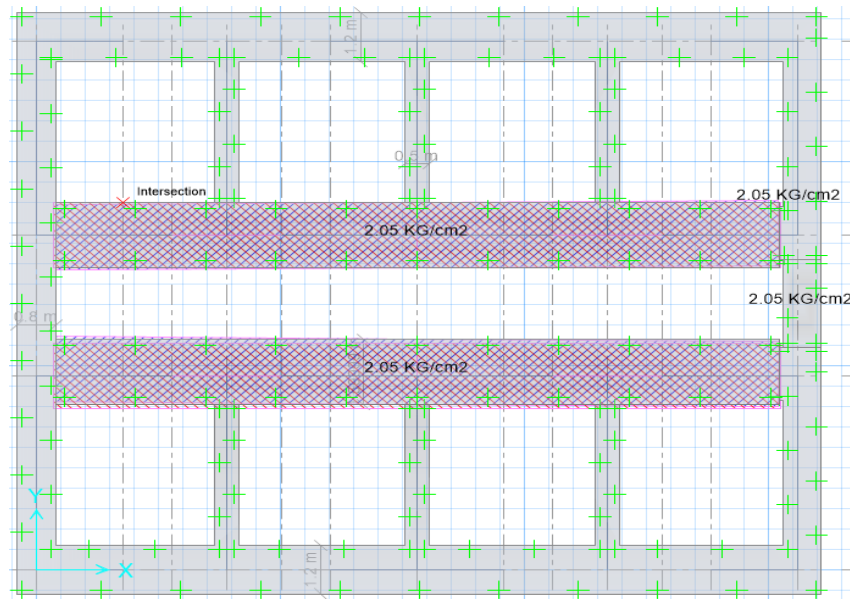


Figura 3.51 - asignación de propiedades de la capacidad portante

Los resultados que nos muestra en programa Safe las combinaciones de servicio nos muestra las zonas críticas de los cimientos corridos que se ubican en las 4 esquinas del edificio modelado. En la siguiente figura se muestra las zonas críticas.

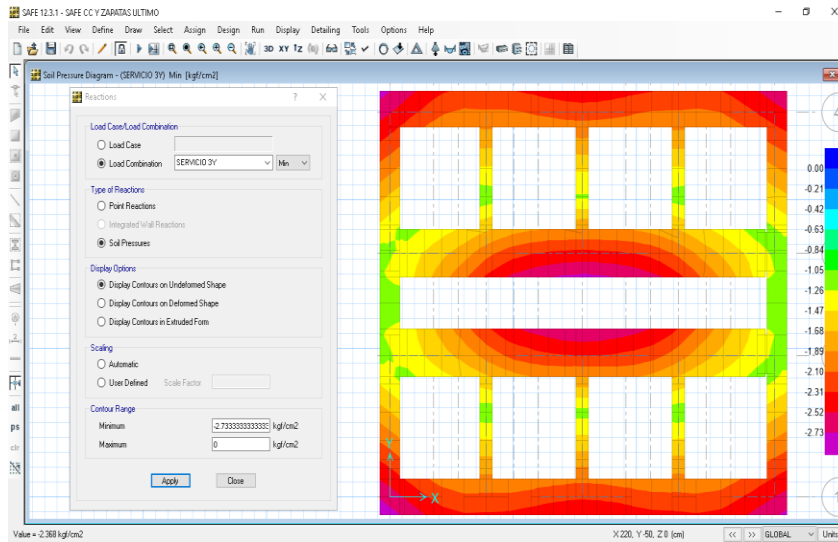


Figura 3.52 - Análisis de zapatas y cimientos.

Para contrarrestar los momentos que se genera por el peso de los muros se diseñó una zapata corrida en las zonas que presentan mayor momento, que se ubica en el centro de la edificación ocasionado por el peso de las placas de la base de la edificación ya que ahí se presentan los mayores momentos, la zapata corrida ayudo también al arriostrar la cimentación de la edificación, así de esta manera se obtuvo un comportamiento óptimo.

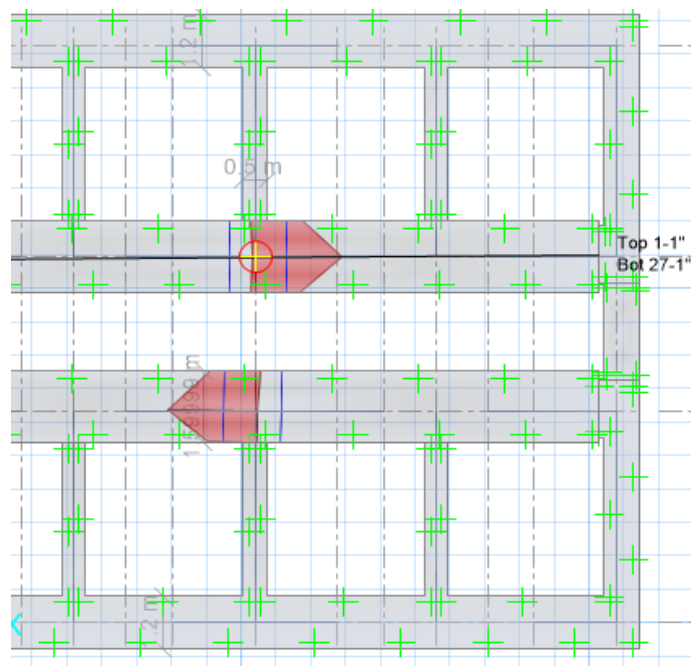


Figura 3.53 - Momentos para el diseño de vigas de cimentación

Para nuestro diseño se requiere aceros de 27 aceros de 1" en la parte inferior de la zapata corrida.

3.10. Análisis y evaluación económica

3.10.1. Sistema de concreto armado

3.10.1.1. Metrado de partidas

Se determinaron las partidas necesarias para la construcción de la edificación respetando los lineamientos del Reglamento de Metrados para Obras de Edificación. Además, cabe mencionar que para efectos de la tesis se realizara el metrado del área estructural para realizar la comparación entre ambos sistemas, por lo que en la parte estructural corresponde a los siguientes elementos estructurales tales como Cimentaciones, Columnas, vigas, losas aligeradas. Así mismo para la comparación solo se considerará el bloque A en ambos sistemas estructurales. En la página 104 se muestra la hoja de Metrados.

3.10.1.2. Análisis de costos directos

Se realizaron los Análisis de Costos Unitarios de Estructuras. Cabe indicar que para obtener precios actualizados se realizó una cotización en los principales proveedores del sector construcción en la ciudad de Juliaca. Así mismo se determinó los rendimientos y costos de personal en cada partida considerada según lo establecido en la Cámara Peruana de la construcción (Capeco), y de proyectos ejecutados en el lugar del proyecto.

3.10.1.3. Presupuesto de obra

Se realizaron los Presupuestos para las partidas de Estructuras. Nótese que sólo está presupuestada la estructura (casco) puesto que las instalaciones sanitarias, eléctricas y acabados no inciden en el análisis comparativo final de los Sistemas Constructivos investigados. En tal sentido la parte estructural corresponde a los siguientes elementos estructurales tales como: cimentación, Columnas, Vigas y losas aligeradas. Así mismo el presupuesto determinado se realiza en el bloque A para efectos de comparación entre ambos sistemas propuestos en la presente tesis. El presupuesto de obra se tiene en la página 105.

METRADOS

SISTEMA DE CONCRETO ARMADO

PROYECTO: **“Análisis y Diseño estructural comparativo entre los Sistemas de concreto armado y albañilería Confinada para la construcción del edificio Administrativo del Distrito de Santa Lucia”**

ITEM N°	ESPECIFICACIONES	TOTAL	UND
01	SISTEMA DE CONCRETO ARMADO		
02	ESTRUCTURA		
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01.02	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL	162.58	M3
02.01.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE DE D>5KM CON MAQUINARIA	162.58	M3
02.02	CONCRETO SIMPLE		
02.02.01	CIMIENTO CORRIDO: MEZCLA 1:10 CEMENTO HORMIGON +30% PIEDRA	15.34	M3
02.02.03	SOLADO 4" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	79.38	M2
02.02.06	SOBRE CIMIENTOS		
02.02.06.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO DE 1:8 CEM-HOR 25% P.M.	47.95	M3
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN SOBRECIMIENTO	97.38	M2
02.03	CONCRETO ARMADO		
02.03.02	ZAPATAS		
02.03.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	47.95	M3
02.03.02.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	1,969.49	KG
02.03.07	COLUMNAS		
02.03.07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C= 210 KG/CM2	72.50	M3
02.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	674.16	M2
02.03.07.03	ACERO PARA COLUMNAS GRADO 60	13,174.71	KG
02.03.08	VIGAS		
02.03.08.01	CONCRETO EN VIGAS F'C= 210 KG/CM2	97.38	M3
02.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	811.50	M2
02.03.08.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	8,934.35	KG
02.03.09	LOSAS		
02.03.09.02	LOSAS ALIGERADAS		
02.03.09.02.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C= 210 KG/CM2	75.38	M3
02.03.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	861.00	M2
02.03.09.02.03	ACERO PARA LOSAS GRADO 60	4,647.64	KG
02.03.09.02.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	7,172.13	UND
03	ARQUITECTURA		
03.01	TABIQUES DE ALBAÑILERÍA		
03.01.01	MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE SOGA C/M 1:4 X 1.5CM.	974.40	M2

PRESUPUESTO DE OBRA

SISTEMA DE CONCRETO ARMADO

PROYECTO : **“Análisis y Diseño estructural comparativo entre los Sistemas de concreto armado y albañilería Confinada para la construcción del edificio Administrativo del Distrito de Santa Lucia”**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	SISTEMA DE CONCRETO ARMADO				521,265.25
02	ESTRUCTURA				442,436.29
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,237.93
02.01.02	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL	m3	162.58	39.19	6,371.51
02.01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE DE D>5KM CON MAQUINARIA	m3	162.58	11.48	1,866.42
02.02	CONCRETO SIMPLE				11,543.52
02.02.01	CIMIENTO CORRIDO: MEZCLA 1:10 CEMENTO HORMIGON +30% PIEDRA	m3	15.34	178.54	2,738.80
02.02.03	SOLADO 4" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	m2	79.92	28.56	2,282.52
02.02.06	SOBRECIMENTOS				6,522.20
02.02.06.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO DE 1:8 CEM-HOR 25% P.M.	m3	7.30	248.61	1,814.85
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN SOBRECIMIENTO	m2	97.38	48.34	4,707.35
02.03	CONCRETO ARMADO				422,654.84
02.03.02	ZAPATAS				26,521.00
02.03.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	m3	47.95	360.05	17,264.40
02.03.02.01	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	1,969.49	4.70	9,256.60
02.03.07	COLUMNAS				137,107.09
02.03.07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C= 210 KG/CM2	m3	72.50	434.86	31,527.35
02.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	674.16	64.76	43,658.60
02.03.07.03	ACERO PARA COLUMNAS GRADO 60	kg	13,174.71	4.70	61,921.14
02.03.08	VIGAS				133,451.72
02.03.08.01	CONCRETO EN VIGAS F'C= 210 KG/CM2	m3	97.38	370.21	36,051.05
02.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	811.50	68.28	55,409.22
02.03.08.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	8,934.35	4.70	41,991.45
02.03.09	LOSAS				125,575.03
02.03.09.02	LOSAS ALIGERADAS				125,575.03
02.03.09.02.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C= 210 KG/CM2	m3	75.38	345.10	26,013.64
02.03.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	m2	861.00	59.11	50,893.71
02.03.09.02.03	ACERO PARA LOSAS GRADO 60	kg	4,647.64	4.70	21,843.91
02.03.09.02.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	7,172.13	3.74	26,823.77
03	ARQUITECTURA				78,828.96
03.01	TABIQUES DE ALBAÑILERIA				78,828.96
03.01.01	MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE SOGA C/M 1:4 X 1.5CM.	m2	974.40	80.90	78,828.96

3.10.2. Sistema de albañilería confinada

3.10.2.1. Metrado de partidas

Se determinaron las partidas necesarias para la construcción de la edificación respetando los lineamientos del Reglamento de Metrados para Obras de Edificación. Además, cabe mencionar que para efectos de la tesis se realizara el metrado del área estructural para realizar la comparación entre ambos sistemas, por lo que en la parte estructural corresponde a los siguientes elementos estructurales tales como Cimentaciones, Muros de albañilería, losas aligeradas, Columnas y vigas de arriostre. Así mismo para la comparación solo se considerará el bloque A en ambos sistemas estructurales. En la página 107 se muestra la hoja de Metrados.

3.10.2.2. Análisis de costo unitarios

Se realizaron los Análisis de Costos Unitarios de Estructuras. Cabe indicar que para obtener precios actualizados se realizó una cotización en los principales proveedores del sector construcción en la ciudad de Juliaca. Así mismo se determinó los rendimientos y costos de personal en cada partida considerada según lo establecido en la Cámara Peruana de la construcción (Capeco). Y de proyectos ejecutados en el lugar del proyecto.

3.10.2.3. Presupuesto de obra

Se realizaron los Presupuestos para las partidas de Estructuras. Nótese que sólo está presupuestada la estructura (casco) puesto que las instalaciones sanitarias, eléctricas y acabados no inciden en el análisis comparativo final de los Sistemas Constructivos investigados. En tal sentido la parte estructural corresponde a los siguientes elementos estructurales tales como: cimentación, Muros de albañilería, losas aligeradas, columnas y vigas de arriostre. Así mismo el presupuesto determinado se realiza en el bloque A para efectos de comparación entre ambos sistemas propuestos en la presente tesis. El presupuesto de obra se tiene en la página 108.

METRADOS

SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

PROYECTO: "Análisis y Diseño estructural comparativo entre los Sistemas de concreto armado y albañilería Confinada para la construcción del edificio Administrativo del Distrito de Santa Lucia"

ITEM N°	ESPECIFICACIONES	TOTAL	UND
01	SISTEMA D ALBAÑILERÍA CONFINADA		
02	ESTRUCTURA		
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01.02	EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL	173.81	m3
02.01.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE DE D>5KM CON MAQUINARIA	173.81	m3
02.02	CONCRETO SIMPLE		
02.02.01	CIMIENTO CORRIDO: MEZCLA 1:10 CEMENTO HORMIGON +30% PIEDRA	92.70	m3
02.02.03	SOLADO 4" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	52.48	m2
02.02.06	SOBRECIMENTOS		
02.02.06.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO DE 1:8 CEM-HOR 25% P.M.	14.48	m3
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN SOBRECIMIENTO	130.27	m2
02.03	CONCRETO ARMADO		
02.03.02	ZAPATAS		
02.03.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	26.24	m3
02.03.02.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	3,937.00	kg
02.03.07	COLUMNAS		
02.03.07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C= 210 KG/CM2	39.24	m3
02.03.07.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	370.44	m2
02.03.07.03	ACERO PARA COLUMNAS GRADO 60	3,356..26	kg
02.03.06.02	MUROS DE CORTE		
02.03.06.02.01	CONCRETO EN MUROS DE CORTE F'C= 210 KG/CM2	26.91	m3
02.03.06.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CORTE	335.40	m2
02.03.06.02.03	ACERO PARA MUROS DE CORTE GRADO 60	5,298.57	kg
02.03.08	VIGAS		
02.03.08.01	CONCRETO EN VIGAS F'C= 210 KG/CM2	27.82	m3
02.03.08.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	92.50	m2
02.03.08.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	4950.384	kg
02.03.09	LOSAS		
02.03.09.02	LOSAS ALIGERADAS		
02.03.09.02.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C= 210 KG/CM2	81.60	m3
02.03.09.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	932.60	m2
02.03.09.02.03	ACERO PARA LOSAS GRADO 60	4647.64	kg
02.03.09.02.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	7768.56	und
03	ARQUITECTURA		
03.01	MUROS Y TABIQUERIA DE ALBAÑILERIA		
03.01.09	MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA		
03.01.09.01	MUROS DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE CABEZA C/M 1:5 X 1.5CM.	722.96	m2
03.01.09.02	MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE SOGA C/M 1:4 X 1.5CM.	169.12	m2
03.01.09.03	REFUERZO EN MUROS CON ACERO DE 8mm	909.41	kg

PRESUPUESTO

SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFINADA

PROYECTO : **“Análisis y Diseño estructural comparativo entre los Sistemas de concreto armado y albañilería Confinada para la construcción del edificio Administrativo del Distrito de Santa Lucia”**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	SISTEMA D ALBAÑILERIA CONFINADA				502,092.28
02	ESTRUCTURA				353,925.45
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,806.95
02.01.02	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL	m3	173.81	39.19	6,811.61
02.01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE DE D>5KM CON MAQUINARIA	m3	173.81	11.48	1,995.34
02.02	CONCRETO SIMPLE				27,946.61
02.02.01	CIMIENTO CORRIDO: MEZCLA 1:10 CEMENTO HORMIGON +30% PIEDRA	m3	92.70	178.54	16,550.66
02.02.03	SOLADO 4" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	m2	52.48	28.56	1,498.83
02.02.06	SOBRECIMENTOS				9,897.12
02.02.06.01	CONCRETO SOBRECIMIENTO DE 1:8 CEM-HOR 25% P.M.	m3	14.48	248.61	3,599.87
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN SOBRECIMIENTO	m2	130.27	48.34	6,297.25
02.03	CONCRETO ARMADO				317,171.89
02.03.02	ZAPATAS				27,951.61
02.03.02.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	m3	26.24	360.05	9,447.71
02.03.02.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	kg	3,937.00	4.70	18,503.90
02.03.07	COLUMNAS				56,828.02
02.03.07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C= 210 KG/CM2	m3	39.24	434.86	17,063.91
02.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	370.44	64.76	23,989.69
02.03.07.03	ACERO PARA COLUMNAS GRADO 60	kg	3,356.26	4.70	15,774.42
02.03.06.02	MUROS DE CORTE				58,325.86
02.03.06.02.01	CONCRETO EN MUROS DE CORTE F'C= 210 KG/CM2	m3	26.91	434.86	11,702.08
02.03.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CORTE	m2	335.40	64.76	21,720.50
02.03.06.02.03	ACERO PARA MUROS DE CORTE GRADO 60	kg	5,298.57	4.70	24,903.28
02.03.08	VIGAS				39,881.93
02.03.08.01	CONCRETO EN VIGAS F'C= 210 KG/CM2	m3	27.82	370.21	10,299.24
02.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	92.50	68.28	6,315.90
02.03.08.03	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	kg	4,950.38	4.70	23,266.79
02.03.09	LOSAS				134,184.47
02.03.09.02	LOSAS ALIGERADAS				134,184.47
02.03.09.02.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C= 210 KG/CM2	m3	81.60	345.10	28,160.16
02.03.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS	m2	932.60	59.11	55,125.99
02.03.09.02.03	ACERO PARA LOSAS GRADO 60	kg	4,647.64	4.70	21,843.91
02.03.09.02.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	7,768.56	3.74	29,054.41
03	ARQUITECTURA				148,166.83
03.01	MUROS Y TABIQUERIA DE ALBAÑILERIA				148,166.83
03.01.09	MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA				148,166.83
03.01.09.01	MUROS DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE CABEZA C/M 1:4 X 1.5CM.	m2	722.96	174.51	126,163.75
03.01.09.02	MURO DE LADRILLO KK DE ARCILLA DE SOGA C/M 1:4 X 1.5CM.	m2	169.12	104.83	17,728.85
03.01.09.03	REFUERZO EN MUROS CON ACERO DE 8mm	kg	909.41	4.70	4,274.23

Capítulo IV. Resultados y discusión

4.1. Comparación de derivas por el análisis estático

A continuación, se presentan las derivas obtenidas en ambos sistemas estructurales mediante el análisis estático. La deriva obtenida en el sistema de concreto armado por el análisis estático se presenta en la página 51, y del sistema de albañilería confinada en la página 83. Y a continuación se hace la comparación de ambos resultados.

Tabla 4.1
Comparación de derivas en X (análisis estático)

SISMO ESTATICO EN X							
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	DERIVA (Δ) LIMITE CONCRETO	ALBAÑILERIA CONFINADA	DERIVA (Δ) LIMITE ALBAÑILERIA	VARIACION CONCRETO	VARIACION ALBAÑILERIA
5	15	0.00180	0.007	0.002979	0.005	74.2857%	40.42%
4	12	0.00360	0.007	0.003143	0.005	48.5714%	37.15%
3	9	0.00480	0.007	0.003048	0.005	31.4286%	39.04%
2	6	0.00540	0.007	0.002519	0.005	22.8571%	49.62%
1	3	0.00420	0.007	0.001369	0.005	40.0000%	72.63%
0	0	0	0.007	0	0.005		

Nota: Fuente: Elaboración Propia

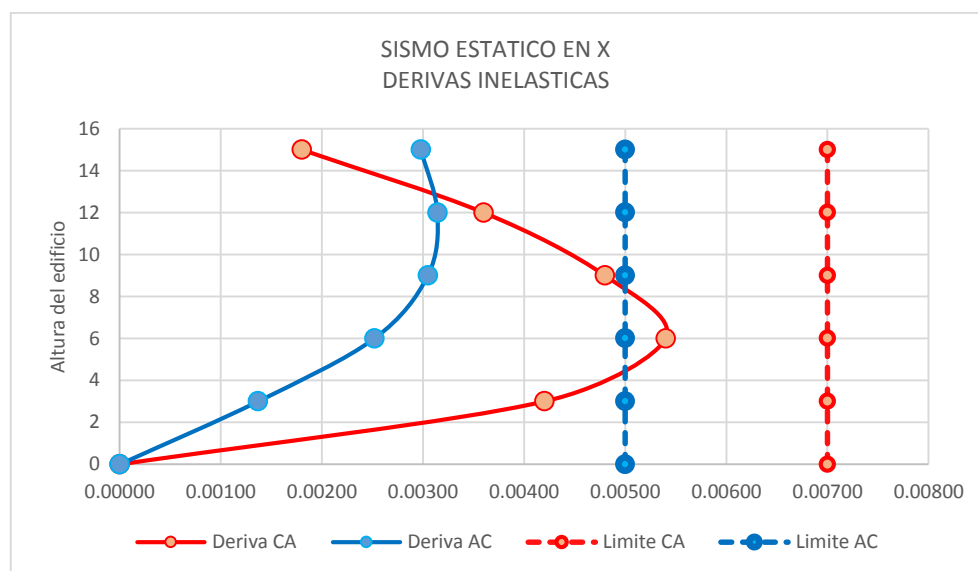


Figura 4.1 - Comparación de derivas en X (Análisis estático)

En la tabla y figura se verifica que la deriva para el análisis estático en el sentido X tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada está

dentro de los límites establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-030.

Tabla 4.2
Comparación de derivas en Y (Análisis Estático)

SISMO ESTATICO EN Y							
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	DERIVA (Δ) LIMITE CONCRETO	ALBAÑILERIA CONFINADA	DERIVA (Δ) LIMITE ALBAÑILERIA	VARIACION CONCRETO	VARIACION ALBAÑILERIA
5	15	0.002600	0.007	0.003056	0.005	62.8571%	38.89%
4	12	0.004400	0.007	0.003275	0.005	37.1429%	34.51%
3	9	0.006000	0.007	0.003209	0.005	14.2857%	35.82%
2	6	0.006800	0.007	0.002720	0.005	2.8571%	45.60%
1	3	0.004800	0.007	0.001641	0.005	31.4286%	67.18%
0	0	0	0.007	0	0.005		

Nota: Fuente: Elaboración Propia

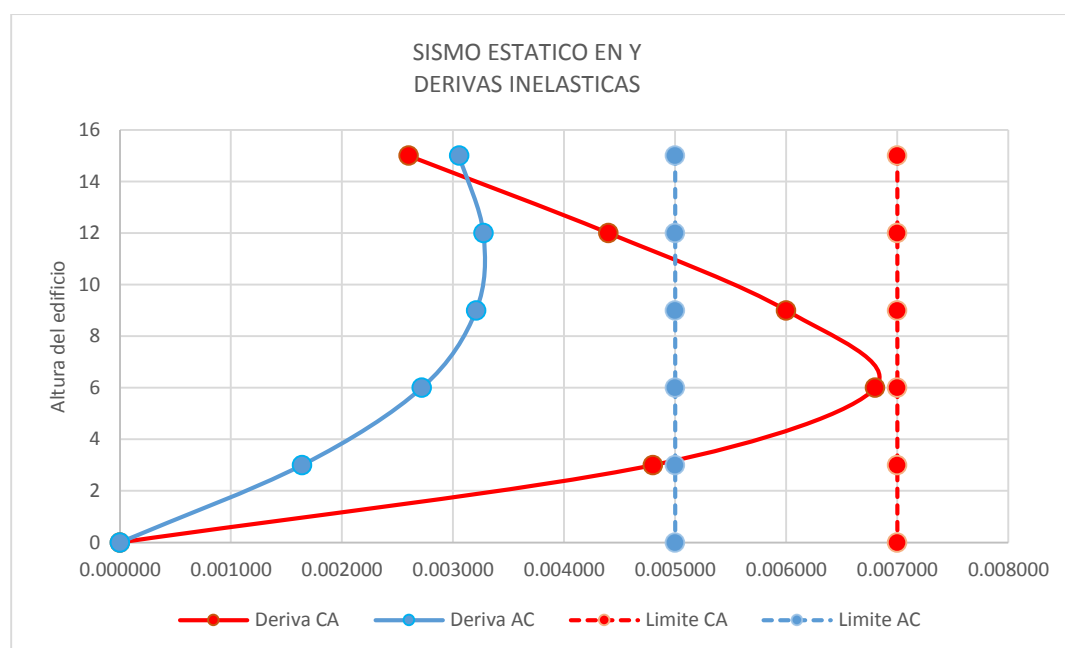


Figura 4.2 - Comparación de deriva en Y (Análisis estático)

Así también En la tabla y figura se verifica que la deriva para el análisis estático en el sentido Y, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada están dentro de los límites establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030.

4.2. Comparación de resultados

4.2.1. Comparación de derivas por el análisis dinámico

A continuación, se presentan las derivas obtenidas en ambos sistemas estructurales mediante el análisis dinámico.

La deriva obtenida en el sistema de concreto armado por el análisis dinámico se presenta en la página 56, y del sistema de albañilería confinada en la página 86. Y a continuación se hace la comparación de ambos resultados.

Tabla 4.3
Comparación de Derivas en X (Análisis Dinámico)

SISMO DINAMICO EN X							
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	DERIVA (Δ) LIMITE CONCRETO	ALBAÑILERIA CONFINADA	DERIVA (Δ) LIMITE ALBAÑILERIA	VARIACION CONCRETO ARMADO	VARACION ALBAÑILERIA
5	15	0.001600	0.007	0.002314	0.005	77.1429%	53.73%
4	12	0.002800	0.007	0.002424	0.005	60.0000%	51.52%
3	9	0.004000	0.007	0.002325	0.005	42.8571%	53.50%
2	6	0.004600	0.007	0.001896	0.005	34.2857%	62.08%
1	3	0.003400	0.007	0.001012	0.005	51.4286%	79.77%
0	0	0	0.007	0	0.005		

Nota: Fuente: Elaboración propia

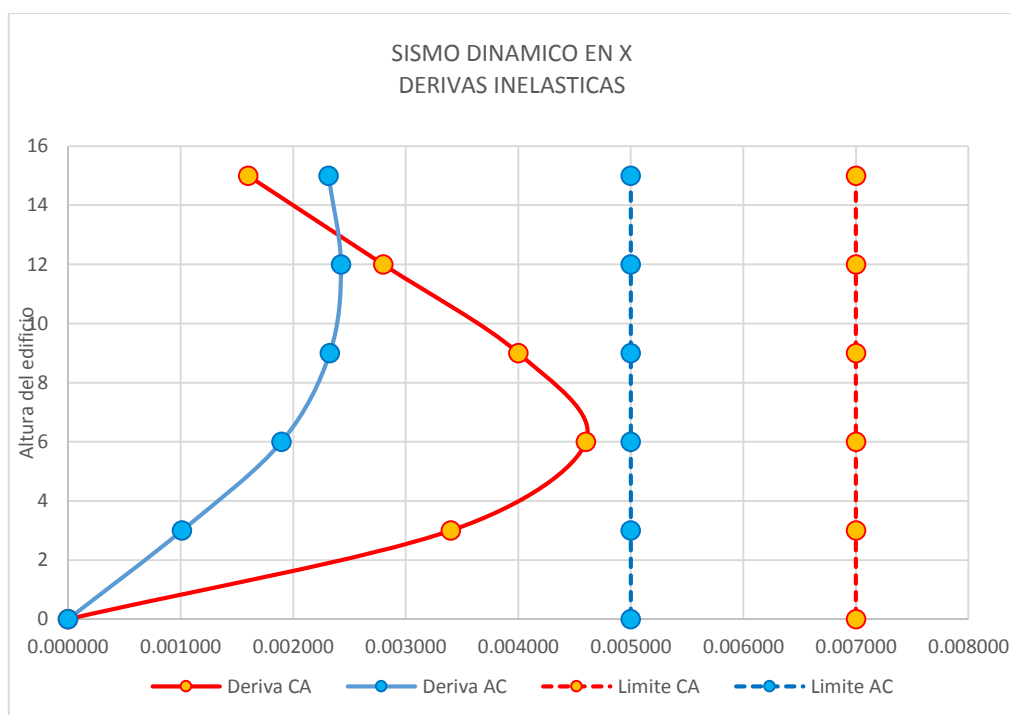


Figura 4.3 - Comparación de derivas en X (Análisis Dinámico)

En la tabla y figura se verifica que la Deriva para el análisis dinámico en el sentido X, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada están dentro de los límites establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030.

Tabla 4.4
Comparación de derivas en Y (Análisis Dinámico)

SISMO DINAMICO EN Y							
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	DERIVA (Δ) LIMITE CONCRETO	ALBAÑILERIA CONFINADA	DERIVA (Δ) LIMITE ALBAÑILERIA	VARIACION CONCRETO ARMADO	VARACION ALBAÑILERIA
5	15	0.002000	0.007	0.0022695	0.005	71.4286%	54.61%
4	12	0.003600	0.007	0.00242175	0.005	48.5714%	51.57%
3	9	0.005000	0.007	0.00234975	0.005	28.5714%	53.01%
2	6	0.005600	0.007	0.00197175	0.005	20.0000%	60.57%
1	3	0.004000	0.007	0.00118425	0.005	42.8571%	76.32%
0	0	0	0.007	0	0.005		

Nota: Fuente: Elaboración propia

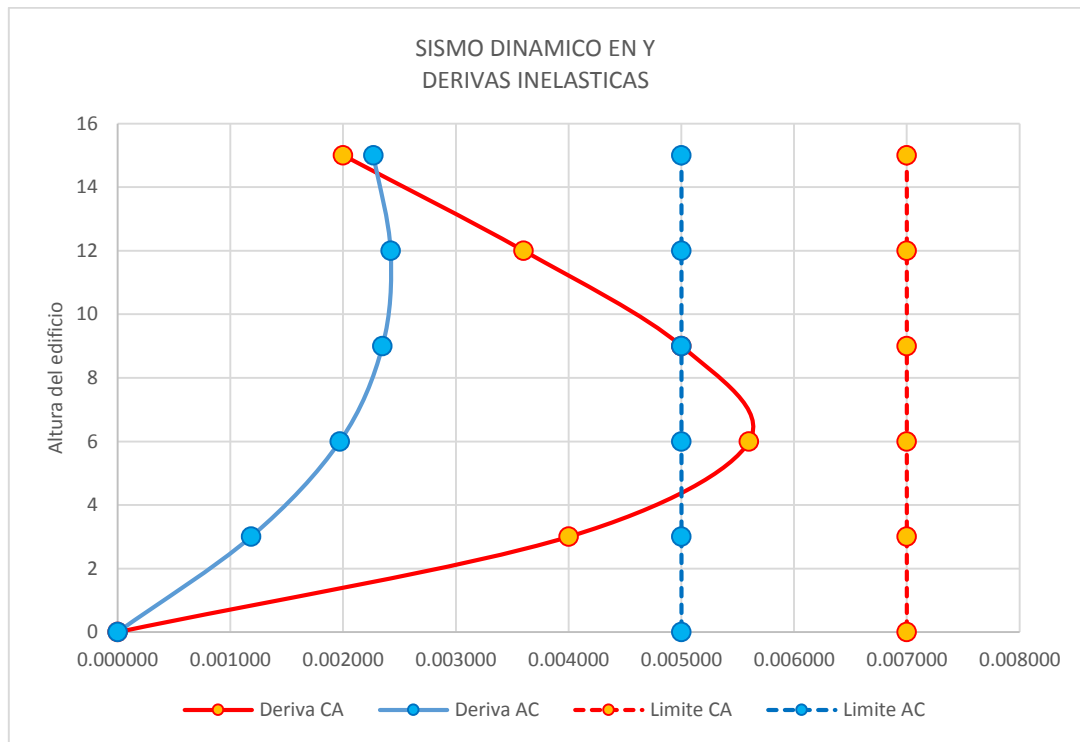


Figura 4.4 - Comparación de derivas en Y (Análisis dinámico)

En la tabla y figura se verifica que la deriva para el análisis dinámico en el sentido Y, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada están

dentro de los límites establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030.

4.2.2. Comparación de desplazamiento por el análisis estático

A continuación, se presentan Los desplazamientos en ambos sistemas estructurales mediante el análisis estático.

El desplazamiento obtenido en el sistema de concreto armado por el análisis estático se presenta en la página 51, y del sistema de albañilería confinada en la página 83. Y a continuación se hace la comparación de ambos resultados.

Tabla 4.5
Comparación de desplazamiento en X (Análisis Estático)

ESTATICO X				
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	ALBAÑILERIA CONFINADA	VARIACION
5	15.00	9.900	17.410000	43.14%
4	12.00	9.000	13.438000	66.97%
3	9.00	7.200	9.248000	77.85%
2	6.00	4.800	5.184000	7.41%
1	3.00	2.100	1.825000	-15.07%
0	0	0.000	0	0

Nota: Fuente: Elaboración propia

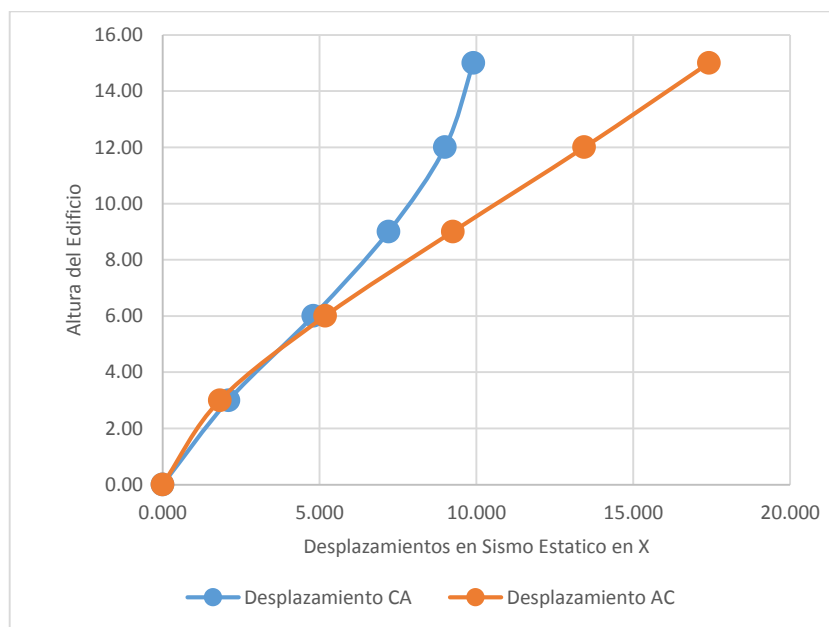


Figura 4.5 - Comparación de desplazamiento en X (Análisis estático)

En la tabla y figura se observa los desplazamientos para el análisis estático en el sentido X, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada.

Tabla 4.6
Comparación de desplazamientos en Y (Análisis Estático)

ESTATICO Y				
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	ALBAÑILERIA CONFINADA	VARIACION
5	15	12.30	18.534000	50.68%
4	12	11.00	14.460000	31.45%
3	9	8.80	10.094000	14.70%
2	6	5.80	5.815000	0.26%
1	3	2.40	2.188000	-8.83%
0	0	0.00	0	0

Nota: Fuente: Elaboración propia

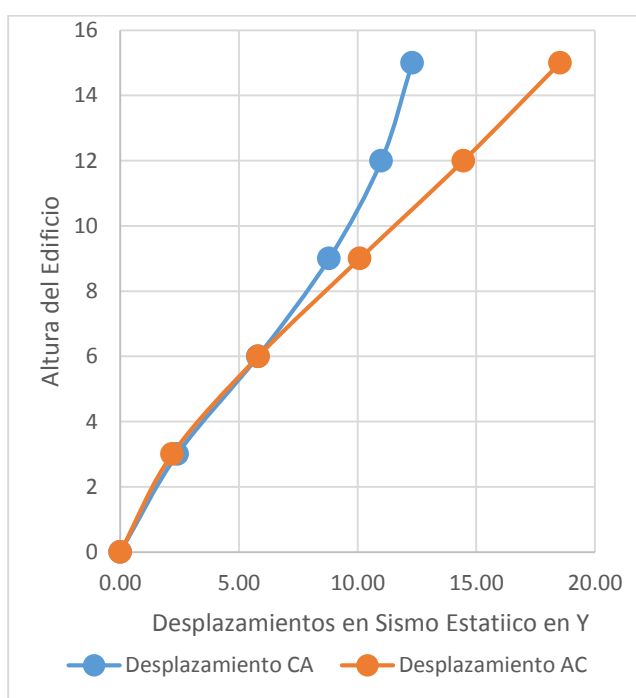


Figura 4.6 - Comparación de desplazamientos en Y (Análisis estático)

En la tabla y figura se observa los desplazamientos para el análisis estático en el sentido Y, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada.

4.2.3. Comparación de desplazamiento por el análisis dinámico modal espectral

A continuación, se presentan Los desplazamientos en ambos sistemas estructurales mediante el análisis dinámico.

El desplazamiento obtenido en el sistema de concreto armado por el análisis dinámico se presenta en la página 56, y del sistema de albañilería confinada en la página 86. Y a continuación se hace la comparación de ambos resultados.

Tabla 4.7
Comparación de desplazamientos en X (Análisis Dinámico)

DINAMICO X				
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	ALBAÑILERIA CONFINADA	VARIACION
5	15	8.20	13.29400	38.32%
4	12	7.40	10.20900	-27.51%
3	9	6.00	6.97700	-14.00%
2	6	4.00	3.87700	3.17%
1	3	1.70	1.34900	79.35%
0	0	0	0	0

Nota: Fuente: elaboración propia

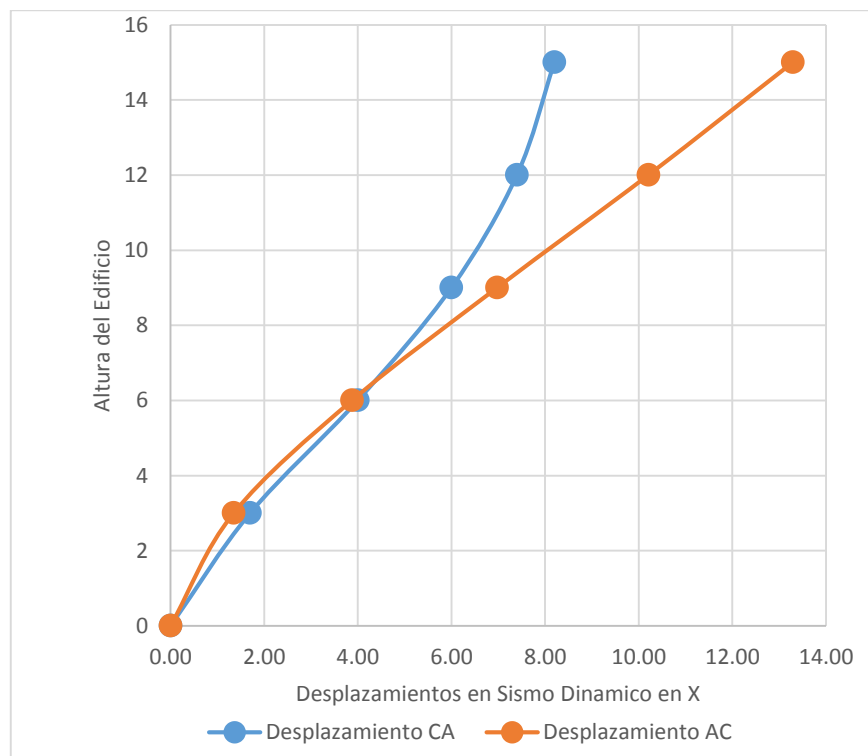


Figura 4.7 - Comparación de desplazamientos en X (Análisis dinámico)

En la tabla y figura se observa los desplazamientos para el análisis Dinámico en el sentido X, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada.

Tabla 4.8
Comparación de desplazamientos en Y (Análisis Dinámico)

DINAMICO Y				
NIVEL	ALTURA	CONCRETO ARMADO APORTICADO	ALBAÑILERIA CONFINADA	VARIACION
5	15	10.100	13.596	-25.71%
4	12	9.100	10.570	-13.91%
3	9	7.300	7.341	100.56%
2	6	4.800	4.208	87.67%
1	3	2.000	1.579	78.95%
0	0	0	0	0

Nota: Fuente: Elaboración Propia

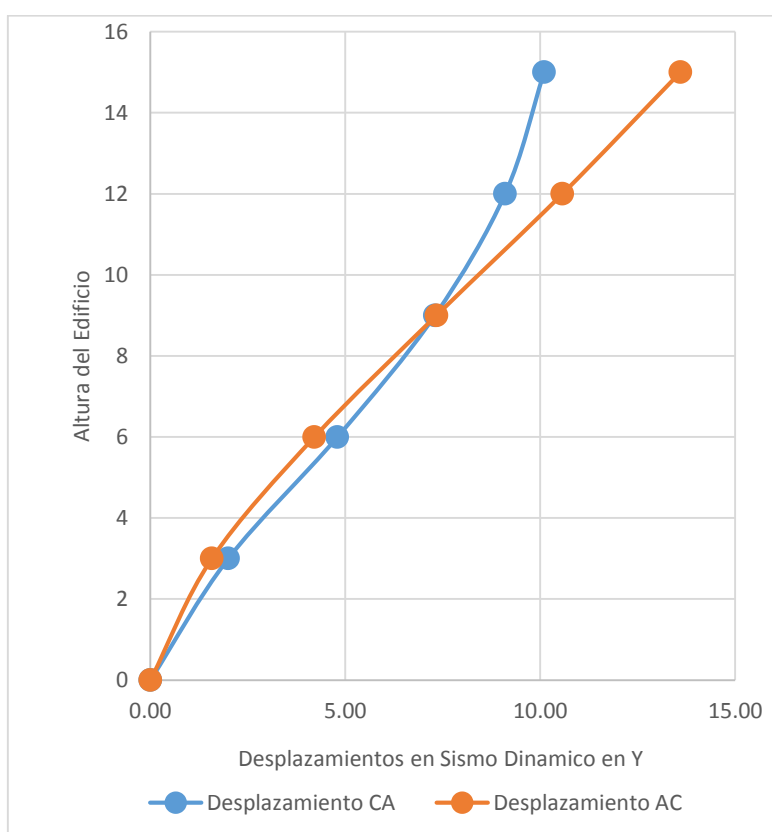


Figura 4.8 - Comparación de desplazamiento en Y (Análisis dinámico)

En la tabla y figura se observa los desplazamientos para el análisis Dinámico en el sentido Y, tanto como para el sistema estructural de concreto Armado y albañilería Confinada.

4.2.4. Verificación de derivas máximas en los análisis sísmicos

A continuación, se verifica que las derivas máximas para ambos sistemas estructurales en los dos procedimientos de análisis sísmico planteado por la norma E.030.

Tabla 4.9

Comparación de derivas máximas en ambos sistemas

Comparación de derivas Máximas en ambos sistemas					
Sistema Estructural	Deriva máxima	Altura	Deriva Limite	Porcentaje faltante al límite (%)	Análisis Sísmico
Sistema de CA	0.006800	6.20	0.007	2.86%	Estático Y
Sistema de AC	0.003275	10.1	0.005	34.51%	Estático Y

Nota: Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la tabla para el sistema de concreto armado, la deriva máxima se presenta en el análisis sísmico estático o de fuerzas equivalentes en el sentido Y, con un porcentaje faltante de 2.86% al límite permisible establecido por la Norma E.030. y por otro lado para el sistema de Albañilería Confinada, la deriva máxima se presenta en el análisis sísmico Estático o de fuerzas equivalentes en el sentido Y, con un porcentaje faltante de 34.51% al límite permisible establecido por la Norma E.030.

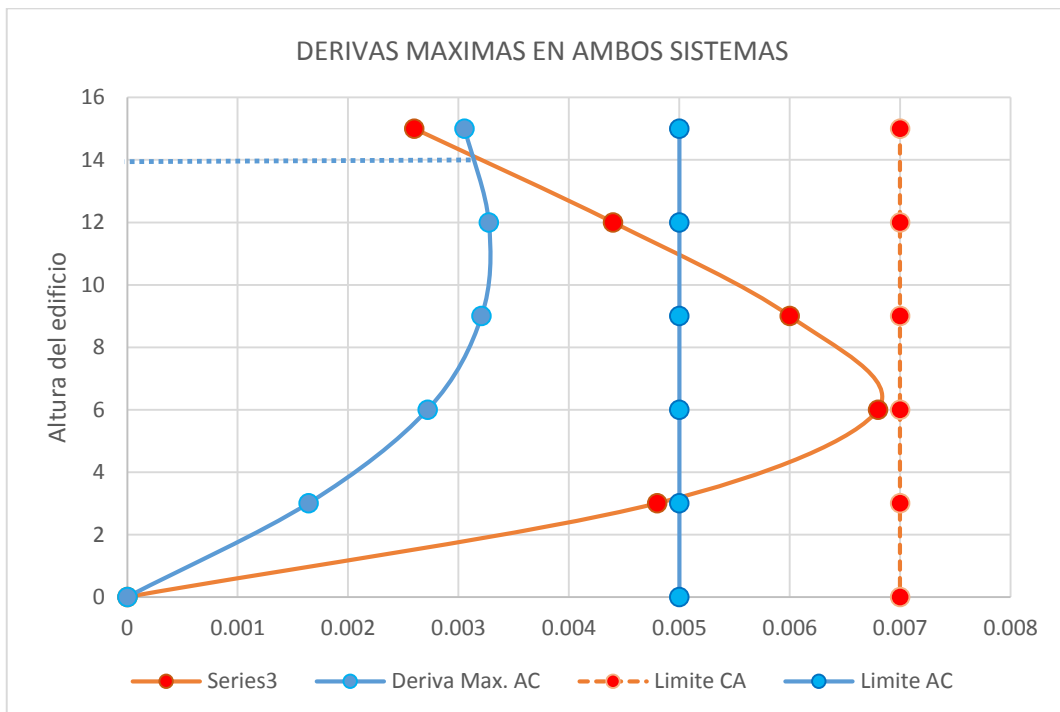


Figura 4.9 - Derivas máximas en los análisis sísmicos

En concordancia a la figura la altura de simetría es de 14.20 en vista que la curva de deriva de albañilería confinada intercepta a la curva de concreto armado y así mismo se verificara cuál de los sistemas es más eficiente en función a la altura de simetría.

$$H_s > \frac{2}{3} H_t$$

Donde:

Hs = altura de simetría = 14.20

Ht = altura total de la edificación = 15.00

$$14.20 > \frac{2}{3}(15)$$

$$14.20 > 10$$

Por lo tanto, el sistema de Albañilería es más eficiente estructuralmente.

4.2.5. Verificación de desplazamientos máximos en los análisis sísmicos

A continuación, se verifica los desplazamientos máximos para ambos sistemas estructurales en los dos procedimientos de análisis sísmico planteado por la norma E.030.

Tabla 4.10

Comparación de desplazamientos máximos en ambos sistemas

Comparación de desplazamientos máximos en ambos sistemas			
	desplazamientos máximos	Altura	Estado
Sistema de CA	12.300	15	Estático Y
Sistema de AC	18.534	15	Estático Y

Nota: Fuente: Elaboración propia

Se verifica que para el sistema de Concreto armado el máximo desplazamiento es de 12.30 mm a la altura de 15.00m del edificio modelado por el análisis sísmico Estático en el sentido Y.

Por otro lado, para el sistema de Albañilería Confinada el máximo desplazamiento es de 18.53 mm a la altura de 15.00m del edificio modelado por el análisis sísmico estático en el sentido Y.

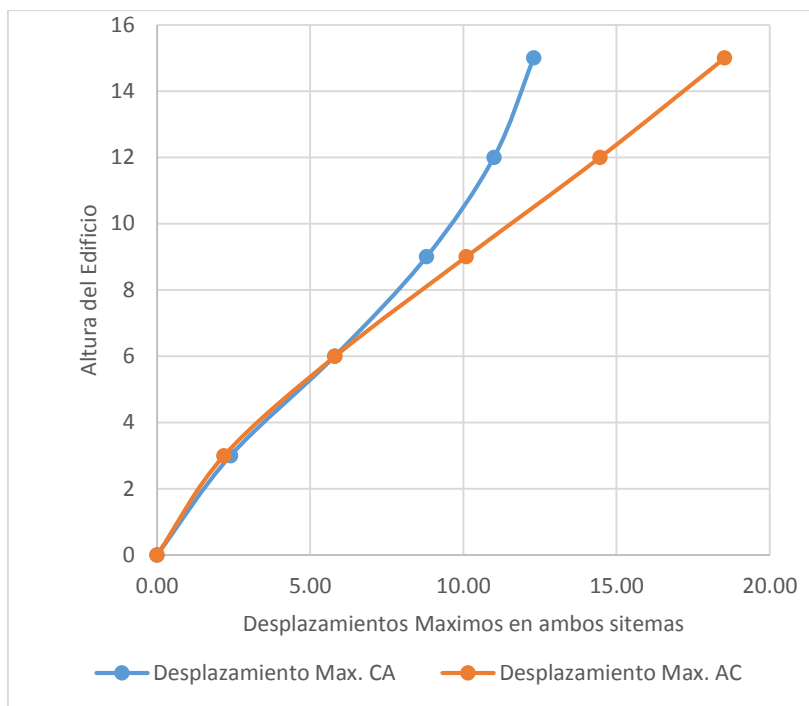


Figura 4.10 - Desplazamiento Máximo en ambos sistemas

Además, se observa en la figura que el desplazamiento máximo se presenta en el sistema de albañilería confinada el cual es ligeramente superior, en cambio para el sistema de concreto armado es menor.

4.2.6. Comparación económica

A continuación, se presenta el presupuesto a nivel de costo directo obtenido en ambos sistemas estructurales.

El presupuesto obtenido en el sistema de concreto armado se presenta en la página 115, y del sistema de albañilería confinada en la página 118. Y a continuación se hace la comparación de ambos resultados.

Tabla 4.11
Evaluación Económica

SISTEMA	CONCRETO ARMADO	ALBAÑILERÍA CONFINADA	VARIACIÓN S/.	VARIACIÓN
Costo Directo	521,265.25	502,092.28	19,172.97	3.82%

Nota: Fuente: Elaboración propia

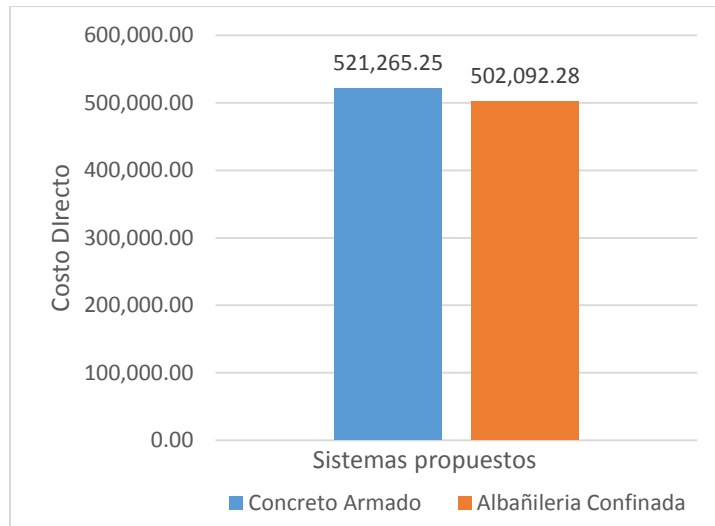


Figura 4.11 - Diferencia de costos

De acuerdo con la gráfica existe una variación de 3.82 % que equivale a 19,172.97 nuevos soles, entre ambos sistemas, y se verifica que el sistema de albañilería confinada es más económico para la construcción del edificio, cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma E.030. Y por otro lado el sistema de concreto armado es ligeramente más costoso.

4.2.7. Discusión de resultados

Según Zavaleta, L. (2009) menciona que el sistema de muros de ductilidad limitada es más económico en un 24.59% que el sistema de albañilería confinada, Por lo tanto los resultados obtenidos de la presente investigación confirma que el sistema de albañilería confinada no es muy económico en vista que cuesta casi igual que el sistema de concreto armado.

Según Quiroz, C. (2016) en su investigación demuestra que el sistema de muros de ductilidad limitada es más económico en un 23.51% que el sistema de albañilería confinada, por lo tanto los resultados obtenidos de la presente investigación confirma que el sistema de albañilería confinada no es muy económico siendo solo en un 3.82% menor que el sistema de concreto armado.

Finalmente según Quispe, E. (2016) menciona que la norma vigente E-030 tiene mejoras en derivas en un 5.60% que la norma anterior E-030 en tal sentido con la siguiente investigación se corrobora y se confirma que la norma actual E-030 presenta mejoras en el análisis estático y dinámico para edificios sismorresistente.

Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

5.1.1. Conclusión general

En conformidad a los resultados mostrados en el Capítulo 7, se verifica que tanto el sistema de Concreto Armado como el de Albañilería confinada tienen un adecuado y real comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, en vista que satisfacen con los requisitos del análisis y diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de edificaciones del Perú. Pero en función a la altura de simetría el sistema de Albañilería Confinada es más eficiente estructuralmente en vista que la configuración arquitectónica planteada para el edificio administrativo que se utilizó en el sistema de concreto armado y albañilería confinada es idéntica y presenta la misma distribución. Por lo tanto, la estructuración de la edificación es simétrica.

5.1.2. Conclusiones específicos

Se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos para el presente Tesis, conforme a las obligaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.050. Obteniendo una capacidad admisible del suelo de 2.05 Kg/cm² para una profundidad de desplante de 1.50m, para el diseño de zapatas en ambos sistemas estructurales.

El análisis y diseño de los sistemas estructurales propuestos para el edificio administrativo de Santa Lucia se desarrolló de manera completa y cumpliendo los parámetros mínimos exigidos en las normas vigentes peruanas (E.020, E.030, E.050, E.060 y E.070) que verifica específicamente el criterio de seguridad estructural. Y Además se utilizó el software Etabs y Zafe para la generación de los modelos matemáticos.

Para el sistema estructural de concreto armado se presenta un desplazamiento máximo de 12.30 mm y una deriva máxima de 0.0068 la que representa un 97.14% al límite máximo establecido por la Norma E.030, este resultado máximo se presenta en el análisis sísmico estático siendo este análisis el más conservador. Y para el sistema estructural de albañilería Confinada se presenta un desplazamiento máximo de 18.53 mm y una deriva máxima de 0.0032 la que representa un 65.49% al límite máximo establecido por la Norma E.030, este resultado máximo se presenta en el análisis sísmico Estático o de fuerzas equivalentes siendo este análisis el más conservador, por lo cual es sistema de albañilería se comportaría de mejor manera. Indicado lo anterior entonces para el sistema estructural de albañilería confinada y concreto armado no siempre presentara máximos resultados de desplazamiento y deriva utilizando el análisis sísmico dinámico modal espectral.

En cuanto al análisis económico existe una variación de 3.82% que equivale a 19,172.97 nuevos soles, entre ambos sistemas, y se verifica que el sistema de albañilería confinada es más económico y por ende óptimo para la construcción del edificio, cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma E.030. Y por otro lado el sistema de concreto armado es ligeramente más costoso.

Finalmente concluimos que para edificios importantes de tipo A y en una zona sísmica de categoría 3, es posible construir edificios en el sistema de albañilería confinada teniendo un comportamiento bueno ante sismos y por ser económico que el sistema de concreto armado.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda que para futuros proyectos se realicen análisis y diseños comparativos de los sistemas propuestos por la norma según su importancia, para optimizar y reducir costos en inversión. Tomando siempre en cuenta el comportamiento ante amenazas sísmicas.

Se recomienda seguir realizando investigaciones comparativas en cuanto a los sistemas propuestos por la Norma E.030. Y difundir las investigaciones de la Ingeniería Sísmica para asegurar el buen modelamiento de las estructuras y uso adecuado de los sistemas estructurales existente en un círculo real que cumplan con el control normativo del R.N.E.

Se recomienda utilizar el sistema de concreto armado para la construcción del edificio administrativo de Santa Lucia, en vista que existe una variación de costos del 3.82% la cual esta variación no es considerable. Pese que en las conclusiones se dijo que el sistema de Albañilería Confinada es ligeramente económica y estructuralmente funciona. Pero viendo que la diferencia de costos no es muy relevante para el edificio, y además de tener desventajas en el proceso constructivo.

Para la construcción de edificios importantes recomendamos que se tenga un estricto control de calidad de los materiales a utilizar ya que estos deberán cumplir con los requisitos especiales para el buen funcionamiento de la estructura además que estos deberán ser supervisados a la hora de la construcción por medio de un ingeniero especializado en la rama para garantizar el diseño estructural ya definido.

Referencias bibliográficas

- Abanto, F. (2007). *Análisis y diseño de edificaciones de albañilería*. Perú: Editorial San Marcos.
- San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería*. Perú: Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Villareal, G. (2013). *Ingeniería Sismorresistente*. Perú: Editora & Imprenta Grafica Norte S.R.L.
- Braja, M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. (4ta ed.). México: Editorial Internacional Thomson.
- Vásquez, O. (2011). *Todo sobre presupuestos en edificaciones*. Perú: Editora Color EIRL.
- Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. Perú: Fondo Editorial ICG.
- Hernández, S. (2016). *Metodología de la Investigación*. (6ta. ed.). México: Editorial McGraw-Hill/interamericana
- Castillo, R., & Sarmiento, J. (1984). *Costos Directos e Indirectos en construcción*. Perú: Fondo Editorial Capeco.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. Diseño sismorresistente. (2016). Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060. Concreto armado (2006). Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.070. Albañilería (2006). Lima.
- Reglamento de Metrados para obras de Edificación, Grupo editorial Megabyte.
- Palomino, A. (2016). *Manual de análisis estático y dinámico NTE E.030 Diseño sismorresistente*. Perú: editorial ISBN.
- Zavaleta, L. (2009). *Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo*. Universidad Privada Antenor Orrego.

- Balda, F. (2013). *Análisis y diseño estructural en concreto armado del Proyecto ampliación y mejoramiento de laboratorios de la escuela profesional de Educación Física de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno*. Universidad Nacional del Altiplano.
- Quiroz, C. (2016). *Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca*. Universidad Néstor Cáceres Velázquez.
- Quispe, E. (2016). *Análisis de la propuesta de la norma e-030 y la norma vigente para los sistemas aporticado, mixto y de albañilería en la ciudad de Puno*. Universidad Nacional del Altiplano.

Anexos



PROYECTO:

“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia”

ANEXO A
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:

**“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de
concreto armado y albañilería confinada para la construcción
del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia”**

2017



INFORME TECNICO

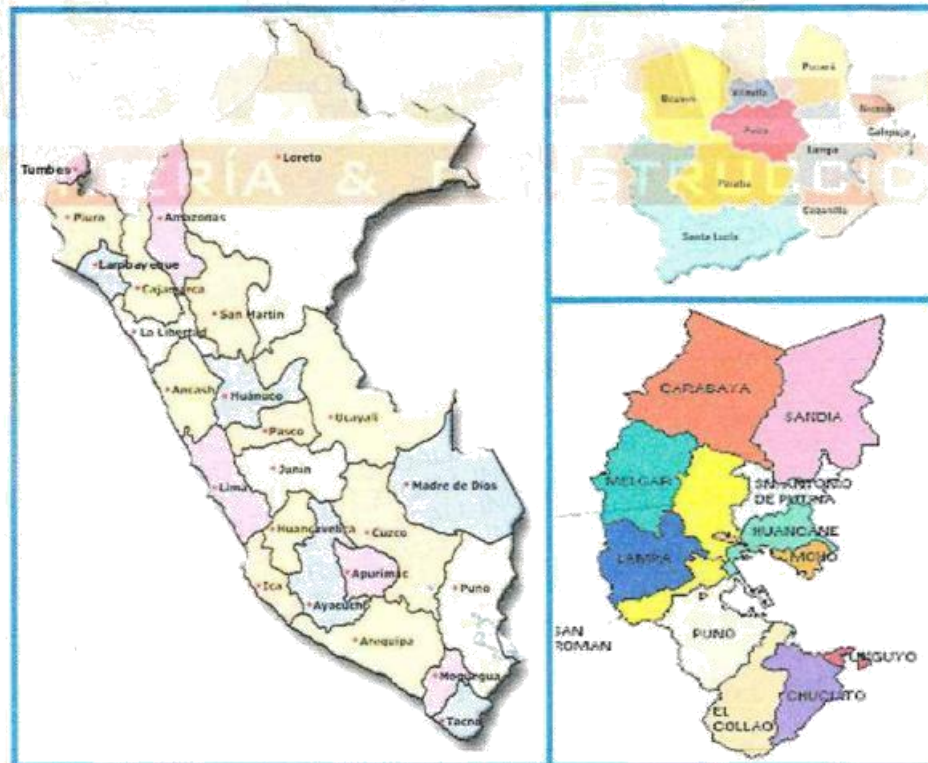
1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente informe tiene por objetivo reportar las características geotécnicas del terreno en el cual se ubica el edificio administrativo del distrito de Santa Lucia, el estudio del área elegida se ha efectuado mediante una investigación geotécnica que involucra trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, necesarios para definir el perfil estratigráfico del are de emplazamiento.

1.2. UBICACIÓN

Región: Puno
Provincia: Lampa
Distrito: Santa Lucia
Ubicación: Santa Lucia




Ing. Redy Ronald Alvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Percy Arapa Mamaní
TECNICO DE LABORATORIO
CIP. 44954774





1.3. VIAS DE ACCESO

El acceso para llegar a la zona de investigación es como indica el siguiente cuadro (referencial):

Cuadro N° 01

Desde	a	Tipo De Via	Medio de transporte	Distancia (KM.)
Puno	Juliaca	Asfaltado	Vehículo	42
Juliaca	Santa lucia	Asfaltado	Vehículo	62

1.4. TOPOGRAFIA

El relieve topográfico en la zona de estudio es ligeramente inclinado, con una pendiente de 1%

Área y perímetro.

El área levantada correspondiente al terreno para el proyecto es del municipio distrital de santa lucia, cuya área y perímetro corresponde.

Área: 624.00 m²

Perímetro: 111.20 ml



Ingeniero Rody Ronald Álvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, FUNDACIONES Y MATERIALES

Ing. Rody Ronald Álvarez Mita
TÉCNICO DE LABORATORIO
N° 44954774





Linderos.

Los linderos del perímetro corresponde a:

- Por el Noreste: colinda con la Av. E. Gutiérrez Con 15.60 ml
- Por el Sureste: colinda con la Av. 27 de junio con 40.00 ml
- Por el Noroeste: colinda con la plaza de armas con 40.00ml
- Por el Suroeste: colinda con la Av. Fernando Belaunde con 15.60 ml.

Coordenadas UTM del perímetro.

Las coordenadas UTM corresponden al siguiente cuadro:

Cuadro N° 02

VERTICE	NORTE (m)	ESTE (m)
1	8264029.7027	327953.8816
2	8264041.9124	327930.6975
3	8264036.3697	327927.9194
4	8264023.9528	327951.5624

2. DESCRIPCION GEOLOGICA

2.1. GEOGRAFIA

El distrito de Santa Lucia, donde se ubica el edificio administrativo limita con los siguientes distritos y provincias

- Por el Norte: Limita con la provincia de Melgar
- Por el Sur: Limita con la provincia de San Román
- Por el este: Limita con la provincia de Azángaro
- Por el oeste: Limita con la región Arequipa

2.2. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

El proyecto contempla la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia, provincia de Lampa, región Puno.



Ing. Reay Ronald Álvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES
Pevey Arapa Mampant
TECNICO LABORATORIO
N° 41954574



2.3. GEOLOGIA GENERAL

2.3.1. GEOLOGIA LOCAL

En la zona de estudio no se distinguen afloramientos de roca seguidamente se observan sedimentos cuaternarios, constituido de segmentos heterogéneos angulosos a sub angulosos de una matriz arena arcillosa de color marrón a amarillo predominante; se encuentran en las partes altas de los cerros, es la cobertura casi continua que cubre la zona y varía según su naturaleza geológica de la roca madre.

En la zona del proyecto no se observa afloramiento de aguas subterráneas, más por las precipitaciones pluviales.

2.3.2. GEOLOGIA GENERAL

De la geología regional, se desprende que tanto el área estudiada como las áreas circunvecinas han estado sometidas a movimientos tectónicos a través de los diferentes periodos geológicos. El tectonismo se evidencia por el levantamiento de los andes hasta alturas considerables y por la presencia de fallas

Se hace descripción de la unidad estratificada del grupo puno.

GRUPO PUNO

En la zona de estudio, este grupo está conformado por areniscas arcóscicas y tufáceas de color rojo a gris pardusco con intercalaciones de lutitas yesíferas, gruesos niveles conglomerádicos de naturaleza muy variada, cuarcitas y algo de calizas.

Los afloramientos de este grupo son pequeños, pero con una distribución que abarca el norte, centro y sur de la Zona.

CUATERNARIO-RECIENTE

Está conformada por unidades fluvio-aluviales y unidades lacustres; que se han formado desde la última glaciación y que continúan formándose actualmente; así como, algunas están siendo erosionadas.

Cabe destacar que las formaciones fluvio-aluviales recientes se formaron en condiciones climáticas más lluviosas, por lo que tiene una mayor amplitud, respecto a las condiciones actuales de precipitación-



Ing. Rony Ronald Álvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS Y FUNDACIONES

[Signature]
Tercy Argón Mamani
TECNICO DE LABORATORIO
CIP. 24954774





Según la NTE – 030, de acuerdo con los tipos de suelos encontrados, predominantemente gravosos y arenosos, los parámetros de diseño sismo resistentes se consignan en cada cálculo, pero mayormente son:

Cuadro N° 03

Tipo de Suelo	Z	S	Tp(S)
Arcillas, arenas con grava o gravas arenosas	0.35	1.2	1.0
Roca Ígnea intrusiva andesita	0.35	1	1.0

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

(Z) Factor de zona

(S) Factor de amplificación del suelo

(Tp) Periodo que define la Plataforma del espectro

2.4. GEOMORFOLOGIA GENERAL

Dentro de la zonación geomorfología y estructural que existe hacia el sur del Perú, Puno está comprendido dentro de la unidad morfológica del altiplano. Esta unidad morfo-estructurales reconocida desde a falda Oriental de la Cordillera Occidental hasta las estribaciones de la cordillera oriental y hacia el S.E. hasta el lago Titicaca y de aquí hasta Bolivia (incluyendo las grandes depresiones de las cuencas del lago Titicaca y Poopó).

Esta unidad se caracteriza por su topografía llana, a veces con muy suave ondulamiento, y por una cadena de cerros circundando a conos volcánicos, con altitudes que van de 3,800 a 4800 m.s.n.m.

La altiplanicie, se considera como resto de una peniplanicie formada a una altura relativamente baja durante el tercio medio a superior. Del material aluvial, fluvio-glaciar y lacustre que conforman las planicies o pampas, se desprende que ellas se han producido por el relleno parcial de cuencas relativamente cerradas.

Dentro de esa unidad, se observa la existencia de terrazas de origen fluvio-aluvial, asimismo, se observa que dentro de las planicies o pampas se han desarrollado pequeñas áreas pantanosas a los que se conoce localmente con el nombre de bofedales.



Ing. Reay Ronal Alvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELO, FUNDAMENTO Y MATERIALES

PERU ARQUITECTOS
TECNICO DE LABORATORIO
N° 24052937





3. INVESTIGACIONES GEOTECNICAS EFECTUADAS

3.1. TRABAJOS DE CAMPO

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del terreno de fundación del área en estudio, se ha ejecutado 03 calicatas a cielo abierto, asignándole desde C-1 hasta C-3 el cual fue ubicado convenientemente en el Area limitado por el proyecto.

3.1.1. MUESTREO

Realizado el trabajo de la ubicación de calicata se ha procedido con la excavación y obtención de muestras por estratos de terreno de fundación con la finalidad de realizar los ensayos correspondientes en laboratorio y definir el perfil estratigráfico.

Cuadro N° 04 – Muestreo del terreno de fundación

MUESTREO DEL TERRENO DE FUNDACION			
DESCRIPCION	PROFUNDIDAD	N° DE MUESTRAS	ESTADO
Calicata C-1	2.70	01	Alterado
Calicata C-2	2.70	01	Alterado
Calicata C-3	2.70	01	Alterado

Fuente: Elaboración Propia

3.1.2. REGISTRO DE EXPLORACION DE CAMPO

La investigación de campo implica realizar una serie de actividades que nos permitan identificar el tipo de suelo existente y el posible comportamiento frente a las cargas actuantes, para dicho fin en cada fase de los trabajos se realizan las descripciones del suelo de manera que nos ayuden a comprender mejor el suelo como parte resistente de la estructura y elementos que va alojar las distintas instalaciones el cual implica la dificultad que ofrece el suelo para realizar los trabajos de excavación.

En este proceso se realizó una clasificación de campo de forma manual y visual de cada uno de los estratos registrados en cada calicata, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, humedad, consistencia etc, tal como se puede observar en el cuadro siguiente:



[Signature]
Ing. Redy Ronald Alvarado
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTO Y MATERIALES

[Signature]
Pablo Armando
TECNICO DE LABORATORIO
N° 2493477





Cuadro N° 05 – Registro de Exploración

REGISTRO DE EXPLORACION				
CALICATA	ESTRATO	PROF. (m)	N.F.	ESTRUCTURA
Calicata C-1	E-01	01	N.P.	-
Calicata C-2	E-01	01	N.P.	-
Calicata C-3	E-01	01	N.P.	-

Fuente: Elaboración Propia

3.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

3.2.1. ENSAYOS BASICOS

Los trabajos de laboratorio realizados para determinar las propiedades físicas del suelo de fundación, se efectuaron sobre muestras representativas obtenidas en la fase de investigación de campo, el procedimiento empleado para realizar los ensayos básicos es de acuerdo a las recomendaciones establecidos por para la exploración del suelo del reglamento Nacional de Edificaciones E.050 suelos y cimentaciones.

Los ensayos básicos practicados sobre las muestras del suelo de fundación comprenden la ejecución y análisis de las muestras con la finalidad de determinar básicamente el tipo de suelo, contenido de humedad, ensayos de granulometría, los límites de consistencia. Etc. La normativa empleada como guía para la ejecución de los ensayos básicos se ilustra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 06 – ensayos realizados en laboratorio

Nombre del ensayo	Ensayo ASTM	Descripción del Ensayo
Contenido de Humedad	D – 2216	Para Determinar su contenido de humedad natural
Análisis Granulométrico	D – 422	Para determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo
Límite Líquido	D – 4318	Hallar el contenido de agua entre los estados líquido y plástico
Límite Plástico	D – 4318	Hallar el contenido de agua entre los estados plásticos y semisólidos.
Índice Plástico	D – 4318	Hallar el rango de contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico.
Clasificación de suelos	D - 2487	Para determinar el tipo de suelo según SUCS



Ing. Reay Ronal Alvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, CIMENTOS Y MATERIALES

Ing. Arepa Mamani
TECNICO DE LABORATORIO
N° 44054334





3.2.2. ENSAYOS ESPECIALES

Los trabajos de laboratorio realizados para determinar las propiedades mecánicas del suelo de fundación, se efectuaron sobre muestras representativas obtenidos en la fase de investigación de campo, el procedimiento empleado para realizar los ensayos especiales es de acuerdo a las recomendaciones establecidas para ensayos sobre muestras de suelo del reglamento Nacional de edificaciones, E.050 Suelos y Cimentaciones.

Cuadro N° 07 – Ensayos especiales

ENSAYOS DE LABORATORIO		
DESCRIPCION	NORMA APLICADA	OBSERVACION
Ensayo de corte directo	NTP 339.171 (ASTN D3060)	
Ensayo de Densidad Relativa	NTP 339.137 (ASTN D4253)	

Fuente: RNE E.050

3.3. CLASIFICACION DE SUELOS

Los Suelos representativos se han clasificado según el sistema de Clasificación SUCS, Según se muestra en el siguiente cuadro.

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Límites (%)			Clasificación SUCS
			L.L.	L.P.	I.P.	
C-1	M-1	2.70	N.P.	N.P.	N.P.	GW
C-2	M-1	2.70	N.P.	N.P.	N.P.	GW
C-3	M-1	2.70	N.P.	N.P.	N.P.	GW

L.L.: Límite Líquido

L.P.: Límite Plástico

I.P.: Índice Plástico



LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Peter Arana Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO
N° 24954374

Ing. Rody Ronald Álvarez Silita
CIP. 152493
RESIDENTE



DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGANICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		PT		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS.

3.4. ESTRETIGRAFIA

De las investigaciones efectuadas en el campo a través de las exploraciones, se ha podido establecer la siguiente estratigrafía de suelo. En el lugar de emplazamiento de la calicata C-1, la información obtenida nos permite establecer la siguiente estratigrafía.

En el lugar de emplazamiento de las calicatas C-1, C-2 y C-3 la estratigrafía muestra una capa homogénea de un material de GRAVA BIEN GRADUADA, hasta los 2.70 de profundidad.



Redy Ronald Alvarez
Ing. Redy Ronald Alvarez
CIP 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Benay Ancha Mamant
Benay Ancha Mamant
TECNICO DE LABORATORIO
Nº 2495497





Este suelo presenta compacidad baja y se prolonga más allá de la profundidad explorada siendo la clasificación SUCS ASTM D2467 GW. Siendo en las tres calicatas C-1, C-2 y C-3.

4. ANALISIS DE CIMENTACION

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, estratigrafía del suelo, se determinó la capacidad portante en cada una de las calicatas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones.

Se estima con un criterio conservador los siguientes parámetros de Resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo.

Según el diseño estructural, la alternativa de cimentación será mediante zapatas de concreto armado de geometría rectangular, cuyas dimensiones se especifican en los planos estructurales. La profundidad mínima de cimentación será de 1.50m.

CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante admisible se calcula aplicando la teoría de Alexander Vesic para las cimentaciones superficiales adoptado el criterio de falla local, mediante la siguiente relación.

$$q_{adm} = \frac{1}{F.S.} (S_c C N_c + S_y \frac{1}{2} Y B N_y + S_q Y D_f N_q)$$

Donde:

- q_{adm} = Capacidad portante admisible (kg/cm²)
- C = Cohesión (kg/cm²)
- Y = Peso unitario del suelo (gr/cm³)
- D_f = Profundidad de Cimentación
- B = Ancho de cimiento
- N_c, N_q, N_y = Factores de capacidad de carga
- S_c, S_q, S_y = Factores de forma
- F. S. = Factor de seguridad



Ing. Redy Ronald Alvarez Milla
CIP: 152493
RESIDENTE



LABORATORIO DE SUELOS, FUNDACIONES Y MATERIALES

Ing. Arqpa Mamani
TÉCNICO DE LABORATORIO
TEL: 24052374



Reemplazando datos, según corresponda para cada calicata.



4.1. ANALISIS DE CIMENTACION

4.1.1. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA CALICATA C-01

PARAMETROS MACANICOS DEL SUELO DE FUNDACION: CALICATA C-01					
Descripción	Abreviada	Estrato	Unidad	Valor	Observación
Calicata	C-01	E-01			
Peso específico de Masa	Y	E-01	gr/cm ³	1.32	
Angulo de Fricción interna	∅	E-01	grados	29.94	
Cohesión del suelo	C'	E-01	gr/cm ³	0	
Humedad Natural del suelo	w	E-01	%	27.66	

Df (cm)	qu (Kg/cm ²)	Qadm (Kg/cm ²)	FS	Nc	Nq	Ny	B (cm)	L (cm)	Y (gr/cm ³)
60.00	3.53	1.18							
80.00	3.90	1.30							
100.00	4.40	1.47							
120.00	4.71	1.57							
140.00	5.56	1.85							
150.00	6.21	2.07	3.00	30.00	18.28	22.20	100	100	1.32
170.00	6.70	2.23							
190.00	7.50	2.50							
210.00	8.30	2.77							



Redy Ronald Alvarez Maza
Ing. Redy Ronald Alvarez Maza
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELO, PAVIMENTO Y MATERIALES

[Signature]
Ing. Percy Ricardo Macmillan
TECNICO DE LABORATORIO
N° 1 2293237





4.1.2. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA CALICATA C-02

PARAMETROS MACANICOS DEL SUELO DE FUNDACION: CALICATA C-02					
Descripción	Abreviada	Estrato	Unidad	Valor	Observación
Calicata	C-01	E-01			
Peso específico de Masa	Y	E-01	gr/cm3	1.32	
Angulo de Fricción interna	∅	E-01	grados	29.94	
Cohesión del suelo	C'	E-01	gr/cm3	0	
Humedad Natural del suelo	w	E-01	%	27.45	

Df (cm)	qu (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	FS	Nc	Nq	Ny	B (cm)	L (cm)	Y (gr/cm3)
60.00	3.82	1.27							
80.00	4.19	1.40							
100.00	4.69	1.56							
120.00	5.09	1.70							
140.00	5.95	1.98							
150.00	6.37	2.12	3.00	30.09	18.36	22.34	100	100	1.42
170.00	7.24	2.41							
190.00	8.10	2.70							
210.00	9.41	3.14							

4.1.3. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA CALICATA C-03

PARAMETROS MACANICOS DEL SUELO DE FUNDACION: CALICATA C-03					
Descripción	Abreviada	Estrato	Unidad	Valor	Observación
Calicata	C-01	E-01			
Peso específico de Masa	Y	E-01	gr/cm3	1.39	
Angulo de Fricción interna	∅	E-01	grados	29.86	
Cohesión del suelo	C'	E-01	gr/cm3	0	
Humedad Natural del suelo	w	E-01	%	27.94	



Ing. Neidy Romal Alvarado
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Ing. Araceli Mamani
TECNICO DE LABORATORIO
N° 2264295



Df (cm)	qu (Kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	FS	Nc	Nq	Ny	B (cm)	L (cm)	Y (gr/cm3)
60.00	3.68	1.23							
80.00	4.05	1.35							
100.00	4.53	1.51							
120.00	4.91	1.64							
140.00	5.73	1.91							
150.00	6.15	2.05	3.00	29.81	18.11	21.94	100	100	1.39
170.00	6.98	2.33							
190.00	7.81	2.60							
220.00	9.07	3.02							

5. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Es la capacidad admisible del terreno que se deberá usar como parámetro de diseño de la estructura. También se le conoce "Carga de Trabajo" o "presión de Trabajo".

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

DONDE:

- qu = La capacidad portante ultima (kg/cm2)
- qadm = Capacidad portante Admisible (kg/cm2)
- FS = Factor de seguridad (adimensional)

5.1. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE: CALICATA C-1

$$q_{adm} = 2.07 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

5.2. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE: CALICATA C-2

$$q_{adm} = 2.12 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

5.3. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE: CALICATA C-3

$$q_{adm} = 2.05 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



Ing. Redy Ronald Alvarez Milla
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Payan Ayora
TECNICO DE LABORATORIO
N° 2495299





6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- Se ha realizado la exploración del suelo de fundación para el proyecto "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL DISTRITO DE SANTA LUCIA", para tal fin se ha ejecutado tres calicatas nombrándose C-01, C-02 y C-03.
- Durante la excavación de las calicatas a cielo abierto se ha logrado llegar hasta una profundidad máxima de -2.70 m. por debajo del nivel de la superficie de terreno.
- El suelo de fundación explorado a través de calicatas en la fecha y durante la excavación no se ha observado presencia de nivel freático.
- Los parámetros sísmicos del suelo de fundación se ilustran en el siguiente cuadro:

ZONA	Z	Tp (s)	S	U
3	0.35	0.6	1.15	1.50

- Se concluye que el suelo presente por la ubicación de las estructuras corresponden a (GW grava bien Graduada)
- LA capacidad portante Admisible del terreno, para la calicata C-1 es de $q_{adm} = 2.07 \text{ kg/cm}^2$, C-02 de $q_{adm} = 2.12 \text{ kg/cm}^2$ y C-03 de $q_{adm} = 2.05$. calculado a una profundidad de desplante de -1.50 m. a partir de la cota 0.00 m. del nivel de terreno natural.
- El presente estudio de Mecánica de Suelos se ha realizado en la fecha indicada en los certificados de laboratorio.


ASOCIACIÓN DE SUELOS, FUNDACIONES Y MATERIALES
Percy Aranda Ivamani
TECNICO DE LABORATORIO
N° 24954773





6.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar el tipo de suelo existente en la zona del proyecto para cada estructura de cimentación prevista, además se recomienda considerar un suelo de consistencia suelta para fines del planteamiento de los rendimientos del movimiento de tierras (excavación de zanjas).
- Los resultados del análisis de cimentación será de aplicación exclusiva del área estudiada.
- Para desplantar la cimentación de las estructuras proyectadas se recomienda realizar a una profundidad no menor de $D_f = 1.50\text{m}$. del nivel del terreno natural existente.
- Se recomienda usar como parámetro de diseño de las estructuras proyectadas de concreto armado y Albañilería Confinada a una capacidad portante del terreno de $q_{adm} = 2.05 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de $D_f = 1.50\text{m}$. por debajo del terreno natural.
- Para fines de diseño de las estructuras existentes (contemplados en el proyecto) considerar como parámetros sísmicos el contenido del cuadro del ítem de conclusiones del presente estudio de suelos.
- Para las estructuras que requieren cimentación se recomienda realizar durante la ejecución de la obra, la verificación de las características físicas del suelo de fundación (consistencia y humedad) y la capacidad portante.

Santa Lucia, Mayo del 2017



LABORATORIO DE SUELOS, FUNDACIONES Y MATERIALES

TECNICO DE LABORATORIO
N° 24652774



Ing. Redy Ronald Alvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

ANEXO B
DISEÑO DE MEZCLAS



PROYECTO:

“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia”

2017



PROYECTO	: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL DISTRITO DE SANTA LUCIA.		
CANTERA	: RIO MARAVILLAS		
MUESTRA	: CONCRETO	FECHA	: 16 OCTUBRE 2017
SOLICITA	: TESISTAS: EQC y PDAA		

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

f'c = 210Kg/cm²

CARACTERISTICAS DEL CONCRETO

CEMENTO YURA TIPO IP

Peso Específico	2.86	Tn/m ³
Peso del Material suelto	1.50	Tn/m ³

CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS

	UND.	A. FINO	A. GRUESO
Peso Unit. Seco Compactado	Kg/cm ³	1.70	1.603
Peso Unit. Seco Suelto	Kg/cm ³	1.580	1.414
Peso Específico de la Masa	gr/cc	2.573	2.579
Contenido de Humedad	%	5.67	0.92
Porcentaje de Absorción	%	1.403	1.889
Modulo de Fineza		3.00	7.11
Tamaño Máximo	Pulg.		1"

DATOS DE DISEÑO

Clima	Frio
Slump	1" a 3" Pulg.
Agua	160 Lt/m ³
Aire	Con Aire incorporado
Factor de Seguridad	adoptado
Relacion agua - cemento	0.45
Volumen de agregado grueso	0.40 m ³
Factor de Cemento	355.56 Kg/m ³
Agregado Grueso	58.9%
Agregado Fino	41.1%

1.- PESO SECO DE LOS MATERIALES POR m³ DE CONCRETO:

Cemento		355.6 Kg/m ³
Agua		160.0 Lt/m ³
Agregado Grueso	0.404	2579 1041.9 Kg/m ³
Agregado Fino	0.282	2573 724.7 Kg/m ³



Ing. Redy Ronal Alvarez Milla
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Percy Araya Tamani
TECNICO DE LABORATORIO
N° 44954323





2.- CORRECCION POR HUMEDAD Y ABSORCION:

Agua Efectiva	160.0	34.8	125.2 Lt
---------------	-------	------	----------

3.- PESO DE MATERIALES CORREGIDOS POR m3 DE CONCRETO

Cemento			355.6 Kg/m3
Agregado Grueso	1041.9	41.7	1083.6 Kg/m3
Agregado Fino	724.7	21.7	746.4 Kg/m3
Agua			125.2 Lt/m3

4.- LAS PROPORCIONES EN PESO EN OBRA SERAN:

Cemento	355.6	355.6	1.000
Agregado Grueso	1083.6	355.6	3.047
Agregado Fino	746.4	355.6	2.098
Agua	125.2	355.6	0.352

5.- PESO DE MATERIALES POR SACO:

Cemento	1.000	42.5	42.50
Agregado Grueso	3.047	42.5	129.50
Agregado Fino	2.098	42.5	89.17
Agua	0.352	42.5	14.96

6.- VOLUMEN APARENTE DE LOS MATERIALES:

Cemento	355.6	1.500	0.2370
Agregado Grueso	1083.6	1.414	0.7663
Agregado Fino	746.4	1.580	0.4724
Agua	125.2	1.000	0.1252

7.- LAS PROPORCIONES EN VOLUMEN EN OBRA SERAN:

Cemento	0.2370	0.2370	1.0	p3
Agregado Grueso	0.7663	0.2370	3.2	p3
Agregado Fino	0.4724	0.2370	2.0	p3
Agua	125.20	6.4464	19.4	lts

Componente	Cemento	Agr. Grueso	Agr. Fino	Agua
Proporción	1.0	3.20	2.00	19.40



Cling-Redy Ronal Alvarez Mita
CIP. 152493
RESIDENTE

LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Percy Arce Mamani
TECNICO DE LABORATORIO
Nº 21654377

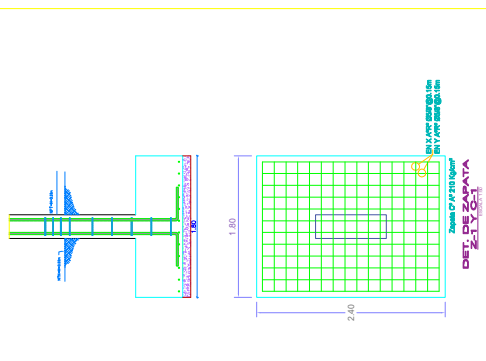
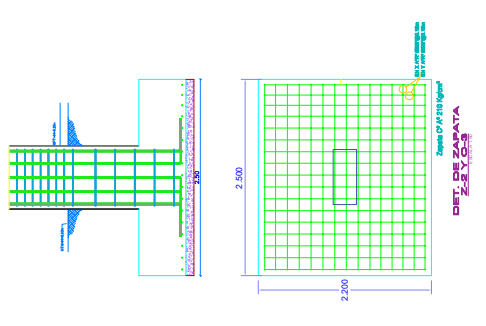
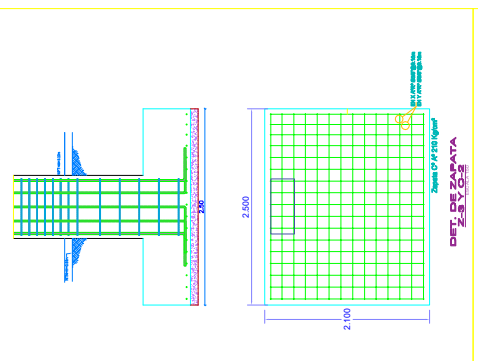
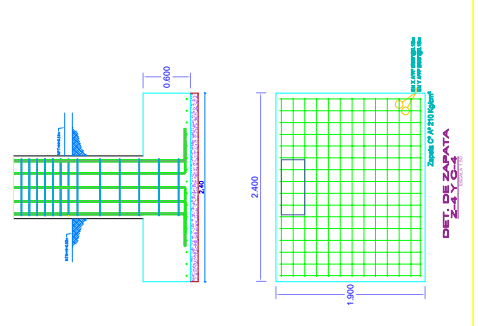
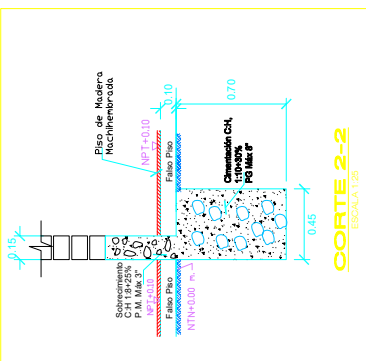
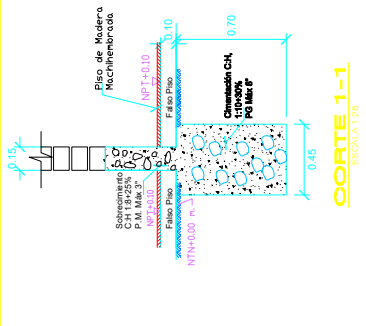
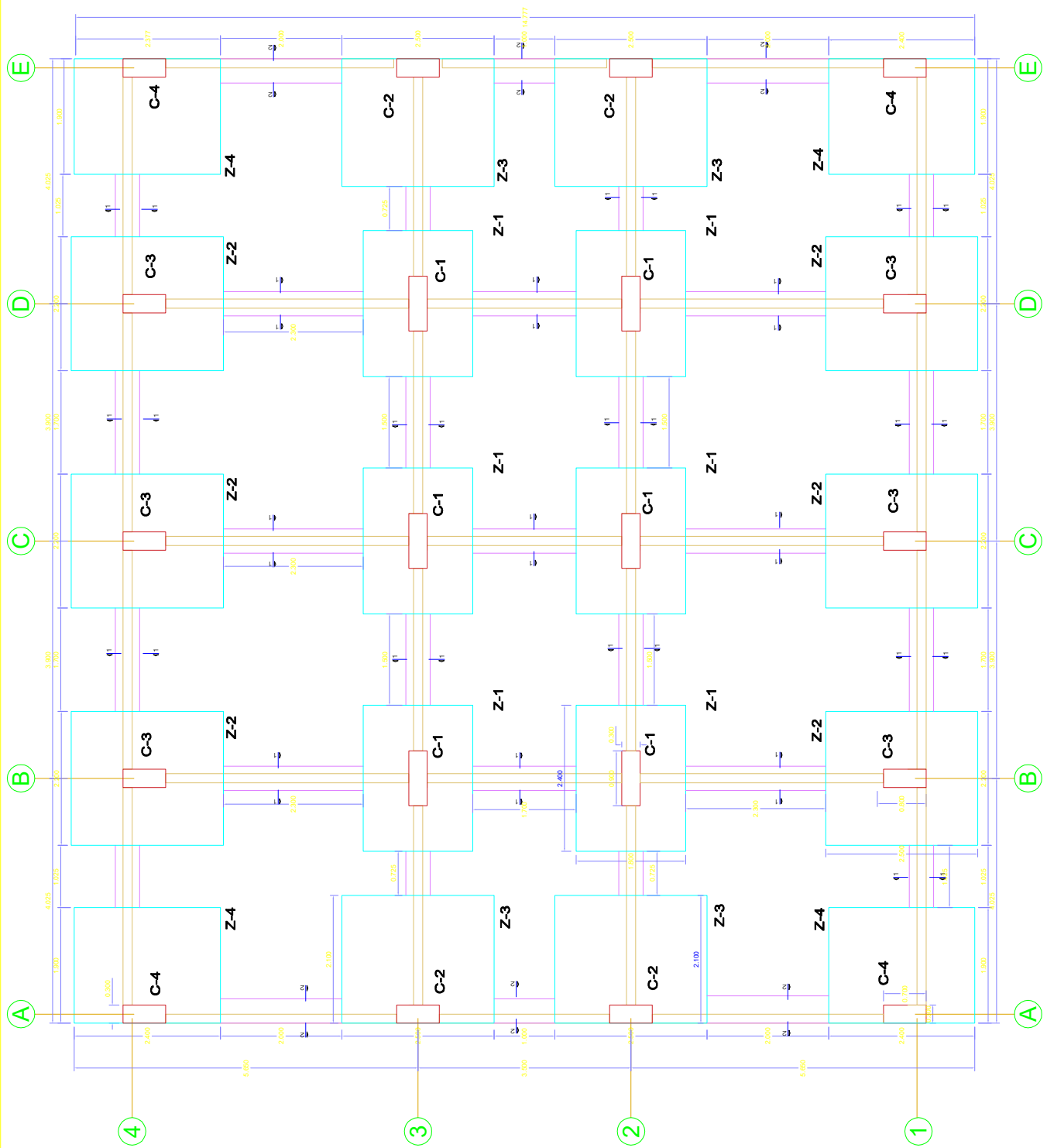
ANEXO C **PLANOS**



PROYECTO:

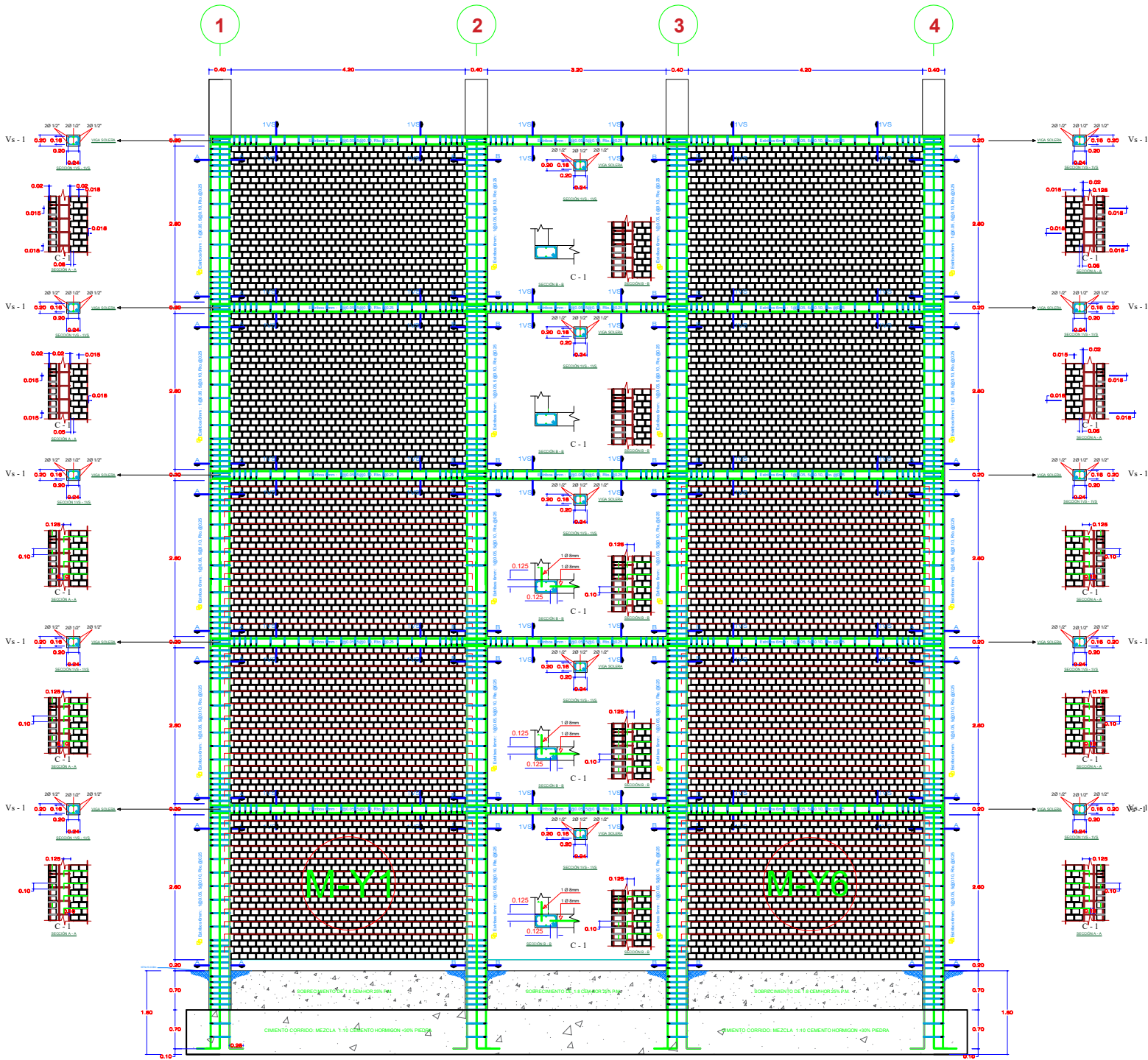
“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucia”

2017



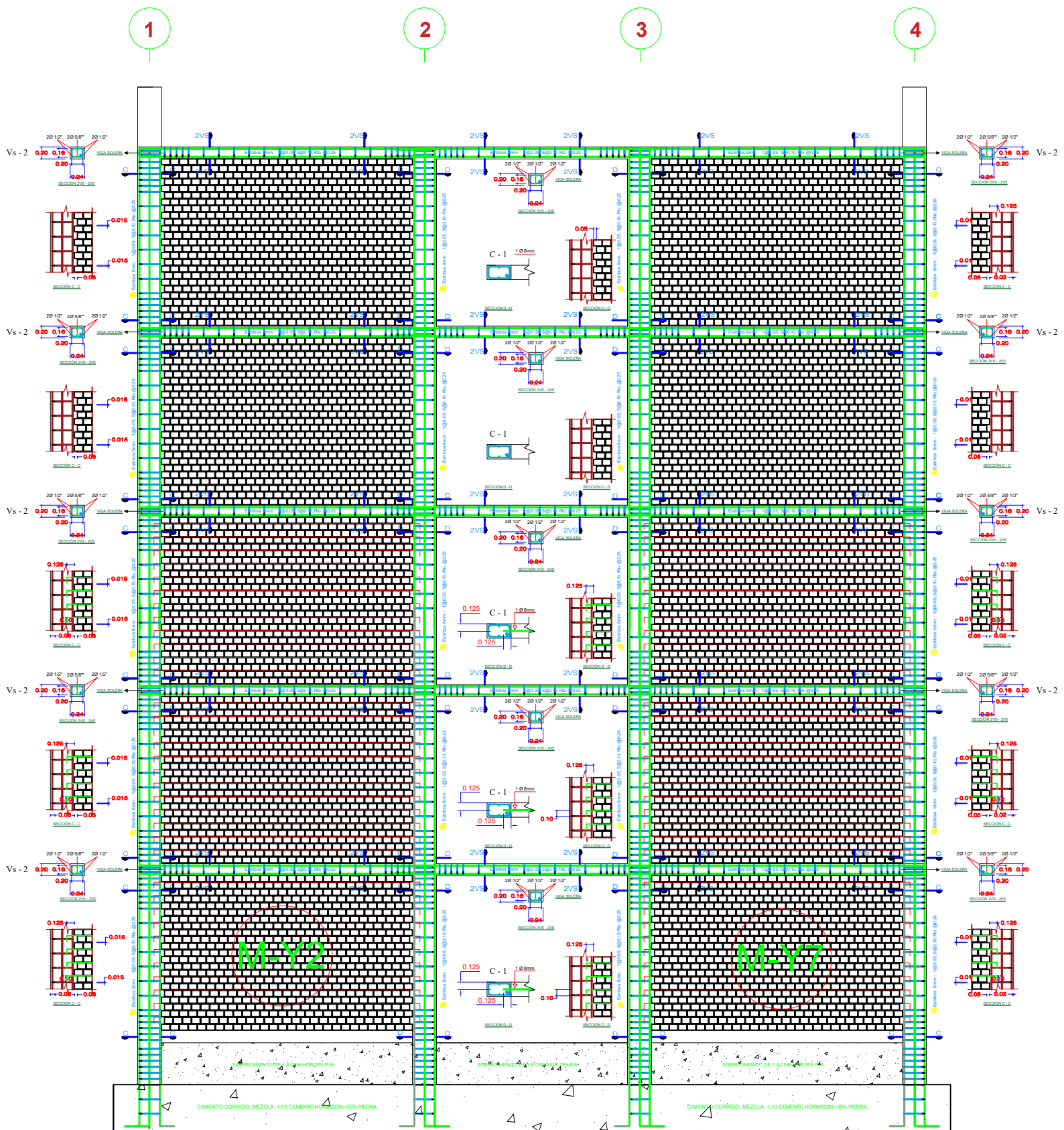
ESTRUCTURAS - COMENTACIONES

Escala 1/50





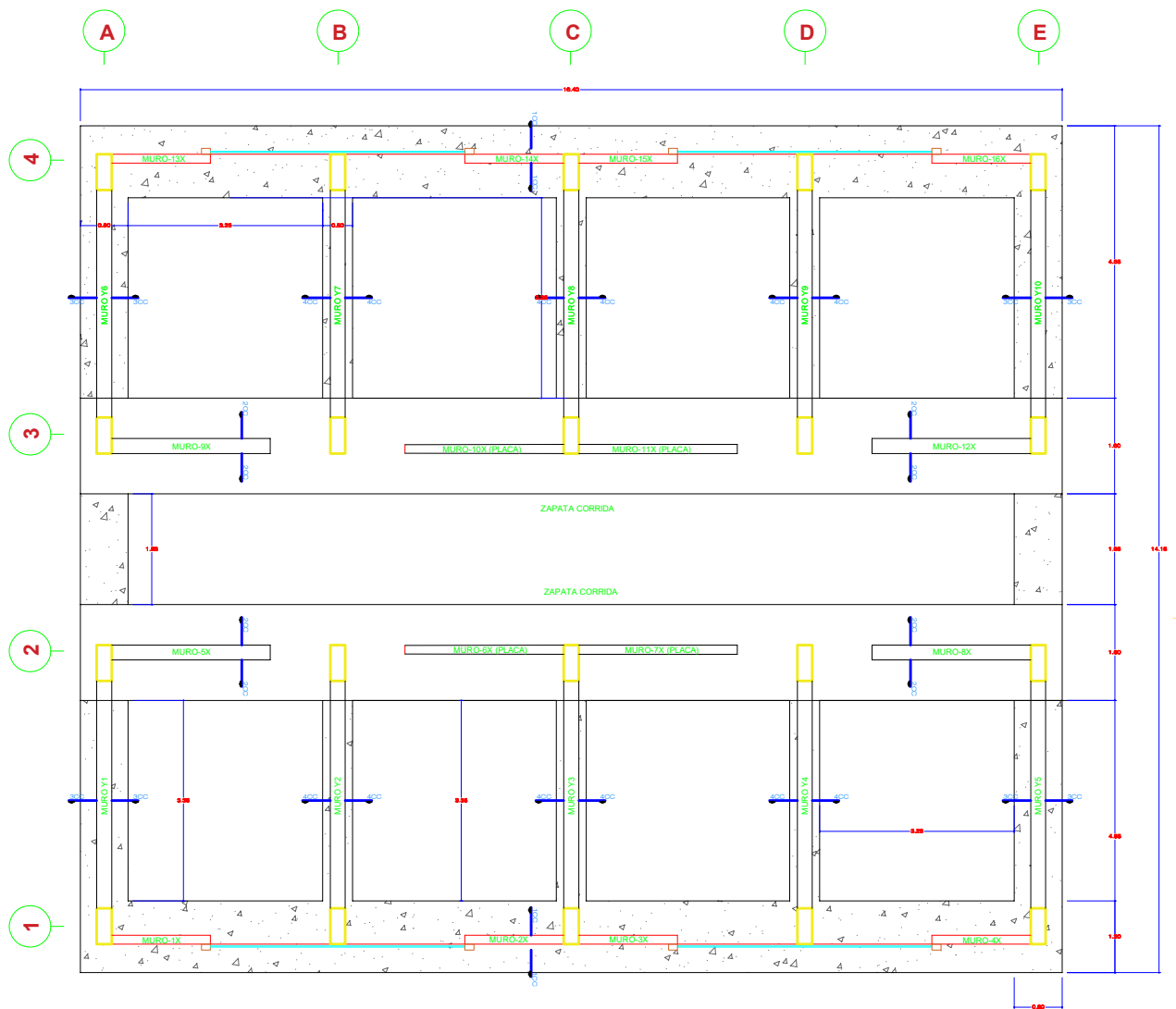
ALBAÑILERÍA CONFINADA Ejes A-A Y E-E

	UNIVERSIDAD PERUANA UNION FILIAL JULIACA-CHULLUNQUIANI FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL DISTRITO DE SANTA LUCÍA			
PLANO: ESTRUCTURA SISTEMA: ALBAÑILERÍA CONFINADA	DESARROLLADO POR: BACHILLER PERCY DARWIN APAZA AGUILAR BACHILLER ELI QUISE COCA	ESCALA:	1:50	

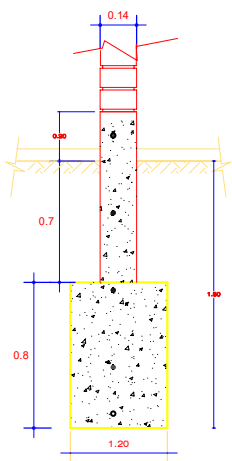


ALBAÑILERÍA CONFINADA EJES B-B Y D-D

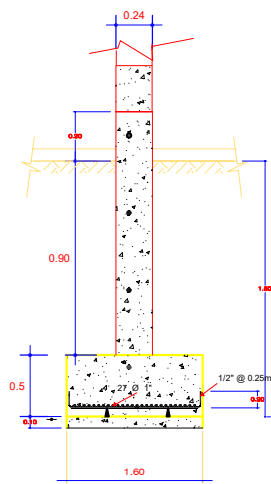
	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FILIAL JULIACA-CHULLUNQUANI FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL DISTRITO DE SANJA LUCÍA			
	PLANO: ESTRUCTURA SISTEMA: ALBAÑILERÍA CONFINADA	DESARROLLADO POR: BACHILLER PERCY DARWIN APAZA AGUILAR BACHILLER ELI QUISE COCA	ESCALA: 1:50	



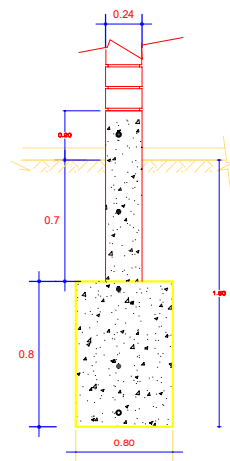
ALBAÑILERÍA CONFINADA CIMENTACIONES



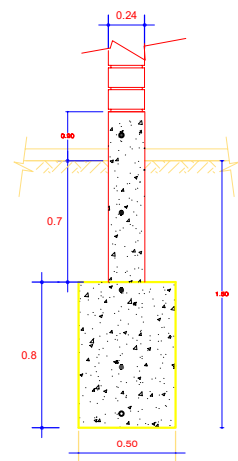
CORTE 1CC - 1CC



CORTE 2CC - 2CC



CORTE 3CC - 3CC



CORTE 4CC - 4CC

ALBAÑILERÍA CONFINADA CIMENTACIONES

UNIVERSIDAD PERUANA UNION FILIAL JULIACA-CHULLUNQUIANI
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL DISTRITO DE SANTA LUISA

PLANO: ESTRUCTURA
 SISTEMA: ALBAÑILERÍA CONFINADA

DESARROLLADO POR:
 BACHILLER PERCY DARWIN APAZA AGUILAR
 BACHILLER ELI QUISE COCA

ESCALA:
 1:50

UNIVERSIDAD PERUANA UNION
 E-7
 UPEU - ING. CIVIL