



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Influencia de la rigidez lateral en el análisis y
diseño Sismoresistente de un edificio de
concreto armado de 5 pisos**

Yesica Yaneth Gómez Quispe

Huancayo, 2018

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESOR

ING. ARAUCO RICSE JORGE KLAUSS

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer primeramente a Dios por que nos dio el don de la perseverancia para alcanzar nuestras metas.

A mi asesor el Ing. Arauco Ricse Jorge Klaus por el asesoramiento y el tiempo brindado para la realización de la tesis.

DEDICATORIA

Quiero dedicar esta tesis a mis padres Nemesio Gómez Romero y Teófila Quispe Quincho que siempre me apoyaron incondicionalmente en la parte moral y económica, para poder llegar a ser una gran profesional.

A mi hermana Gabriela que más que mi hermana es mi mejor amiga junto con mi Mayita.

A toda mi familia que es lo mejor y lo más valioso que Dios me ha dado.

INDICE

ASESOR.....	3
AGRADECIMIENTO	4
DEDICATORIA	5
LISTA DE TABLAS	9
LISTA DE IMÁGENES.....	11
RESUMEN.....	15
ABSTRATC	16
CAPITULO I.....	17
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....	17
1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	17
1.1.1 Planteamiento del problema	17
1.1.2 Formulación del problema.....	22
1.2 OBJETIVOS	23
1.2.1 Objetivo General.....	23
1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	23
1.4 HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES	24
CAPITULO II.....	25
MARCO TEÓRICO	25
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
2.1.1 Artículos Científicos	25
2.1.2 Tesis	28
2.2 BASES TEÓRICAS	31
2.2.1. Rigidez.....	31
2.2.1.1. Rigidez en Placas:	35
2.2.1.2. Rigidez de Muros de Albañilería	36
2.2.1.3. Rigidez de Columnas.....	37
2.2.1.4. Rigidez Lateral de Pórticos	37
2.2.1.5. Rigidez Lateral de un Pórtico Simple	38
2.2.2. Análisis y Diseño Sismorresistente	40
2.2.3. Materiales	56
2.2.3.1. Concreto	56

2.2.3.2 Albañilería	63
2.2.3.3 Acero	64
2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS:.....	68
CAPITULO III.....	70
METODOLOGÍA	70
4.1 Método y Alcances de la Investigación	70
4.1.1 Método de la investigación	70
4.1.2 Alcances de la investigación.....	70
4.2 Diseño de la Investigación	71
4.2.1 Tipo de diseño de investigación.....	71
CAPITULO IV	72
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	72
1. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	74
1.1 Estructuración	74
1.2 Predimensionamiento.....	77
1.3 Comprobación de predimensionamiento de columnas:.....	80
1.4 Escaleras:	82
2. METRADO DE CARGAS	83
3. ANÁLISIS SISMICO:.....	87
1. Control 1: Capacidad portante	96
2. Control 2: Asentamiento diferencial	96
3. Análisis sísmico estático	97
4. Análisis sísmico dinámico	102
5. Nueva alternativa (con placas).....	109
6. Verificando irregularidades	112
7. Factor de reducción en el Etabs (R)	124
8. Análisis sísmico dinámico con placas (control 3)	125
9. Justificación de estructuramiento.....	128
10. Comprobación del sistema estructural	129
11. Cortante mínima.....	130
12. Diseño de elementos estructurales	135
A) Diseño de vigas:	136
B) Diseño de columnas	168
C) Diseño de placas de concreto.....	197

D) Diseño de zapatas	215
CONCLUSIONES	227
RECOMENDACIONES	228
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	229
ANEXOS.....	232

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Factores de zona “Z”	42
Tabla 2: Factor de suelos “S”	44
Tabla 3: Periodos “Tp” y “TL”	44
Tabla 4: Categoría de las edificaciones y factor “U”	46
Tabla 5: Sistemas estructurales	47
Tabla 6: Irregularidades estructurales en altura.....	48
Tabla 7: Irregularidades estructurales en planta.....	49
Tabla 8: Categoría y regularidad de las edificaciones.....	50
Tabla 9: Límites para la distorsión del entrepiso.....	55
Tabla 10: Características de varillas corrugadas.	65
Tabla 11: Calidades del acero de refuerzo	66
Tabla 12: Fuente “Diseño en concreto armado”, Ing. Roberto Morales Morales.	79
Tabla 13: Distorsión angular.....	97
Tabla 14: Peso de la edificación”ETABS”	100
Tabla 15: Periodos respectivos en la dirección X, Y, Z; Tx=0.899, Ty=0.633	103
Tabla 16: Plataforma espectral obtenida se inserta al programa ETABS 2016 para el análisis.....	104
Tabla 17: Desplazamientos en la dirección X.....	106
Tabla 18: Desplazamientos en la dirección Y	107
Tabla 19: Derivas dirección X.....	107
Tabla 20: Derivas dirección Y.....	108
Tabla 21: Peso de la edificación por piso.	115
Tabla 22: Se observa las diferentes cargas Axial ,Cortante y Momentos de la columna del eje 1-B.	117
Tabla 23: Se observa las diferentes cargas Axial ,Cortante y Momentos de la columna del eje 1-B.	118
Tabla 24: Desplazamientos relativos de esquina de entrepiso y de CM, en la dirección X.	119
Tabla 25: Desplazamientos relativos de esquina de entrepiso y de CM, en la dirección Y.	119
Tabla 26: Irregularidades en altura presentes en la edificación.	123
Tabla 27: Irregularidades en planta presentes en la edificación.	124
Tabla 28: Desplazamientos en la dirección X.....	125
Tabla 29: Desplazamientos en la dirección Y.....	126
Tabla 30: Derivas de entrepiso en la dirección X.....	126
Tabla 31: Derivas de entrepiso en la dirección Y.....	127
Tabla 32: Cortante que absorben los muros en la dirección X.....	129
Tabla 33: Cortante que absorben los muros en la dirección Y.....	129
Tabla 34: Factor de masa participativa.....	131
Tabla 35: Peso sísmico	132
Tabla 36: Cortante dinámica proporcionada por el ETABS.....	132
Tabla 37: Factor de amplificación sísmica	133

Tabla 38: Cortante dinámica del primer entrespiso, proporcionados por el ETABS.....	134
Tabla 39: Factor de reducción.....	136
Tabla 40: Factores de carga.....	136
Tabla 41: Indicaciones de corte de acero.....	145
Tabla 42: Indicaciones de corte de acero.....	154
Tabla 43: Carga axial , cortantes y momentos de la columna 2-B.....	171
Tabla 44: Combinaciones de carga en la dirección X.....	171
Tabla 45: Combinaciones de carga en la dirección Y.....	172
Tabla 46: Diámetro de barras de los aceros.....	174
Tabla 47: Espaciamiento de estribos en la columna 2-B.....	174
Tabla 48: Datos proporcionados del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 1-C.....	177
Tabla 49: Combinaciones de carga en la dirección X.....	177
Tabla 50: Combinaciones de carga en la dirección Y.....	179
Tabla 51: Resultado de μ_u, μ_v obtenidas manualmente.....	185
Tabla 52: Diámetro de barras de los aceros.....	187
Tabla 53: Espaciamiento de estribos en la columna 1-C.....	188
Tabla 54: Carga axial , cortantes y momentos de la columna 1-B.....	191
Tabla 55: Combinaciones de carga en la dirección X.....	191
Tabla 56: Combinaciones de carga en la dirección Y.....	193
Tabla 57: Diámetro de barras de los aceros.....	194
Tabla 58: Espaciamiento de estribos en la columna 1-B.....	194
Tabla 59: Carga axial , cortantes y momentos de la placa en L.....	202
Tabla 60: Se muestra las diferentes combinaciones de carga en el sismo X y sismo Y.....	202
Tabla 61: Combinaciones de carga en la dirección X.....	203
Tabla 62: Combinaciones de carga en la dirección Y.....	204
Tabla 63: Carga axial , cortantes y momentos de la placa.....	209
Tabla 64: Se muestra las diferentes combinaciones de carga en el sismo X y sismo Y.....	210
Tabla 65: Combinaciones de carga en la dirección X.....	210
Tabla 66: Combinaciones de carga en la dirección Y.....	212
Tabla 67: Datos Provenientes de la columna B-2.....	217
Tabla 68: Datos Provenientes de la columna 1-B.....	221
Tabla 69: Datos Provenientes de la columna 1-C.....	221
Tabla 70: Datos Provenientes de la Placa.....	222
Tabla 71: Área de acero colocado en la viga rígida.....	225

LISTA DE IMÁGENES

Figura 1: Edificación de adobe, colapsada en el evento de sismo de Arequipa.	18
Figura 2: Edificación de adobe, colapsada en el evento de sismo de San Martín	19
Figura 3: Edificación aporticada colapsada en el evento de sismo de Ica e Pisco.	20
Figura 4: Edificio esbelto de 10 pisos ubicado en el distrito de El Tambo.	21
Figura 5: Edificio de 4 pisos, ubicado en el distrito de Chilca.	22
Figura 6: Se observa la acción de una fuerza lateral aplicado a la estructura, generando así deformaciones en los elementos estructurales.....	31
Figura 7: Se observa dos edificios con diferentes niveles, donde el edificio de menor nivel es más rígido que el de mayor nivel.....	32
Figura 8: Se muestra dos muros expuestos a fuerzas de sismo, en la figura (a) se observa que el muro es perpendicular a la fuerza de sismo donde este es muy flexible frente a la fuerza aplicada, mientras que en la figura (b) se observa que el muro es paralelo a la fuerza de sismo por lo tanto presenta una buena rigidez lateral.	33
Figura 9: Placa o muro de corte.....	35
Figura 10: Muro de albañilería	36
Figura 11: Rigidez en columnas.....	37
Figura 12: Fuerza horizontal sometida a un pórtico simple.....	38
Figura 13: Zonificación.....	42
Figura 14: Resistencia del cemento, relación agua-cemento	58
Figura 15: Factor aire incorporado en el cemento	59
Figura 16: Resistencia del cemento hidratado-agregado	59
Figura 17: Tipos de cemento, tradicionales y adicionales.	60
Figura 18: Influencia de las condiciones de curado en la resistencia - Efecto de la edad y del curado en la resistencia.	60
Figura 19: Prueba de tracción directa.	61
Figura 20: Modulo de elasticidad del concreto.	62
Figura 21: Modulo de poisson del concreto.....	63
Figura 22: Curvas esfuerzo – deformación típica.	67
Figura 23: Esquema de trabajo.....	73
Figura 24: Elevación del edificio multifamiliar.....	74
Figura 25: Arquitectura del edificio multifamiliar	75
Figura 26: Plano de estructuras-Sistema aporticado, se muestra los elementos vigas y columnas del edificio multifamiliar.....	76
Figura 27: Detalle de escalera.	82
Figura 28: Vista en planta, ETABS Figura 29: Vista en 3D, ETABS.....	88
Figura 30: Material concreto $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	89
Figura 31: Material acero corrugado Grado 60.....	90
Figura 32: Sección de la viga (45cm * 30cm).....	91
Figura 33: Sección de la columna en la dirección X (30cm * 60cm).	92
Figura 34: Sección de la columna en la dirección Y (60 cm * 30 cm).....	93
Figura 35: Sección de la columna circular de diámetro de 50 cm.....	93
Figura 36: Se observa los parámetros ingresados en la losa aligerada de 20cm de espesor, el cual se empleara en los techos de la edificación,.....	94

Figura 37: Se observa los parámetros ingresados en la losa maciza de 17cm de espesor, el cual se empleara en las escaleras.	95
Figura 38: Se observa los parámetros ingresados en muros de concreto de 20cm de espesor, el cual se empleara en las placas en la dirección X como en la dirección Y, para aportar rigidez a la estructura.	95
Figura 39: Se observa los parámetros ingresados para la masa sísmica.....	96
Figura 40: Asentamiento diferencial, Fuente Norma E.050.	97
Figura 41: Factor de sistema estructura, Fuente Norma E.030.	98
Figura 42: Periodo, Fuente Norma E.030.....	98
Figura 43: Calculamos T_p y T_L , Fuente Norma E.030.	99
Figura 44: Se observa las masas de cada piso de la edificación.....	100
Figura 45: En la figura se puede observar los modos y periodo de la edificación Fuente programa ETABS.....	102
Figura 46: Espectro insertado en el programa ETABS, concordante con la plataforma establecida como se muestra en la tabla N ^a 16.	105
Figura 47: En la figura se comprueba la plataforma espectral insertada para el análisis dinámico.	106
Figura 48: En la figura se comprueba los desplazamientos en la dirección X.	106
Figura 49: En la figura se comprueba los desplazamientos en la dirección Y.	107
Figura 50: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación.....	108
Figura 51: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación.....	109
Figura 52: Plano de estructuras – Sistema Dual Tipo II, se muestra la placa diseñada en L y una placa normal en la dirección X.	110
Figura 53: Modelamiento de la estructura con placas, vista en planta, vista en 3D.....	111
Figura 54: La figura muestra la configuración de la edificación,	116
Figura 55: La figura muestra la el diagrama de fuerza cortante del eje 1-B.....	117
Figura 56: La figura comprueba los valores de fuerza cortante del eje 1-B.....	118
Figura 57: La figura muestra la configuración de la edificación.....	121
Figura 58: La figura muestra la esquina entrante de la edificación.....	122
Figura 59: La figura muestra la configuración de la edificación se puede observar que todos los niveles tiene la misma configuración, fuente programa AUTOCAD.	122
Figura 60: sistema de los elementos resistentes.....	123
Figura 61: En la figura se comprueba el factor de reducción insertado en el programa ETABS.....	124
Figura 62: En la figura se comprueba los desplazamientos obtenidas en X de la edificación, Fuente programa ETABS.	125
Figura 63: En la figura se comprueba los desplazamientos obtenidas en Y de la edificación, Fuente programa ETABS.	126
Figura 64: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación, fuente programa ETABS.....	127
Figura 65: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación, Fuente programa ETABS.....	128
Figura 66: La figura comprueba los modos, periodos y masa participativa, fuente programa ETABS.....	131
Figura 67: La figura la cortante dinámica (V_x , V_y) en ambas direcciones, Fuente: Programa Etabs.	133

Figura 68: Se muestra el factor de amplificación sísmica en la dirección X.....	133
Figura 69: Se muestra el factor de amplificación sísmica en la dirección Y.....	134
Figura 70: Se muestra la cortante dinámica mínima.	135
Figura 71: Pórtico B-B.....	138
Figura 72: Momentos últimos por piso, del Pórtico B-B.....	139
Figura 73: Diagrama de momento flector de la viga B-B.....	140
Figura 74: Diagrama de fuerza cortante de la viga B-B.....	141
Figura 75: Grafica de la fuerza cortante y momento flector del tramo 1-2 el eje B-B, Segundo Piso.	141
Figura 76: Acero negativo tramo 1-2.....	142
Figura 77: Falla ductil acero negativo	143
Figura 78: Acero positivo tramo 1-2	144
Figura 79: Falla ductil acero positivo.....	145
Figura 80: Detalle de viga tramo 1-2 ,Eje B-B.	147
Figura 81: Diagrama de momento flector de la viga B-B.....	149
Figura 82: Diagrama de fuerza cortante de la viga B-B.....	150
Figura 83: Grafica de fuerza cortante y momento flector del tramo 2-3.	150
Figura 84: Acero negativo tramo 2-3.....	151
Figura 85: Falla ductil acero negativo	152
Figura 86: Acero positivo tramo 2-3	153
Figura 87: Falla ductil acero positivo.....	154
Figura 88: Detalle de viga tramo 2-3.....	156
Figura 89: Grafica de momento flector de la viga B-B tramo 3-4.....	159
Figura 90: Grafica de fuerza cortante de la viga B-B tramo 3-4.....	160
Figura 91: Grafica de fuerza cortante y momento flector del tramo 3-4 de la viga B-B .	160
Figura 92: Acero negativo tramo 3-4.....	161
Figura 93: Falla ductil acero negativo	162
Figura 94: Acero positivo tramo 3-4	163
Figura 95: Falla ductil acero positivo.....	163
Figura 96: Detalle de viga tramo 3-4.....	164
Figura 97: Detalle completo de la viga eje B-B.....	167
Figura 98: Columna circular 2-B.....	170
Figura 99: Datos proporcionado del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 2-B.	170
Figura 100: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M33).....	171
Figura 101: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M22).....	172
Figura 102: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M33).....	173
Figura 103: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M22).....	173
Figura 104: Detalle de estribos en la columna 2-B.....	175
Figura 105: Columna 1-C.....	176
Figura 106: Datos proporcionado del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 1-C.	176
Figura 107: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M33).....	178
Figura 108: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M22).....	178
Figura 109: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M33).....	179
Figura 110: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M22).....	180

Figura 111:	Detalle de estribos en la columna 1-A3	189
Figura 112:	Columna 1-B	190
Figura 113:	Datos proporcionados del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 1-B.	190
Figura 114:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)	192
Figura 115:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22)	192
Figura 116:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)	193
Figura 117:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22)	194
Figura 118:	Detalle de estribos en la columna 1-B	196
Figura 119:	Detalle de Placa L1	199
Figura 120:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)-Sismo X.	203
Figura 121:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22)-Sismo X.	204
Figura 122:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)-Sismo Y.	205
Figura 123:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22)- Sismo Y.	205
Figura 124:	Detalle de Placa	207
Figura 125:	Datos proporcionados por el programa Etbas donde se nos muestra carga axial, cortante y momento de la placa	209
Figura 126:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33), sismo X	211
Figura 127:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22), sismo X.	211
Figura 128:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33), sismo	212
Figura 129:	Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22), sismo Y.	213
Figura 130:	Plano de cimentación	216
Figura 131:	Área de zapata aislada.	218
Figura 132:	Detalle de zapata aislada en corte y planta respectivamente.	220
Figura 133:	Dimensionamiento de la zapata combinada.	222
Figura 134:	Diagrama del momento flector de la viga rígida del eje 1.	225
Figura 135:	Zapata combinada con viga rígida del eje 1, distribución de acero longitudinal y transversal.	226

RESUMEN

El trabajo de investigación desarrollado como tema de tesis comprende la influencia de la rigidez lateral en el análisis y diseño sismorresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos, ubicado en la Av. Progreso y el Jr. Nemesio Raez, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo, en un terreno plano con un área de 160m², el material predominante de construcción es el concreto armado.

Para este proyecto de tesis se elaboró un esquema de trabajo el cual se observa en la figura N° 23, contemplando ciertos controles de trabajo (control 1, control 2 y control 3), los cuales nos ayudan a obtener un análisis y diseño sismorresistente óptimo.

Se realizó un modelamiento tridimensional en el programa ETABS 2016, con la finalidad de realizar el análisis por cargas de gravedad y de sismo, basándose en las exigencias de la Norma E.030, del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) siguiendo la metodología de resistencia y rigidez.

La verificación del control 1 consta de evaluar la Capacidad Portante, control 2 Asentamiento Diferencial y control 3 Derivas de entrepiso o Drift. Se verificó estos controles en un primer modelamiento constituida por un Sistema Estructural Aporticado, obteniendo las derivas de entrepiso máximo en la dirección X de 0.032927 y en la dirección Y de 0.014775, estos valores no cumplen con el límite de distorsión de entrepiso de 0.007 para estructuras de concreto armado que estipula la Norma E.030.

Por tal motivo se procedió a realizar un segundo modelamiento con un Sistema Estructural Dual Tipo II, logrando una deriva máxima de 0.007 en la dirección X y 0.005 en la dirección Y, cumpliendo con la Norma E.030, estos valores muestran que se logró un edificio con una buena rigidez lateral.

Obtenida las derivas de entrepiso en ambas direcciones, se procede a realizar el Diseño de los elementos estructurales, lo cuales tienen una responsabilidad sísmica, todos los elementos fueron diseñados con responsabilidad sísmica, para poder conseguir una estructura dúctil y tolerante a los desplazamientos originados por evento de sismo.

Para el diseño de vigas y columnas se tuvieron consideraciones de Diseño basadas en la Norma E.060 donde mencionan requisitos en edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales Tipo II.

ABSTRATC

The research work developed as a thesis topic includes the influence of lateral stiffness in the analysis and seismic design of a five-story reinforced concrete building, located on Av. Progreso and Jr. Nemesio Ruez, district of El Tambo, province of Huancayo, on a flat land with an area of 160m², the predominant building material is reinforced concrete.

For this thesis project a work scheme was elaborated which is observed in the figure N° 23, contemplating certain work controls (control 1, control 2 and control 3), which help us obtain an analysis and optimal seismic design.

A three-dimensional modeling was carried out in the ETABS 2016 program, with the purpose of carrying out the analysis by gravity and earthquake loads, based on the requirements of the E.030 Standard, of the National Building Regulations (RNE) following the resistance methodology and rigidity.

The verification of control 1 consists of evaluating the carrying capacity, control 2 differential settlement and control 3 mezzanine or drift drifts. These controls were verified in a first modeling constituted by an Aported Structural System, obtaining maximum mezzanine drifts in the X direction of 0.032927 and in the Y direction of 0.014775, these values do not comply with the mezzanine distortion limit of 0.007 for structures of reinforced concrete stipulated by Standard E.030.

For this reason, a second modeling with a Dual Type II Structural System was carried out, achieving a maximum drift of 0.007 in the X direction and 0.005 in the Y direction, complying with the E.030 standard, these values show that a I build with a good lateral rigidity.

Obtained the mezzanine drifts in both directions, proceeds to make the design of the structural elements, which have a seismic responsibility, all the elements were designed seismically-resistant to achieve a ductile structure and tolerant to the displacements caused by the event of earthquake.

For the design of beams and columns there were design considerations based on the E.060 Standard where they mention requirements in buildings with systems resistant to lateral forces of gantries and dual Type II.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Nuestro país cuenta con inminente actividad sísmica, siendo Perú uno de los principales países que se encuentran en el cinturón de fuego del océano pacifico. Zona de grandes actividades sísmicas como Colombia, Ecuador, Chile, Perú, El Salvador, Panamá, México ,EEUU, Japón, Alaska y Australia, donde se libera una energía del 80 al 85% en forma de erupciones volcánicas y terremotos, siendo importante mencionar los sismos importantes ocurridos desde el año 2000 en nuestro País:

LUGAR	FECHA	EPICENTRO	MAGNITUD	DAÑOS
AREQUIPA	23 Junio 2001	Frente a las costas de Arequipa	8.4 grados en la escala de Richter.	240 muertos, 2400 heridos, 460,000 damnificados y 24,500 viviendas colapsadas

El terremoto ocurrido el año 2001, los departamentos más afectados fueron las ciudades de Tacna, Arequipa, Moquegua y Ayacucho. Según el instituto de INDECI se reportó la muerte de 240 muertos, 2400 heridos, 460,000 damnificados y 24,500 viviendas colapsadas.

El material predominante para la construcción de las viviendas fue el adobe, se puede saber que el adobe es material de construcción hecha manualmente, generalmente estas construcciones en el año 2000 no tenían una buena rigidez lateral frente a un evento de sismo.



Figura 1: Edificación de adobe, colapsada en el evento de sismo de Arequipa.

Fuente: Dr. Jurg Hammer, CISMID

LUGAR	FECHA	EPICENTRO	MAGNITUD	DAÑOS
SAN MARTIN	25 Septiembre del 2005	Moyobamba, región San Martin	7.5 grados en la escala de Richter.	10 muertos ,164 heridos: 12.600 damnificados

En el terremoto de San Martin, en la ciudad de Moyobamba el principal problema fue la licuefacción de suelos en la zona denominada Azungue por lo cual colapsaron viviendas construidas con material predominante en esas épocas el “Adobe”.



Figura 2: Edificación de adobe, colapsada en el evento de sismo de San Martín

Fuente: Dr. Carlos Zavala Toledo, CISMID.

LUGAR	FECHA	EPICENTRO	MAGNITUD	DAÑOS
ICA e PISCO	15 de Agosto del 2007	Océano pacifico a 40 km al oeste del departamento de Ica, chincha alta	7.9 grados en la escala de Richter.	519 muertos; 2000 heridos; 340000 damnificados.

El sismo registrado de Ica e Pisco, fue uno de los terremotos más violentos ocurridos en la historia del Perú, donde se registraron daños y fallas estructurales las cuales se mencionara seguidamente: falla por piso blando, falla por columna corta, flexibilidad en los muros, licuefacción del suelo y la falta de rigidez lateral en construcciones de adobe, albañilería y concreto armado.

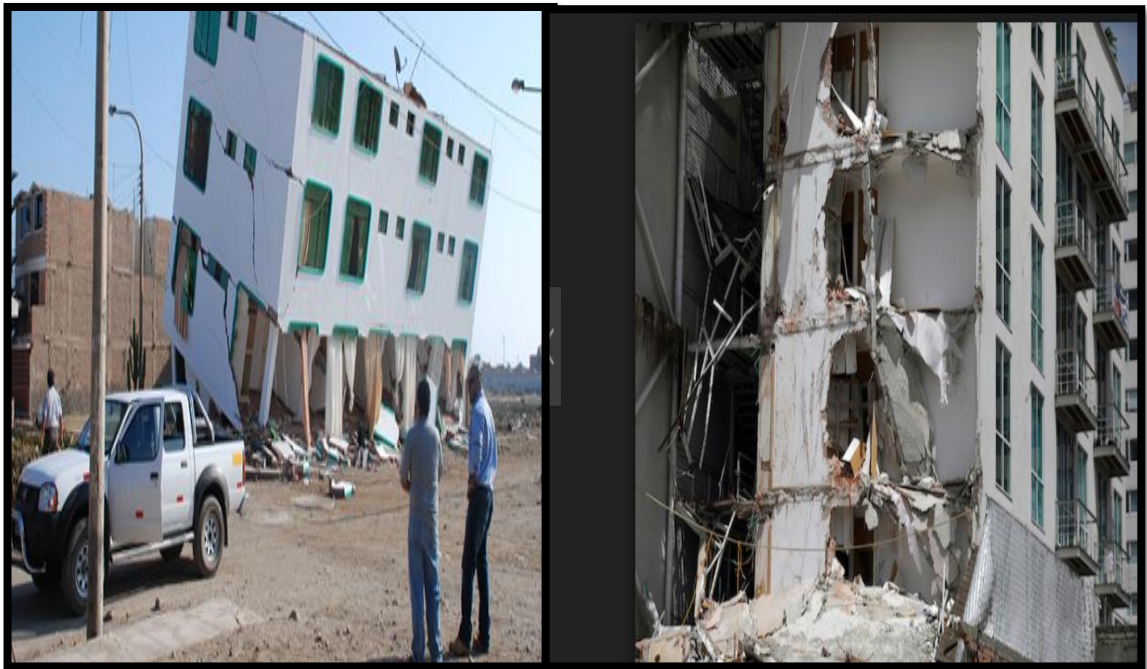


Figura 3: Edificación aporticada colapsada en el evento de sismo de Ica e Pisco.

Fuente: Diario Comercio, 2007.

Dado este el panorama, el Perú basándose en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 Diseño sismorresistente, considera parámetros para el buen comportamiento sísmico de las edificaciones, considerando un control de deriva Máxima de 0.007 para estructuras de concreto armado, de manera que para no sobrepasar esta deriva máxima en las edificaciones se debe tener en cuenta una adecuada rigidez lateral, la cual se estipula la capacidad máxima de un elemento estructural para poder soportar grandes esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones elásticas.

En la ciudad de Huancayo, actualmente en las provincias de El Tambo y Chilca se puede observar que hay estructuras que no tienen la adecuada rigidez lateral el cual refleja la inseguridad en su planteamiento de sus sistemas estructurales, la mayoría de los edificios construidos están conformados por el sistema estructural de pórticos, conformada por vigas y columnas algunas de ellas muy esbeltas, las cuales no proporcionan una buena rigidez para poder soportar un evento sísmico, es por tal motivo que se toma como zona de estudio .

En la figura N°1 y 2 se muestran imágenes reales sobre las estructuras que no cuentan con una rigidez lateral óptima, la mayoría en el sistema estructural de pórticos.

La problemática del presente estudio trata de enfocarse en la influencia de la rigidez lateral para el control de desplazamientos laterales mediante el análisis y diseño sismorresistente, teniendo en cuenta la inercia y el módulo de elasticidad de los elementos estructurales.



Figura 4: Edificio esbelto de 10 pisos ubicado en el distrito de El Tambo.

Fuente: Propia

Este edificio es un claro ejemplo de edificaciones que fallan por piso blando, cuyo problema se presenta mayormente en estructuras aporticadas, se puede observar que el primer y séptimo piso, presentan una alta flexibilidad por la escasa densidad de muros la cual nos impide controlar los desplazamientos, originados por los sismos.



Figura 5: Edificio de 4 pisos, ubicado en el distrito de Chilca.

Fuente: Propia

En este edificio se observa claramente la mala configuración estructural, uno de ellos es la irregularidad en planta, esto se debe a la simetría donde esta es un factor muy importante para que la estructuras tengan un mayor desempeño ante un sismo, ya que la falta de regularidad por masa, simetría, rigidez y resistente producen el efecto de torsión en planta.

1.1.2 Formulación del Problema

a. Problema General

- ¿Cómo influye la rigidez lateral en el análisis y diseño sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de Huancayo-2018?

b. Problemas Específicos

- ¿Cómo influye el desplazamiento lateral en el análisis y diseño sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de Huancayo-2018?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

- Analizar la rigidez lateral en el análisis y diseño sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de Huancayo-2018.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analizar los desplazamientos en el análisis y diseño sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de Huancayo-2018.
- Analizar las derivas de entrepiso en el análisis sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de Huancayo-2018.
- Realizar el diseño sismoresistente de los elementos estructurales, de un edificio de concreto armado de 5pisos en la ciudad de Huancato-2018.

1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

El Perú es país altamente sísmico por esta razón se debe hacer un análisis y diseño sismoresistente de las edificaciones para minimizar los daños en la propiedad, asegurar la continuidad de los servicios básicos y evitar pérdidas de vida.

Al considerar la rigidez lateral en el análisis y diseño sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos mediante el control de los desplazamientos laterales, cuyo límite es de 0.007; ayuda a un buen comportamiento estructural ante un evento de sismo.

1.4 HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.1 Hipótesis

La rigidez lateral influye positivamente en el análisis y diseño sismoresistente de un edificio de concreto armado de 5 pisos

1.4.2 Variables

- **Variable independiente** : Rigidez Lateral
- **Variable dependiente**: Análisis y Diseño Sismoresistente.

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.

2.1.1 Artículos Científicos

El artículo científico de (REQUENA MACHUCA, David y QUINTO DE LA CRUZ, José Antonio, 2012), que tiene como título “RIGIDEZ LATERAL”, aporta:

Este artículo realizado por alumnos de la Universidad Nacional de Huancavelica de la facultad de Ingeniería Civil, consiste en el cálculo de la rigidez lateral de una edificación de concreto armado de 5 pisos, cuyo sistema de edificación es aporticada, de tal forma se realizó por los métodos de MUTTO y WILBUR.

En este trabajo se manifiesta que las edificaciones sometidas a acciones laterales ya sean fuerzas extremas o movimientos en la base se debe de realizar el análisis de rigideces en los dos ejes principales X-X y eje Y-Y, para poder obtener el análisis del eje que tiene mayor rigidez lateral, así se hace mención sobre la rigidez lateral en pórticos donde mencionan que una edificación sometida a un evento de sismo, las sollicitaciones que tiene estas son realmente diversas, donde se llega a considerar que el movimiento del suelo tiene 6 componentes, tres traslaciones y tres rotacionales.

En el caso de un pórtico plano, mencionan que tan solo la consideración de un movimiento traslacional de la base implicaría la aparición de acciones de inercia traslacional y rotacional, sin embargo, lo giros ocasionados son relativamente pequeños por lo cual las acciones rotacionales también lo son y prácticamente no

Influye en los efectos finales de la estructura, tanto a nivel de desplazamientos como fuerzas internas. Concluyendo que al momento de realizar nuestro pre dimensionamiento de los elementos estructurales, ya sean vigas, columnas, placas de concreto, etc. Es necesario calcular la rigidez de cada elemento estructural de tal manera que produzcan una similar rigidez en ambos sentidos, pero siempre dando la prioridad a los pórticos principales.

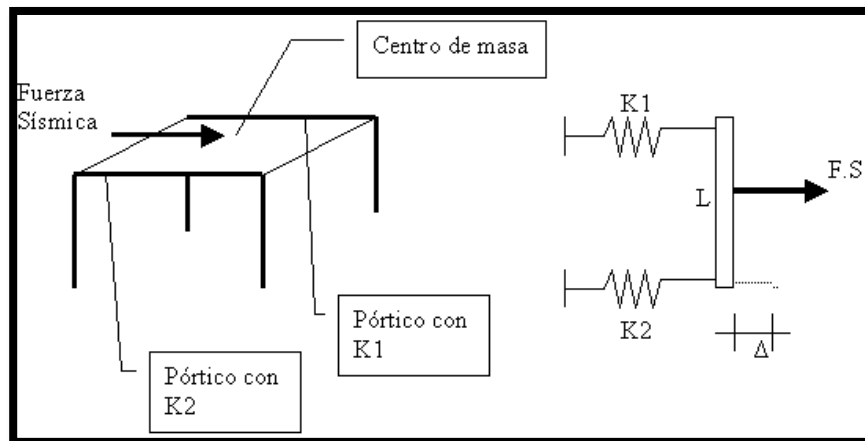
En el caso práctico del cálculo de rigideces para el modelo dinámico, se hizo el promedio de los valores obtenidos por el método de MUTTO y WILBUR, donde se calculó una rigidez lateral menor en el eje Y-Y, por lo tanto en esta dirección plantearon placas para proporcionar mayor rigidez.

El artículo científico del (Arq. MORRIES B. William, 2012), que tiene como título “RIGIDEZ LATERAL DE PORTICOS RESISTENTES A LOS SISMOS”, aporta:

El arquitecto William Morries menciona que toda estructura está sometida a fuerzas laterales, muchas veces el diseño errado de una edificación es la causa principal de sus fallas, una buena configuración estructural determinara que una estructura tenga un buen comportamiento ante un evento de sismo, es ahí donde se manifiesta la rigidez en los pórticos, ya que esta es un criterio de la estructuración muy importante porque consiste en rigidizar los elementos estructurales de manera que limitan el valor de las derivas de pisos.

Menciona que un pórtico plano simple cuando está sometido a una fuerza horizontal F , origina una deformación axial donde esta no se considera apreciable, de modo que los tres grados de libertad del sistema consisten en un desplazamiento lateral y dos giros en los nudos superiores.

En la siguiente figura se muestra la acción de una fuerza sísmica en un pórtico simple:



Finalmente William Morries menciona que este modelo es apropiado para edificios de mediana a baja altura, en los cuales el efecto de deformaciones axiales es poco considerables.

El artículo científico de (ALCOCER M. Sergio, HERNANDEZ B. Hugo y SANDOVAL R. Harry), que tiene como título “ENVOLVENTE DE LA RESISTENCIA LATERAL DE PISO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO”, aporta:

Este artículo realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAN, México DF, junto con la Universidad de Michoacana en el año 2013, estudia el procedimiento para calcular la curvatura de la envolvente de la resistencia lateral de estructuras de concreto armado.

Donde mencionan que la curva de capacidad de una estructura se obtiene a partir de un análisis estático no –lineal bajo desplazamiento laterales monótonamente crecientes, explican que durante un análisis se aplican una distribución de cargas laterales que mantienen un valor relativo o proporcional a la altura de la estructura pero varían en su magnitud, dicha magnitud se incrementa hasta que la estructura alcanza el desplazamiento lateral asociado a un estado máximo de utilidad que por lo general viene a ser la falla o colapso de la estructura. A cada incremento de desplazamiento lateral de la estructura está asociada una fuerza cortante basal, la cual cuando se grafica versus los desplazamientos laterales se muestra una curvatura de capacidad.

2.1.2 Tesis

ING.SANCHEZ AREVALO NATIVIDAD ANTONIETA, realizo la investigación: “CRITERIOS ESTRUCTURALES PARA LA ENSEÑANZA A LOS ALUMNOS DE ARQUITECTURA“, en la Pontificia Universidad Católica Del Perú, en el año 2006:

La ingeniera Natividad realizó un trabajo de investigación amplio donde unos de los principales temas fue la configuración arquitectónica-estructural de edificaciones sismorresistentes de concreto armado y albañilería, eligió trabajar con edificaciones de concreto armado y albañilería por ser los materiales más predominantes en las zonas urbanas del país, esta propuesta incluye los siguientes temas conceptos básicos de sismología, historia y actividad sísmica, influencia de las condiciones del suelo en peligro sísmico, comportamiento sísmico de las estructuras, vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificaciones, regulaciones sismorresistentes a aplicar en los proyectos de arquitectura y las recomendaciones sismorresistentes en edificaciones de concreto armado y de albañilería, siendo este último de gran importancia ya que menciona la rigidez lateral como uno de los principales requisitos de configuración en las estructuras ya sean de concreto armado o albañilería.

Así menciona que toda edificación debe tener rigidez lateral adecuada en las dos direcciones principales del edificio, esta se puede lograr con utilización de muros de concreto armado o de albañilería, también se logra con los sistemas estructurales como pórticos o un sistema dual, concluye que la rigidez lateral en un edificio sismorresistente limita las deformaciones originadas por las fuerzas sísmicas, esto cabe decir que cuando las deformaciones son muy grandes debido a un evento de sismo, puede ocurrir daños en los elementos estructurales y no estructurales del edificio, como también las deformaciones y/o vibraciones pueden producir sensación de inseguridad e los ocupantes de dicho edificio.

PADILLA QUINCOT GONZALO, realizo la investigación: “PROPUESTA PARA CONSIDERAR LA IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN LA RESISTENCIA LATERAL EN LAS ESTRUCTURAS DEL PERU“, en la Pontificia Universidad Católica Del Perú, en el año 2010:

Este trabajo de investigación que realizo Gonzalo Padilla Quincot está enfocado al estudio del factor de reducción (R) en la resistencia lateral de las estructuras, la manera como algunos códigos presentan una metodología simple para fines prácticos aplicados al diseño.

En el mundo algunas Normas de Diseño Sismorresistente modifican el factor R de acuerdo al tipo de irregularidad que presenta la estructura y también a través de la existencia de irregularidades múltiples.

En el capítulo 3, menciona que la rigidez y resistencia van de la mano en el análisis estructural de una edificación ya que estos factores mencionados, influyen en el comportamiento que puedan tener las estructuras ante un evento de sismo, en lo general se puede relacionar resistencia con la ductilidad, sobrerresistencia.

Así mismo menciona que la resistencia lateral se refiere a la capacidad que tienen las estructuras ante fuerzas laterales ya que esta influye en el comportamiento que puedan adquirir frente a los sismos. Las estructuras en lo general pueden resistir acciones laterales mayores a las empleadas en el diseño, esto se debe, entre otras cosas, a los métodos de diseño a la rotura, a consideraciones de valores mínimos (dimensiones, armadura, etc.) y a la mayor resistencia de los materiales.

Entonces basándose en estos parámetros, Padilla Quincot estudio la influencia de las irregularidades en el comportamiento de las estructuras, durante terremotos importantes y se comenta sobre la confiabilidad de los procedimientos de diseño para este tipo de estructuras.

Hace unos años, en la Norma Peruana el factor de reducción R, dependía solo del material y del sistema estructural.

Cuando las estructuras presentaban irregularidades, los valores de R eran afectadas por 0.75. Entonces de esta forma se obtenían fuerzas de diseño 33% mayores a las obtenidas para las estructuras regulares cumpliendo con el objetivo de incrementar la resistencia lateral de diseño ante todo tipo de irregularidad.

Gonzalo Padilla Quincot, propuso que para poder reducir las fuerzas sísmicas se debe de utilizar un factor de reducción final de diseño, R_p , el cual se obtiene como el producto de un factor de reducción básico, asociado a una estructura regular, R_o a una estructura irregular con un factor Φ_d , obteniendo reducir el factor R_o por irregularidades.

También propuso clasificar los tipos de irregularidad en dos grupos: irregularidades en altura y en planta, basándose en la rigidez y resistencia lateral, de esta manera se menciona la irregularidad por piso blando, irregularidad de masas, irregularidad geométrica y desplazamiento del plano vertical; irregularidad torsional, esquinas entrantes, discontinuidad en el diafragma y sistemas no paralelos.

Estudio 20 edificios, basándose en lo propuesto determino el factor de reducción para cada edificio, estos valores se compararon con la anterior Norma Peruana. Concluyendo que los valores de fuerza cortante de diseño propuesto es de 1.25 a 0.83 veces las fuerzas de diseño con la anterior Norma Peruana. Asimismo el rango de valores para el factor Φ_d permite diferenciar estructuras con severa irregularidad de aquellas con irregularidad moderada, debido a las experiencias externas se demostraron que por lo general los edificios irregulares tienen un pobre desempeño en terremotos fuertes, razón por la cual las Normas de Diseño Sismorresistente establecen fuerzas de diseño mayores a las estructuras irregulares.

Los resultados de este trabajo de investigación propuesto por PADILLA QUINCOT, se consideraron en el desarrollo de la actual Norma de Diseño Sismorresistente Peruana.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1. Rigidez

La rigidez es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

Donde esta se cuantifica a través de diferentes configuraciones de carga, la cual se expresa con magnitudes físicas.

La rigidez es uno de los criterios más importantes para la estructuración sismorresistente, se analiza una estructura para esta pueda resistir fuerzas horizontales ante un evento de sismo, sin ocasionar deformaciones, para lo cual es necesario proveer una adecuada rigidez a través de elementos estructurales como: vigas, columnas, placas o muros de corte y la cimentación, estos aportan una rigidez lateral en todas sus direcciones.

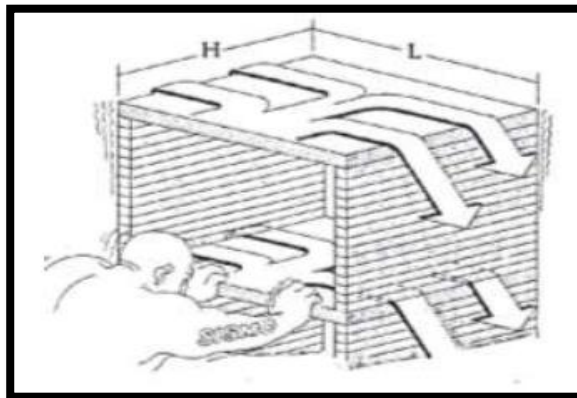


Figura 6: Se observa la acción de una fuerza lateral aplicado a la estructura, generando así deformaciones en los elementos estructurales.

Fuente : Panel fotográfico de laboratorio de ingeniería sísmica INII-UCR.

Por lo general estructuras rígidas poseen la ventaja de no tener problemas constructivos, también de no tener que aislar y detallar los elementos no estructurales, la desventaja es que no alcanzan una ductilidad elevada y el análisis es más complicado.

a) Flexibilidad en estructuras

Una de las ventajas que tiene una estructura flexible son las siguientes: son las fáciles de analizar en ambas direcciones X o Y, alcanzan la ductilidad deseada. Su desventaja se presenta en los pórticos donde la dificultad es en el proceso constructivo, por lo general existe gran congestionamiento del acero en los nudos, en los elementos no estructurales invalidan el análisis porque son difíciles de separar completamente de la estructura por lo general es posible que se genere una distribución diferente de esfuerzos y las deformaciones son muy significativas (excesivas).

En la figura 06 podemos observar la diferencia entre una estructura rígida frente a una estructura flexible.

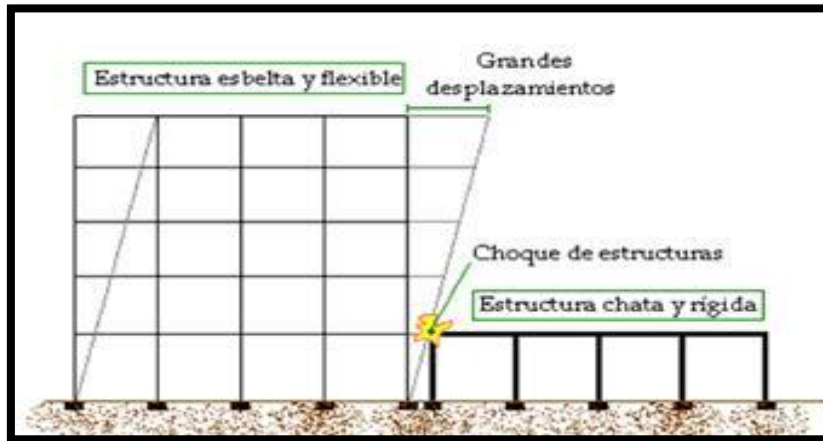
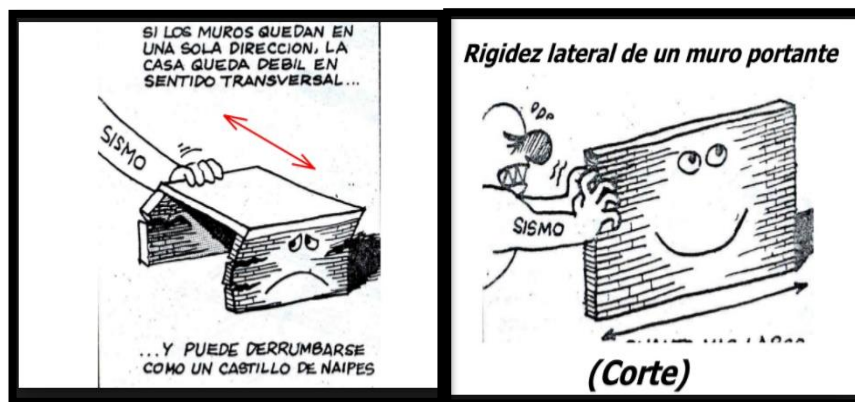


Figura 7: Se observa dos edificios con diferentes niveles, donde el edificio de menor nivel es más rígido que el de mayor nivel.

Fuente: Panel fotográfico de laboratorio de ingeniería sísmica INII-UCR.



(a)

(b)

Figura 8: Se muestra dos muros expuestos a fuerzas de sismo, en la figura (a) se observa que el muro es perpendicular a la fuerza de sismo donde este es muy flexible frente a la fuerza aplicada, mientras que en la figura (b) se observa que el muro es paralelo a la fuerza de sismo por lo tanto presenta una buena rigidez lateral.

Fuente: Panel fotográfico de laboratorio de ingeniería sísmica INII-UCR.

b) Rigidez lateral

La rigidez lateral viene a ser la capacidad de un elemento estructural cuya función principal es soportar esfuerzos, sin adquirir grandes deformaciones y/o desplazamientos. En un edificio sismorresistente la rigidez lateral, limita las deformaciones originadas por las fuerzas sísmicas. Cuando se aplica una fuerza lateral en una estructura, esta se desplaza en la dirección de dicha fuerza, entonces la rigidez lateral es el cociente entre la fuerza aplicada y el desplazamiento producido.

$$K_i = \frac{F_i}{\delta_i}$$

Dónde:

K_i= Rigidez lateral

F_i= fuerza lateral

δ_i = deformación lineal

En los edificios sometidos a sismos, cuando las deformaciones son muy grandes, estas pueden provocar daños a los elementos estructurales como también a los no estructurales de dicho edificio y a los adyacentes a ello, asimismo las deformaciones y vibraciones pueden llegar a producir sensación de inseguridad y pánico en entre los habitantes.

c) Rigidez y Resistencia

En un contexto técnico, no es lo mismo decir que una estructura es rígida o que es resistente, ya que cada una de estas tiene sus propias propiedades y características, en la siguiente tabla se muestra la diferencia:

RIGIDEZ	RESISTENCIA
Es la propiedad de una estructura y/o cuerpo que tiene al de oponerse a las deformaciones. También se define como la capacidad que tiene para soportar cargas o tensiones, sin que se deformen o se desplacen excesivamente.	La resistencia es la propiedad de una estructura y/o cuerpo, cuya función principal es la de soportar cargas sin colapsar
Uno de los principios de la rigidez es controlar las deformaciones y/o desplazamientos.	Mientras que de la resistencia es la capacidad que tiene es soportar aguantar la carga ejercida en el elemento.
Esta depende del módulo de elasticidad, de la sección pero también de la inercia y longitud del elemento a estudiar.	Mientras que esta depende de las propiedades mecánicas de los materiales (módulo de elasticidad, resistencia mecánica, tamaño de la sección, etc.)
Se dice que un material es rígido cuando este se deforma poco frente a esfuerzos grandes.	La resistencia es viene a ser el nivel de esfuerzo que puede soportar una estructura y/o cuerpo antes de que pueda fallar ante un criterio: deformaciones permanentes o quizá el esfuerzo máximo ante la rotura.

Por lo tanto se deduce que todas las estructuras deben ser rígidas y así poder evitar las deformaciones a consecuencia de las fuerzas laterales .Así como también estas estructuras deben ser resistentes para poder impedir que colapsen frente a fuerzas, los elementos de cada estructura deben contribuir con un solo fin el de soportar los esfuerzos que actúan sobre ella.

2.2.1.1. Rigidez en Placas:

Placas o también llamados muro de corte, son paredes de concreto armado, que tienen una mayor dimensión en una sola dirección, lo cual es mucho mayor que su ancho, estas proporcionan en dichas direcciones una resistencia y rigidez lateral frente a cargas laterales. Por lo cual permite limitar los desplazamientos laterales que son producidos por la fuerza sísmica.

Ya que tienen una gran rigidez, estas absorben la mayor parte de la cortante de sismo, por tal motivo se debe tener mucho cuidado en la ubicación de estas en planta, con el fin de no producir efectos de torsión.

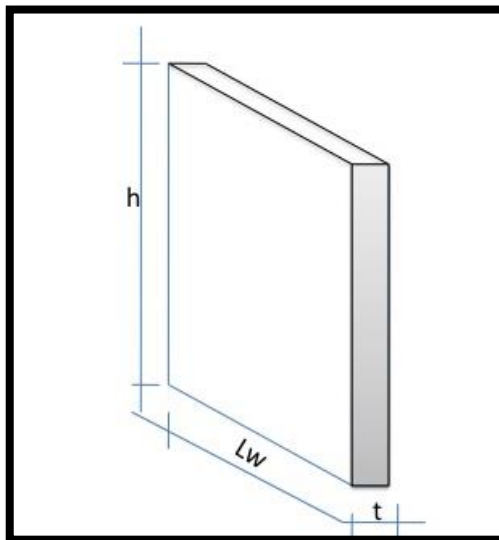


Figura 9: Placa o muro de corte

$$K = \frac{E' c * t}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)}$$

Donde:

E'c= Modulo de elasticidad del concreto

t = espesor de la placa

h = altura de la placa

L = longitud de la placa

2.2.1.2. Rigidez de Muros de Albañilería

Muro Portante:

Es un muro diseñado y construido en tal forma que pueda distribuir cargas horizontales y verticales de un piso al piso inferior o a la cimentación de una estructura. Los muros componen la estructura de un edificio de albañilería los cuales den tener continuidad vertical y deben ser mayor o iguala a 1.20m para que puedan tener resistencia a las fuerzas horizontales.

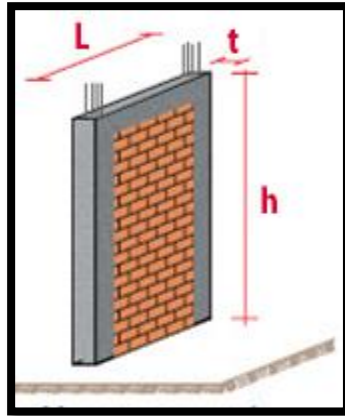


Figura 10: Muro de albañilería

$$K = \frac{E' m * t}{4\left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{L}\right)}$$

Donde:

$E'm$ = Modulo de elasticidad de la albañilería

t = espesor del muro

h = altura del muro

L = longitud del muro

2.2.1.3. Rigidez de Columnas

Las columnas están sometidas a esfuerzos de compresión principalmente, sus dimensiones deben tener en cuenta factores como la relación entre su área y longitud, para evitar problemas de pandeo también en sus momentos de inercia.

Si se diseña una edificación en una zona donde no hay presencia de sismo, bastara diseñar las columnas por resistencia, pero si se diseña en zonas con presencia sísmica se debe tomar en cuenta los desplazamientos.

La rigidez en las columnas se incrementa aumentando la sección de dicho elemento, añadiendo materiales con mayor módulo de elasticidad, pero disminuyendo la longitud del elemento.

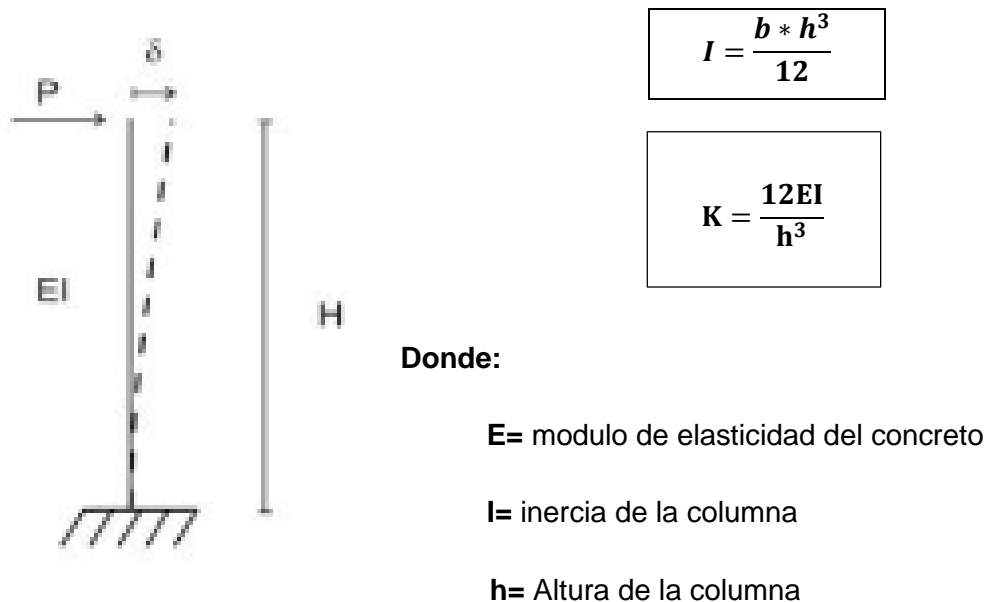


Figura 11: Rigidez en columnas.

2.2.1.4. Rigidez Lateral de Pórticos

Cuando se presenta un movimiento sísmico en una edificación, se presenta seis componentes en el movimiento del suelo como las traslaciones en las direcciones horizontales tomadas en forma independiente para poder tener consideraciones de carga en los análisis, por lo que son las más importantes. En un pórtico plano, la consideración de un movimiento traslacional en la base nos induce a la aparición

de acciones de inercia traslacionales y rotacionales. Los giros ocasionados son relativamente pequeños, ya que las acciones rotacionales también son pequeñas, prácticamente no influyen en los efectos finales

2.2.1.5. Rigidez Lateral de un Pórtico Simple

Un pórtico plano simple está sometido a fuerzas horizontales F , tal como se muestra en la figura, esto produce una deformación axial en los elementos estructurales, originando tres grados de libertad el primero es desplazamiento y los otros dos son giros en los nudos superiores,

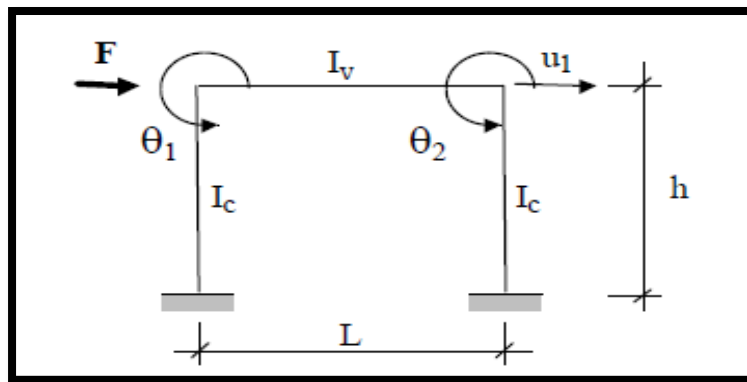


Figura 12: Fuerza horizontal sometida a un pórtico simple

Fuente: "Análisis Matricial de Estructura" editorial. Universidad Nacional de Colombia. Cap4.

La ecuación básica del análisis matricial de estructuras es la siguiente:

$$\begin{Bmatrix} F \\ \dots \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 24 \frac{EI_c}{h^3} & 6 \frac{EI_c}{h^2} & 6 \frac{EI_c}{h^2} \\ \frac{EI_c}{h^2} & 4 \frac{EI_c}{h} + 4 \frac{EI_v}{L} & 2 \frac{EI_v}{L} \\ 6 \frac{EI_c}{h^2} & 2 \frac{EI_v}{L} & 4 \frac{EI_c}{h} + 4 \frac{EI_v}{L} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_1 \\ \dots \\ \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

Denotando:

$$\gamma = \frac{EI_v / L}{EI_c / h}$$

La matriz adopta la forma:

$$\begin{Bmatrix} F \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \frac{EI_c}{h} \begin{pmatrix} \frac{24}{h^2} & \frac{6}{h} & \frac{6}{h} \\ \frac{6}{h} & 4(1+\gamma) & 2\gamma \\ \frac{6}{h} & 2\gamma & 4(1+\gamma) \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

“La ecuación puede ser representada de esta forma”:

$$\begin{Bmatrix} F \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \mathbf{U} \\ \dots \\ \theta \end{Bmatrix}$$

Donde:

K₁₁: Sub matriz con traslacionales originadas por los grados de libertad de traslación

K₂₂: Sub matriz con rotaciones originadas por los grados de libertad de rotación

K₁₂: Sub matriz con traslacionales originadas por los grados de libertad de rotación

K₂₁: Sub matriz con rotaciones originadas por los grados de libertad de traslación

Desarrollando las ecuaciones¹:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}_{11} \mathbf{U} + \mathbf{K}_{12} \boldsymbol{\theta}$$

$$\mathbf{0} = \mathbf{K}_{21} \mathbf{U} + \mathbf{K}_{22} \boldsymbol{\theta}$$

De la segunda ecuación, se despeja **θ**:

$$\boldsymbol{\theta} = -\mathbf{K}_{22}^{-1} \mathbf{K}_{21} \mathbf{U}$$

¹ Jorge Eduardo Hurtado “Análisis Matricial de Estructura” editorial. Universidad Nacional de Colombia.Cap4.pag.75

“Reemplazando la expresión de θ en la primera ecuación, se tiene”²:

$$F = K_{11} U - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21} U$$

$$F = (K_{11} - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21}) U \quad K_L = K_{11} - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21}$$

Obteniendo la ecuación de rigidez en pórticos:

$$K_L = 12 \frac{EI_c}{h^3} \left(\frac{1 + 6\gamma}{2 + 3\gamma} \right)$$

2.2.2. Análisis y Diseño Sismorresistente

A. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño sismorresistente consiste básicamente en evitar pérdida de vidas humanas, continuidad de los servicios básicos y minimizar daños en la propiedad.

B. Criterios de estructuración

Estos criterios son importantes para poder lograr una estructura sismorresistente:

- **Simplicidad y simetría**

“En base a las experiencias se ha podido demostrar que las estructuras simples tienen un comportamiento frente a un evento de sismo. Hay dos razones principales para que sea así: primero se puede predecir el comportamiento sísmico mejor en las estructuras simples que en las complejas, Segundo que al idealizar los elementos estructurales es más fácil idealizar para estructuras simples que en las complejas.

² Jorge Eduardo Hurtado “Análisis Matricial de Estructura” editorial. Universidad Nacional de Colombia. Cap4. pag.75

Se debe tener simetría en las dos direcciones por las siguientes razones, si no hay una buena distribución de simetría se produce efectos torsionales las cuales son difíciles de evaluar y son muy destructivos”.³

- **Resistencia y ductilidad**

“Todas las estructuras deben de tener una resistencia sísmica en las dos direcciones, de tal forma que se garantice la estabilidad en la estructura y en todos sus elementos estructurales.

Las cargas se deben transferir desde un punto aplicación hasta el punto fina de resistencia.

En los criterios de ductilidad se basa principalmente en el dimensionamiento por corte, ya que el concreto tiene una falla por corte de naturaleza frágil. Para poder lograr que no tenga una falla frágil se debe de ser debe verificar en el caso de una viga, que las suma de los momentos flectores”⁴.

- **Hiperestaticidad y monolitismo**

“Las estructuras deben tener una disposición hiperestática, la cual logra que se tenga una mayor capacidad resistente, en el diseño de estructuras donde la resistencia sísmica no es hiperestático se debe tener en cuenta el efecto adverso que implica la falla de los elementos estructurales o las conexiones en la estabilidad de la edificación.”⁵

- **Uniformidad y continuidad**

Una estructura tiene que tener continuidad tanto en planta como en elevación, los elementos no deben cambiar bruscamente su rigidez y así poder evitar la concentración de los esfuerzos.

C. Parámetros para Definir la Fuerza Sísmica o el Espectro de Diseño

1. Zonificación: En el Perú el parámetro de zonificación (Z) se divide en cuatro zonas, donde a cada zona se le asigna un factor donde ese factor viene hacer la

³ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.5

⁴ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.5

⁵ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.5

aceleración máxima horizontal del suelo. Este factor se expresa como la fracción de aceleraciones la gravedad.

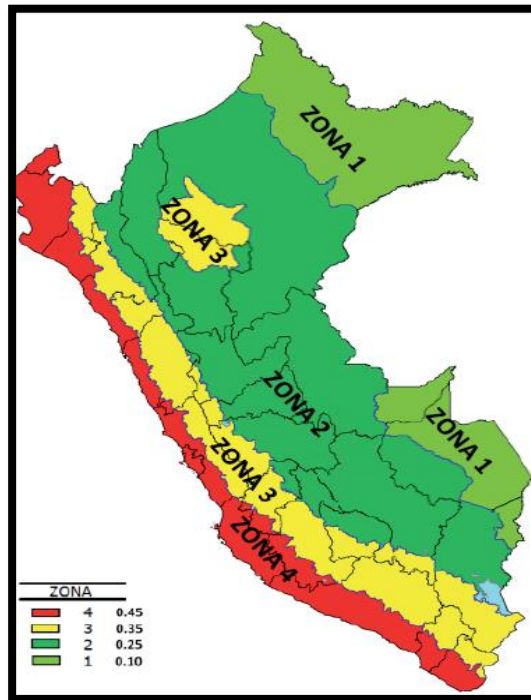


Figura 13: Zonificación

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

Nuestro proyecto está ubicado en el Departamento de Junín, la Provincia de Huancayo, Distrito de El Tambo por lo tanto el factor de zona es 3; $Z=0.35$.

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla 1: Factores de zona “Z”

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

1.1 Perfiles De Suelo:

El perfil de suelo se clasifica mediante la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

Existen cinco tipos de perfiles de suelos.

a. Roca dura : Perfil tipo S₀

“El perfil tipo S₀, corresponde a las rocas sanas las cuales tiene una velocidad de propagación de ondas de corte mayor a 1500 m/s”⁶.

b. Roca o Suelos Muy Rígidos: Perfil Tipo S1

“El perfil tipo S1 corresponde a suelos muy rígidos donde la velocidad de propagación está dentro de un rango entre 500 a 1500m/s , también incluye a rocas fracturadas donde la resistencia a la compresión sea 5kg/cm² y también a la arcilla muy compactada con una resistencia de 1kg/cm²”.⁷

c. Suelos Intermedios : Perfil Tipo S2

“El perfil tipo S2 corresponde suelos mediantemente rígidos donde la velocidad de propagación está dentro de 180m/s a 500 m/s, esto teniendo una cimentación sobre: arena densa o grava arenosa que tengan una resistencia entre 0.15 a 0.5kg/cm² y también en suelos cohesivos con una resistencia entre 0.5 kg/cm² a 1 kg/cm²”.⁸

d. Suelos Blandos : Perfil Tipo S3

“Este perfil corresponde a suelos flexibles donde la velocidad de onda de corte menor o igual a 180m/s, teniendo en cuenta una cimentación sobre arena fina a media o grava arenosa con una resistencia no menor de 0.15kg/cm² y en suelos cohesivos blandos con una resistencia de 0.25kg/cm² a 0.5 kg/cm², también cualquier suelo que no esté en el tipo S4 teniendo 3m de suelo con una resistencia no menor de 0.25g/cm²”.⁹

e. Condiciones Excepcionales: Perfil Tipo S4

Corresponde a suelos excepcionalmente flexibles, donde las condiciones topográficas y geológicas son desfavorables por lo que estos suelos requieren estudios específicos. Se considera un perfil S4 cuando el EMS (estudio de mecánica de suelos) lo determine.

⁶ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.6

⁷ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.6

⁸ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.6

⁹ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.6

2. Factor De Suelo: Para poder saber cuál es el factor de suelo se debe tener en cuenta varios factores, primeramente se identificar la zona de ubicación del proyecto, determinado el factor de suelo determinamos los periodos T_p y T_L .

En el proyecto presentado el factor de zona es zona 3 entonces nuestro factor de suelo será $S_2=1.20$

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO \ ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 2: Factor de suelos "S"

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones "Norma E.030"

También podemos identificar los periodos T_p y T_L respectivos que vienen hacer 0.6 y 2 segundos respectivamente.

PERIODOS " T_p " y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla 3: Periodos " T_p " y " T_L "

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones "Norma E.030"

3. Factor de Amplificación Sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica se define con los periodos respectivos en nuestro proyecto nuestro periodo fundamental es de $T=0.41$ s, $T_p=0.6$ s y $T_L=2$ s, dado estos valores podemos determinar la amplificación sísmica, donde:

$$T < T_p \quad C = 2, 5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2, 5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2, 5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Donde concluimos que el factor (C) es de **2.5** ya que el **T=0.41s** es menor que **Tp= 0.6** segundos.

4. Factor de Uso (U) y categorías de edificaciones :

“Se clasifica cada tipo de estructura según la categoría como se muestra en la siguiente tabla, donde nos proporciona un factor U, se divide en cuatro categorías: categoría A que corresponde a edificaciones esenciales, categoría B edificaciones importantes, C edificaciones comunes y D edificaciones temporales”¹⁰. Solo en edificios que se considere aislamiento sísmico se considera un factor U igual a 1.

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (Publica y Privados) del segundo y el tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	VER NOTA 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimiento de salud no comprendida en la categoría A1. - Puertos, Aeropuertos, Locales municipales, Centrales de Comunicaciones. Estaciones de Bomberos, Cuarteles de la Fuerzas Armadas y Policías. - Instalaciones de Generación y Transformación de Electricidad, Reservorios y Plantas de tratamiento de agua.	1.5

¹⁰ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.7

	Todas aquellas Edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre tales como instituciones Educativas, Institutos Superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, que guarden patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes del abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	VER NOTA 2

Tabla 4: Categoría de las edificaciones y factor “U”

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

El tipo de edificación que analizaremos es una Vivienda que corresponde a la categoría C por lo tanto nuestro factor **U = 1**

5. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “R”

Se determina por el producto de la siguiente formula:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

R₀: Coeficiente Básico de Reducción:

“Se basa en definir el tipo de sistema estructural que está dada por el tipo de material predominante en la estructura, se verifica en ambas direcciones X, Y. En la siguiente tabla se muestra los tipos de sistemas estructurales donde predominan los materiales de acero, concreto armado, albañilería confinada o armada y madera”¹¹

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R₀ (*)
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por Esfuerzos Admisibles)	7

Tabla 5: Sistemas estructurales

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

¹¹ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.9

El proyecto presentado el material de construcción es de concreto armado, la primera alternativa propuesta está dada por pórticos en ambas direcciones por lo cual tenemos un factor $R_o=8$.

la: Factor de Irregularidad en Altura

“El factor de irregularidad en altura está en función a la regularidad de la estructuras, sabemos que hay dos tipos de estructuras regulares e irregulares, en el caso de estructuras regulares el factor la es igual a 1 y en estructuras irregulares el factor la se determina con el menor valor determinado en el caso que se encuentre más de dos las irregularidades existentes en altura como se muestra en la tabla N° 6.”¹²

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	FACTOR DE IRREGULARIDAD (Ia)
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Tabla 6: Irregularidades estructurales en altura

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

¹² Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.9

Ip: Factor de Irregularidad en Planta

“La irregularidad en planta al igual que la irregularidad en altura está en función de regularidad de estructuras, donde en estructuras regulares el Ip es igual a 1 y en estructuras irregulares el factor se determina con el menor valor determinado en el caso que se encuentre más de dos las irregularidades existentes en planta como se muestra en la tabla N^a 7.”¹³

RREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	FACTOR DE IRREGULARIDAD (Ip)
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Tabla 7: Irregularidades estructurales en planta

Fuente Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

6. Restricciones a la Irregularidad

La restricción se basa en el tipo de categoría y zona en que se ubica la edificación, estas restricciones son las que no se pueden permitir en un tipo de estructura.

CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten Irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten Irregularidades extremas
	1	Sin restricciones

¹³ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.9

C	4 y 3	No se permiten Irregularidades extremas
	2	No se permiten Irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Tabla 8: Categoría y regularidad de las edificaciones

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

La categoría de nuestra edificación es **tipo C**, pertenece a la zona tipo 3, por tal motivo no se permite irregularidades extremas, se deberá verificar las irregularidades tanto en altura como en planta, para poder comprobar que no existe irregularidad extrema.

D. Análisis Estructural

“El análisis estructural es la determinación de la capacidad de una estructura o de cualquiera de sus elementos estructurales, las cuales tienen la función de soportar cualquier tipo de cargas mediante un proceso de cálculo, determinando los efectos de fuerzas laterales en una estructura.

Mediante el software ETBAS 2016 se procederá a hallar en análisis estructural de la estructura propuesta donde se puede realizar cálculos, sin tener una dificultad de realizar manualmente el proceso, este software nos permite hallar los efectos de las cargas puntuales, cargas distribuidas y momentos. El programa es óptimo y el más común para poder evaluar una estructura con un tiempo mínimo y con una alta precisión en los cálculos obtenidos.

En el análisis estructural hay 3 tipos de procedimientos a seguir, donde según las características del edificio o estructura se opta por elegir a uno o dos procedimientos”.¹⁴

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral.
- Análisis dinámico tiempo – historia.

¹⁴ Reglamento Nacional de Edificaciones. Edición 2016. Decreto Supremo N.º 003-2016-VIVIENDA”. Norma E.030 Cap.1.Pag.11

Para poder realizar el análisis se tendrá que considerar que el modelo tiene que tener un comportamiento lineal y elástico, basado en todas las solicitaciones sísmicas.

I. Análisis Estático

“El análisis estático está representado por solicitaciones sísmicas, mediante las fuerzas horizontales, las cuales actúan en cada nivel del edificio, este método debe emplearse en edificios regulares o irregulares y que tengan una altura no más de 30m”.¹⁵

Seguidamente se mostrara los pasos a seguir para poder hacer un buen análisis sísmico dinámico:

- **Pesos sísmico (P)**

El peso es la carga total o permanente de la edificación, en peso sísmico viene hacer un porcentaje de la carga viva, mientras la carga muerta toma su cien por ciento; para poder estimar dicho porcentaje de la carga viva hay ciertas restricciones según la categoría de la edificación .

En la estructura presenta la carga viva a tomar es el **25%**, ya que esta edificación pertenece a la **categoría C**.

- **Periodo Fundamental de Vibración**

El periodo se determina atreves de la siguiente ecuación:

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

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

Donde:

h_n , viene hacer la altura total de la edificación y el C_T se estima mediante el sistema estructural de la edificación si se tiene un sistema estructural de pórtico se toma un $C_T = 35$, para edificios con sistema estructural de pórticos

¹⁵ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.11

con muros en la caja de escaleras o ascensores $C_T = 45$ y en edificios de albañilería , sistema dual , muros de ductilidad limitada $C_T = 60$.

En la estructura planteada tenemos pórticos pero sin muros de corte en la caja de escalera por lo cual el $C_T = 35$

- **Fuerza Cortante en la Base**

La fuerza cortante se calcula mediante la siguiente formula:

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

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

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

- **Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura**

La fuerza sísmica se distribuye en todos los niveles, esta se calcula según la siguiente formula:

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

Fuente Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

“Esta fórmula está acorde al peso (P), altura (h), número de pisos (n) y k que es el exponente el cual está relacionado con el periodo de vibración de la estructura (T).”¹⁶

a) $k = 1,0$, Donde los periodos (T) son menores o igual a 0,5 s.

b) $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ Donde los periodos (T) son mayores que 0,5 segundos.

¹⁶ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.11

- **Excentricidad Accidental**

“Para poder hallar la excentricidad en la estructuras se debe tener en cuenta los diafragmas rígidos, teniendo en cuenta que la fuerza que actúa en cada nivel o piso se encuentra en el centro de masas.

En cada nivel se inserta la fuerza actuante por piso y también un momento torsor las cuales por lo general se inserta en el centro de masas, dicho momento torsor se calcula de la siguiente manera”:¹⁷

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i$$

Donde el “e_i” es la excentricidad, esta se calcula como 0.05 veces la dimensión de la estructura e cada dirección ya se X o Y.

II. Análisis Dinámico Modal Espectral

“El análisis dinámico se divide en dos partes una modal espectral y tiempo historia es este caso usaremos el análisis dinámico modal espectral que se realiza mediante un procedimiento de combinación espectral, se puede diseñar cualquier estructura. A continuación mostraremos los casos a seguir para poder obtener un buen análisis dinámico modal espectral”:¹⁸

- **Aceleración Espectral**

En cada una de las direcciones de análisis, se utilizara el espectro inelástico esto atreves de pseudo-aceleraciones, mediante la siguiente ecuación:

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

Esta fórmula está basada en los parámetros fundamentales calculados anteriormente.

- **Criterios de Combinación**

“Mediante estos criterios de combinación se obtiene la respuesta máxima elástica (r), correspondiente a las fuerzas internas de los elementos

¹⁷ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.11

¹⁸ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.11

estructurales y también para la fuerza cortante en la base y en los entrepisos, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica se obtiene usando la combinación cuadrática de cada modo calculado.”¹⁹

“r” es la representación de las fuerzas, desplazamiento y respuestas modales

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i * \rho_{ij} * r_j}$$

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

A continuación se muestra los coeficientes de correlación, basadas en:

$$\rho_{ij} = \frac{8 * \beta^2 (1 + \lambda) * \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2}$$

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

“Donde β representa la fracción de amortiguamiento crítico, donde este se puede suponer constante para los modos que sean iguales a 0.05.

ω_i , ω_j , representa a las frecuencias angulares de cada modo i, j.”²⁰

- **Modos de Vibración**

Los modos se determinan en base a un procedimiento de análisis que se considere apropiado, estas basándose en características como distribución de la masa y rigidez.

Se obtiene modos en cada dirección de análisis, las cuales son consideradas cuando la suma de sus masas es por lo menos un 90% de la masa total.

Se toma principalmente tres modos de vibración donde las dos primeras deben predominar en la dirección de análisis X o Y.

¹⁹ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.12

²⁰ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.12

- **Fuerza Cortante Mínima**

“Se debe de hallar la fuerza cortante mínima ya que la fuerza cortante en el primer entrepiso de la edificación no debe ser menor del 80% de la fuerza cortante en caso de estructuras regulares y en estructuras irregulares no debe ser menor del 90% de la fuerza cortante en el primer entrepiso.

En tal caso de no ser así se deberá escalar los valores mediante un factor de amplificación, se escalan todos los resultados obtenidos, pero no los desplazamientos obtenidos.”²¹

E. Desplazamientos Laterales

El cálculo de los desplazamientos se basa en el tipo de estructura si es regular estos se calculan multiplicando por 0.75R todos los resultados que se basan en el análisis lineal y elástico, para estructuras irregulares se calculando multiplicando por R todos los desplazamientos que fueron obtenidos mediante el análisis lineal elástico.

- **Desplazamientos Relativos Admisibles o Deriva**

De acuerdo a la norma el desplazamiento relativo no debe exceder a los límites dados según el material que predomina en la estructura.

LÍMITES PARA LA DISTORSION 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

Tabla 9: Límites para la distorsión del entrepiso

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones “Norma E.030”

²¹ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.”003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.12

La edificación propuesta el material predominante es de concreto armado por tal motivo el límite de distorsión **es de 0.007**.

2.2.3. Materiales

2.2.3.1. Concreto

El concreto viene hacer la mezcla de cemento portland, agregado fino, agregado grueso y agua. Todos estos materiales unidos forman el concreto.

CEMENTO + AGREGADO FINO +AGREGADO GRUESO +AGUA = CONCRETO
--

Ventajas

- Una de las ventajas principales es la económica, el concreto a comparación de los demás materiales de construcción es el más económico ya que es el material más predominante en una construcción, todo esto en base a la mano de obra y materiales, como también el tiempo de ejecución de una edificación.
- La trabajabilidad es otra de las ventajas, ya que este materia se puede acoplar a cualquier tipo o forma estructural, es decir con este material se realizan represas, puentes, tanques, edificios postes, etc.
- La durabilidad, el concreto tiene una buena duración ya que toda estructura diseñada en base a este material tiene una vida útil de 50años, por lo general las estructuras de concreto requieren menos mantenimiento durante su vida útil, a diferencia del acero o madera.
- Resistente al fuego, este material tiene alta resistencia al fuego entre 1 a 3 horas, durante un incendio nos permite evacuar.
- Rigidez y masa, estas estructuras de concreto presenta alta rigidez y masa por lo general y esto beneficia frente a las vibraciones horizontales (laterales) y verticales.

Desventajas

- Tiene una baja resistencia a la tracción, como sabemos el concreto es resistente a la compresión, por lo cual la tracción solo toma el 10% de la resistencia al a compresión, a consecuencia en las estructuras se presenta

fisuras o grietas, la solución es aumentar refuerzo de acero y así lograremos controlar los agrietamientos.

- Presentan grietas, el concreto al presentar grietas por lo general producen o aceleran la corrosión en el acero, ya que al presentar fisuras y estas microfisuras se generan vacíos en el concreto por donde ingresan agua y otros elementos (iones dañinos) estos generando problemas en la durabilidad.
- El encofrado es una de las desventajas importantes, ya que el concreto cuando se encuentra en su estado plástico necesita ser encofrado para poder obtener la forma adecuada que se solicita, originando así un costo adicional para la ejecución por que se requiere mano de obra calificada.

Propiedades Mecánicas del Concreto

Las propiedades mecánicas son necesarias para poder conocer las características físicas y químicas del material, de tal manera que los materiales puedan soportar cargas sin tener una deformación excesiva y no se produzca rotura.

Algunas propiedades mecánicas más importantes son: resistencia, la rigidez, dureza y ductilidad.

En las Normas o Códigos se relaciona las características mecánicas del concreto (resistencia a la compresión, resistencia a la tracción, módulo de elasticidad, módulo de poisson, módulo de rigidez, etc.).

1. Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión se estima con las muestras de concreto que están en el estado fresco y endurecido, estas determinadas por ensayos en laboratorio, con probetas cargadas axialmente, estos ensayos se realizan con la finalidad de monitorear el control de calidad y así obtener la aceptación del concreto fabricado.

1.1 Factores que afectan la resistencia f'_c :

- a) “Uno de los factores principales que afectan a la resistencia es la relación agua-cemento, ya que una relación agua-cemento baja reduce la porosidad en la pasta de cemento y mejora la trabajabilidad de los sólidos aumentando la resistencia, y si tenemos una relación de agua-cemento alta aumenta la porosidad y la transición entre los agregados y la pasta de cemento, obteniendo una resistencia baja.”²²

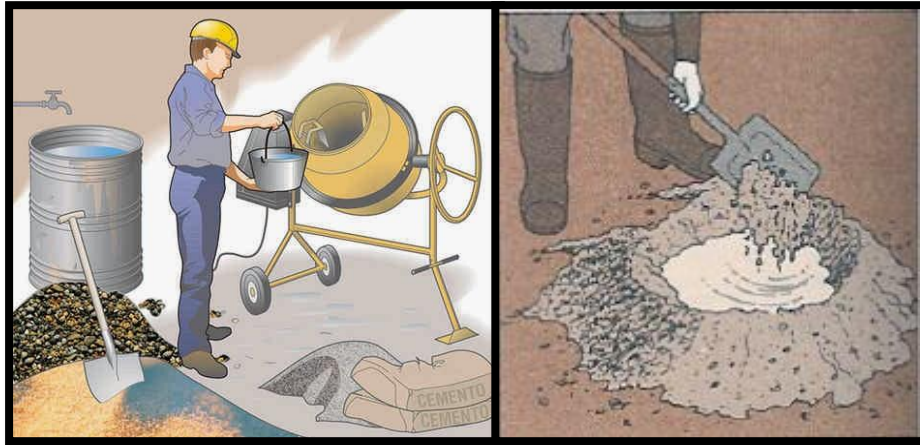
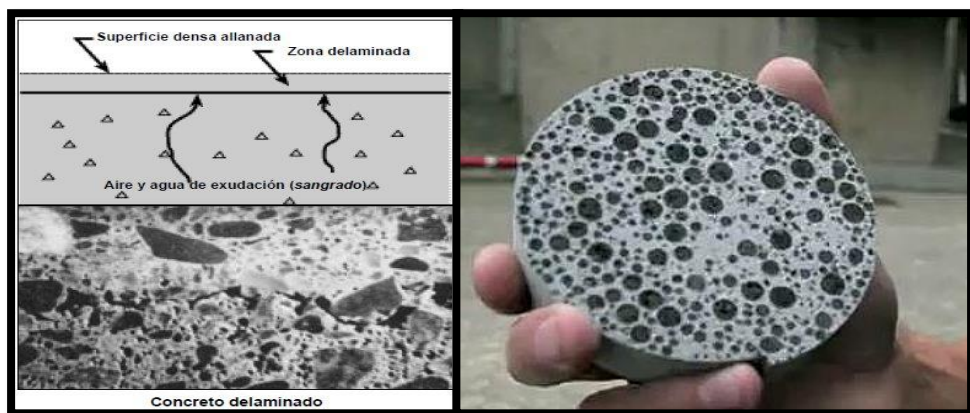


Figura 14: Resistencia del cemento, relación agua-cemento

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

- b) El aire incorporado es otro de los factores importantes, mediante el uso de aditivos se tiende a incorporar aire esto produce que la resistencia baje, también hay aires que se quedan atrapados al momento de encofrar, también tiene a bajar la resistencia, estos aires atrapados se puede apreciar al momento del desencofrado tienen un mayor diámetro.



²² Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Capítulo 3. Pág. 25

Figura 15: Factor aire incorporado en el cemento.

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

- c) “La resistencia propia del cemento hidratado y la resistencia de los agregados, estos dos son elementos importantes en la resistencia, ya que si se tiene una resistencia optima de agregados obtendremos un con concreto de buena calidad” .²³

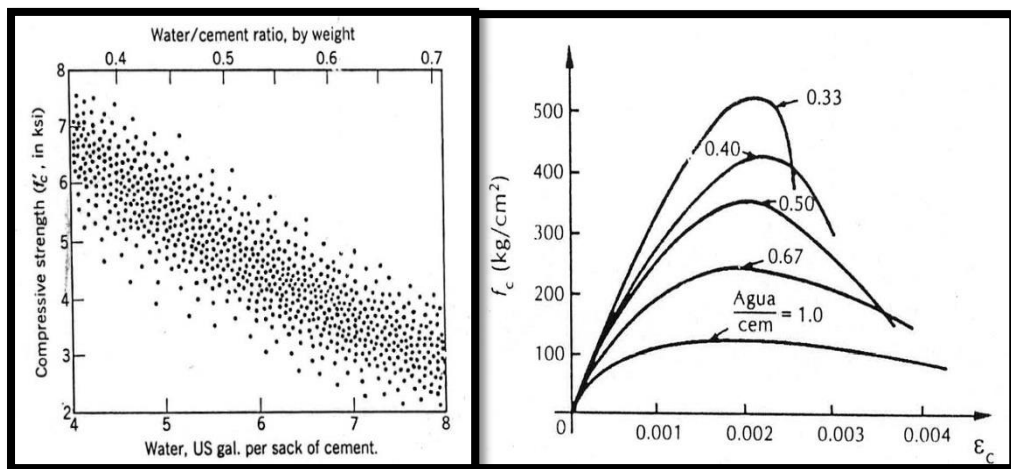


Figura 16: Resistencia del cemento hidratado-agregado

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

- d) “El tipo de cemento utilizado también interviene para la obtención de una buena resistencia, afectando la velocidad en que se obtiene F’c, por ejemplo los cementos Tipo III tienden a tener una alta resistencia inicial ya que a la edad de un día ellos obtienen una resistencia mayor a que los cementos Tipo I.

Los cementos Tipo II, IV y V estos desarrollan su resistencia más lento que los del Tipo I.

Pasado un tiempo de 2 meses a 3 meses, todos los concretos fabricados llegan a tener una misma resistencia sea de cualquier Tipo.”²⁴

²³ Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Capítulo 3. Pág. 26

²⁴ Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Capítulo 3. Pág. 26



Figura 17: Tipos de cemento, tradicionales y adicionales.
Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

- e) “Otro de los factores es la gradación , donde este factor influye en textura y porosidad que afectan la adherencia entre la pasta cemento y el agregado
- f) Humedad y temperatura, estos factores influyen durante el curado, ya que el cemento debe continuar con su proceso de hidratación es ahí donde aumenta su resistencia dependiendo de las condiciones de humedad y temperatura del ambiente”.²⁵

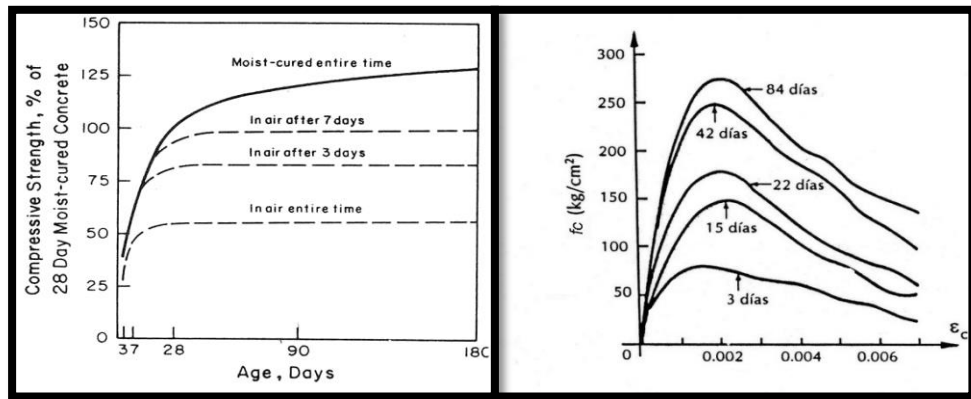


Figura 18: Influencia de las condiciones de curado en la resistencia - Efecto de la edad y del curado en la resistencia.
Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

²⁵ Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Capítulo 3. Pág. 28

2. Resistencia a la Tracción del Concreto

La resistencia a tracción va a depender de la buena adherencia de la pasta de cemento más los agregados, esto puede variar en la forma de utilización de los procedimientos para obtener la resistencia, los procedimientos son dos:

a) Prueba de Tensión Directa:

Esta prueba se basa en ensayos prismáticos o cilíndricos que están sometidos a esfuerzos de tensión.

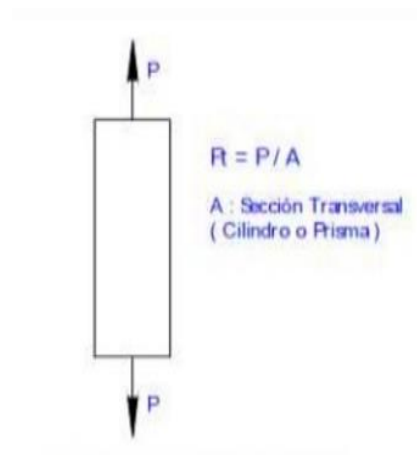


Figura 19: Prueba de tracción directa.

Fuente: Diseño en concreto armado "Ottazzi Pasino Gianfranco"

Esta resistencia a la tracción es importante ya que el concreto resiste el esfuerzo de corte que se da en el concreto, la cual va a depender de la buena adherencia del concreto con el acero.

También depende el tipo de agregado a utilizar, la configuración, la temperatura, como también la presencia de esfuerzos transversales presentados en la tracción.

b) Prueba de Tensión Indirecta:

Se basa en los ensayos de especímenes solo cilíndricos, se determina a través del módulo de rotura y Split Test fsp.

3. Módulo de Elasticidad del Concreto

“Es la relación que se da entre el esfuerzo y la deformación axial, al estar sometido a esfuerzos de compresión que estén en el comportamiento elástico.

A continuación se muestra la pendiente de la secante que esta dad por dos puntos dentro de la curva del esfuerzo – deformación, estos pertenecientes en a la zona elástica”.²⁶

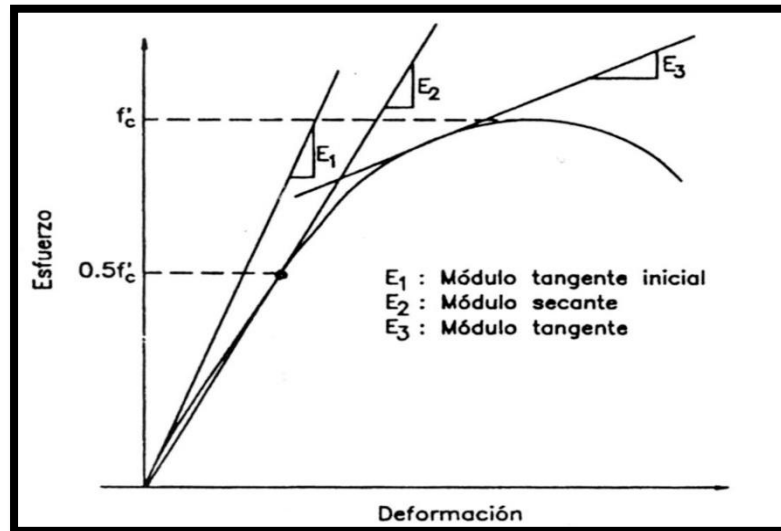


Figura 20: Modulo de elasticidad del concreto.

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

El módulo de elasticidad tiene principalmente un tangente inicial que es un 10% del valor de la secante.

Este módulo depende de varios factores entre ellos el principal es la resistencia del concreto.

$$E_c = 15,000 \sqrt{f_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

4. Módulo de Poisson del Concreto

El módulo de poisson viene hacer la relación de las deformaciones laterales con las axiales, cuando el concreto está en un comportamiento elástico y sometido a fuerzas de compresión.

²⁶ Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Capítulo 3. Pág. 35

$$\mu = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}}$$

Este módulo tiene una variación normalmente entre 0.15 y 0.20 este valor está sometido bajo cargas, en la práctica se toma comúnmente el valor $\mu = 0.15$.

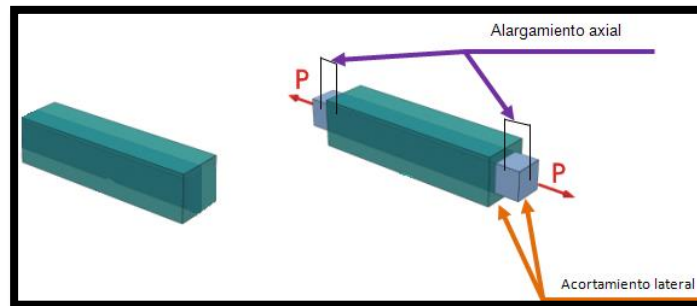


Figura 21: Modulo de poisson del concreto.

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

2.2.3.2 Albañilería

“La albañilería es material muy solicitado en el mercado para el mundo de la construcción está compuesto por unidades de albañilería que son asentadas con un mortero o en algunos casos con concreto líquido”.²⁷

Unidades de Albañilería:

“Una unidad de albañilería es aquellas que tiene una dimensión y peso que puede ser manipulada con una sola mano, estas son hechas de arcilla

Bloque es aquel material que por su peso y su dimensión es manipulada con las dos manos, estas elaboradas en base a sílice-cal o también concreto.

Estas unidades serán utilizadas después que logren su resistencia óptima y la estabilidad volumétrica, en el caso de unidades que son curadas mediante el agua se tiene un plazo mínimo de 28 días según la NTP 399.602”.²⁸

²⁷ Norbertt Quispe A. “Construcciones II-Albañilería”. Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil .5ta-Clase. Pág.4

²⁸ Norbertt Quispe A. “Construcciones II-Albañilería”. Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil .5ta-Clase. Pág.4

Propiedades Mecánicas:

Según el Ángel San Bartolomé "Construcciones de Albañilería" nos proporciona las propiedades mecánicas de la albañilería.

1. Resistencia a la compresión axial de la albañilería ($f'm$):
 - $f'm = 65 \text{ Kg/cm}^2$ para ladrillos solidos industriales de arcilla
 - $f'm = 35 \text{ Kg/cm}^2$ para ladrillos solidos artesanales de arcilla
2. Compresión axial ($f'a$) : $0.2f'm*(1-(h/35t)^2)$
3. Compresión por flexión (Fm): $0.4f'm$
4. Módulo de Elasticidad : $500*f'm$
5. Módulo de Poisson : 0.25
6. Resistencia la corte ($v'm$) : 8.1 Kg/cm^2

2.2.3.3 Acero

"El acero es un material predominante en el mundo de la construcción, para aquello hay aceros de refuerzo en el concreto las cuales son varilla de una sección redonda y corrugaciones teniendo la finalidad de restringir el movimiento longitudinal de las varillas ,estando presentes en el concreto que les rodea .

El acero ayuda al concreto a resistir esfuerzos a tracción ya que este material tiene una alta resistencia a la tracción. En el caso de columnas o elementos que trabajan a flexo compresión les ayuda soportando esfuerzos de compresión, para que el acero trabaje de una manera óptima, es necesario que haya una buena adherencia entre el concreto y el acero y así asegurar que no ocurran desplazamientos.

Esta adherencia proviene básicamente de la adhesión, rugosidad y las corrugaciones estas básicamente del acero, esta última es básicamente importante unidos con la adherencia".²⁹

²⁹ Ángel San Bartolomé "Construcciones de Albañilería". Perú: PUCP Fondo Editorial 2001.Pag.45.

Designación	Diámetro (in)	Diámetro (mm)	Area (cm ²)	Peso (kg/m)	Observaciones
2	1/4	6.4	0.32	0.250	Liso
3	3/8	9.5	0.71	0.560	
4	1/2	12.7	1.29	0.994	
5	5/8	15.9	2.00	1.552	
6	3/4	19.1	2.84	2.235	
8	1	25.4	5.10	3.973	
11	1 3/8	35.8	10.06	7.907	
6 mm (*)		6	0.28	0.222	Ac. Arequipa
8 mm		8	0.50	0.395	Ac. Arequipa
12 mm		12	1.13	0.888	Ac. Arequipa
7	7/8	22.2	3.87	3.042	No disponible
9	1 1/8	28.7	6.45	5.060	No disponible
10	1 1/4	32.3	8.19	6.404	No disponible
14	1 11/16	43.0	14.52	11.380	No disponible
18	2 1/4	57.3	25.81	20.240	No disponible

Tabla 10: Características de varillas corrugadas.

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

VENTAJAS

- “Una de las ventajas principales es la alta resistencia que se tiene al esfuerzo por tracción apoyando así al concreto, en el diseño de vigas de luces grandes.
- La uniformidad, es uno de los materiales principales que no pierde su uniformidad con el tiempo.
- La durabilidad es claro decir que estructuras construidas en base a este material tiene una durabilidad mayor que al de otros materiales, duran indefinidamente.
- La ductilidad, su función es soportar deformaciones grandes sin fallar frente a esfuerzos de tensión. Por naturaleza el acero tiene una falla dúctil, el cual le permite fluir y así evitando fallas prematuras en las estructuras.
- La durabilidad es claro decir que estructuras construidas en base a este material tiene una durabilidad mayor que al de otros materiales, duran indefinidamente”.³⁰

³⁰ Ángel San Bartolomé “Construcciones de Albañilería”. Perú: PUCP Fondo Editorial 2001.Pag.45.

DESVENTAJAS

- “Una de las desventajas principales es el mantenimiento, como sabeos el acero es susceptible a la corrosión ya que están expuestos al aire, agua, por lo cual deben pintarse seguidamente.
- Costo de protección ante el fuego, se debe estimar un costo adicional para proteger cuando se manifiesta un incendio, por lo que el acero es un material que conduce el calor ocasionando la propagación de los incendios.
- Es susceptible al pandeo, es decir cuando más esbeltos son los elementos estructurales tienen un mayor peligro al pandeo, por ejemplo al utilizarse como columna no es económico ya que tendría que utilizarse bastante material para rigidizar y así no tener problemas con el pandeo”.³¹

A. Calidades del Acero de Refuerzo

En el Perú se producen aceros de Sider Perú y Acero Arequipa, estos cumplen con lo que requiere la Norma ASTM A615 Y ASTM A706, en el siguiente cuadro se muestra las calidades de acero que se emplean como refuerzo del concreto, cada una indica su esfuerzo de fluencia F_y , el esfuerzo ultimo o la resistencia a la tracción.

Grado	ASTM	f_y min (kg/cm ²)	f_y max (kg/cm ²)	f_u min (kg/cm ²)	f_u/f_y (min)
40	A 615	2,800	--	4,200	--
60	A 615	4,200	--	6,300	--
75	A 615	5,300	--	7,000	--
60	A 706	4,200	5,500	5,600	1.25

Tabla 11: Calidades del acero de refuerzo

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

³¹ Ángel San Bartolomé “Construcciones de Albañilería”. Perú: PUCP Fondo Editorial 2001.Pag.46.

En la figura N° 22 se muestra las curvas de esfuerzo-deformación de los aceros de grado 40,60 y 75, también se puede apreciar la curva de deformación de los alambres.

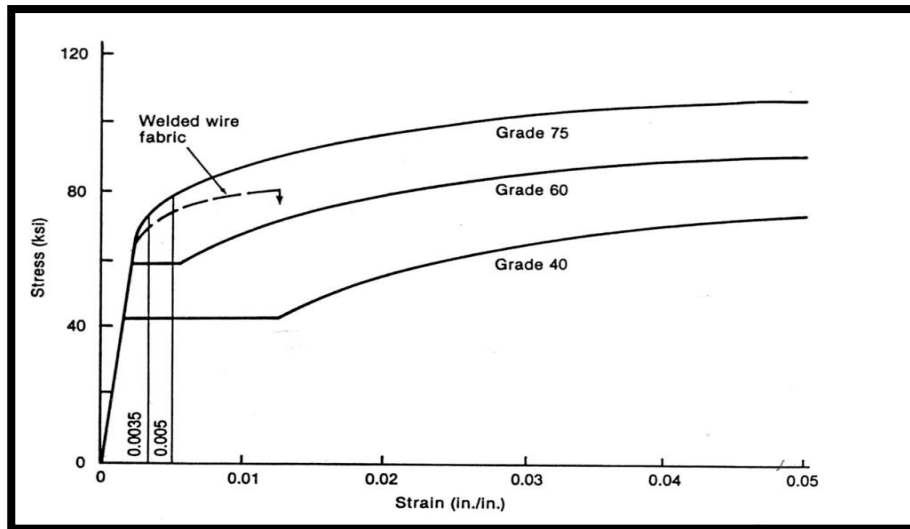


Figura 22: Curvas esfuerzo – deformación típica.

Fuente: Diseño en concreto armado “Ottazzi Pasino Gianfranco”

B. Propiedades de las Barras Grado 60 – ASTM A615

- f_y min = 4,200 kg/cm² (fluencia nominal, valor mínimo).
- f_u min = 6,300 kg/cm² (esfuerzo máximo o último o resistencia a la tracción).
- $E_s \approx 2'000,000$ kg/cm² (módulo de elasticidad).
- Deformación en el inicio de la fluencia $\epsilon_y = (f_y / E_s)$. ≈ 0.0021
- Longitud de la plataforma de fluencia = variable.
- Deformación de rotura \gg Deformación de fluencia (30 a 40 veces).
- Elongación a la rotura entre el 7% y 9% (Tabla 4-3).
- Coeficiente de dilatación $\approx 11 \times 10^{-6}$ 1/C°. Valor muy parecido al del concreto el cual es $\approx 10 \times 10^{-6}$ 1/C°. Ambos coeficientes de dilatación dependen de la temperatura”.³²

³² Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Capítulo 4. Pág. 7

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS:

Pórticos: Los elementos porticados, son estructuras de concreto armado con la misma dosificación columnas, vigas peraltadas o chatas unidas en zonas de confinamiento donde forman ángulo de 90° en el fondo, parte superior y lados laterales .

Esfuerzo: Es la resistencia interna que ofrece el área del material del que está hecho un miembro para una carga aplicada externa, puede expresarse en termino matemáticos.

Desplazamiento: Se entiende al movimiento realizado por un cuerpo que se desplaza, que se traslada de un lugar a otro.

Flexión: Se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

Sistemas estructurales: Son las estructuras compuestas de varios miembros que soportan las edificaciones y tienen además la función de soportar las cargas que actúan sobre ellas transmitiéndolas al suelo.

Estructura: Una estructura es un ensamblaje de elementos que mantienen una forma y su unidad, teniendo como objetivo resistir las cargas resultantes de su propio peso.

Tracción: Se denomina tracción al esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, cuando tienden a estirarlo.

Compresión: Es la resultante de las tensiones o presiones que existen dentro de un sólido deformable o medio continuo, característica porque tiende a una reducción de volumen del cuerpo y a un acortamiento del cuerpo en determinada dirección.

Flexo compresión: Comportamiento de una columna sometida a una carga axial y a flexo biaxial.

Resistencia: La resistencia es la propiedad de una estructura y/o cuerpo, cuya función principal es la de soportar cargas sin colapsar.

Rigidez: Es la capacidad que tiene para soportar cargas o tensiones, sin que se deformen o se desplacen excesivamente.

Resistencia de diseño: Es la resistencia factorizada ΦR_n o resistencia permisible, R_n/Ω (carga axial, momento o cortante, según sea el caso)

Losa: Estructura plana horizontal de hormigón reforzado que separa un nivel de la edificación de otro o que puede servir de cubierta. Llamada por el común de la gente, plancha. Elemento estructural fundido en hormigón reforzado comúnmente llamado plancha.

Columna: Es el elemento estructural vertical empleado para sostener cargas o el peso de otras partes de la estructura.

Viga: Elemento estructural lineal al que se le aplica cargas perpendiculares a lo largo de su eje.

Placa: Son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección, lo cual permite limitar los desplazamientos laterales provocados por la fuerza sísmica.

Cimiento: Elemento encargado de soportar y repartir en la tierra todo el peso de la estructura, impidiendo que ésta sufra movimientos importantes.

Sismo: Serie de vibraciones de la superficie terrestre generadas por un movimiento brusco y repentino de las capas internas (corteza y manto).

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

Deformación: Cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo.

Inercia: Propiedad geométrica de la sección transversal de elementos estructurales

Espectro de Respuesta: Respuesta máxima expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés que produce una acción dinámica determinada en una estructura.

Aceleración de la Gravedad: Fuerza gravitatoria que actúa sobre un cuerpo en el campo gravitatorio de otro; esto es, como la fuerza gravitatoria por unidad de masa del cuerpo que la experimenta.

Peso de la Edificación: Medida de la fuerza gravitatoria que actúa sobre estructura.

CAPITULO III METODOLOGÍA

4.1 Método y Alcances de la Investigación

4.1.1 Método de la investigación

El método de la investigación es analítico, porque consiste en la desmembración de un todo, para observar las causas, la naturaleza y los efectos. El análisis es la observación y examen de un hecho en particular.

4.1.2 Alcances de la investigación

A) Tipo de investigación

El tipo de investigación es aplicada, porque se utiliza los conocimientos obtenidos en la práctica misma en ambientes naturales (de campo), para aplicarlos en la mayoría de los casos, en provecho del hombre y la sociedad.

B) Nivel de investigación

El nivel de investigación es explicativo, ya que se encarga de buscar el porqué de los hechos mediante el establecimiento de relaciones causa-efecto. En este sentido, los estudios explicativos pueden ocuparse tanto de la determinación de las causas (investigación postfacto), como de los efectos (investigación experimental), mediante la prueba de hipótesis.

Sus resultados y conclusiones constituyen el nivel más profundo de conocimientos.

4.2 Diseño de la Investigación

4.2.1 Tipo de diseño de investigación.

El diseño de la investigación es No Experimental, pues no se puede manipular las variables independientes.

CAPITULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Introducción

El edificio se ubicara en la Av. Progreso y el Jr. Nemesio Raez, del distrito de El Tambo, Huancayo. A pocas cuadras se encuentra la Avenida principal Ferrocarril.

Arquitectura

El edificio destinado para el uso de vivienda multifamiliar con un área total de 160 m², tiene 5 pisos, por nivel un departamento, considerando estacionamiento en el primer nivel.

Cada nivel cuenta con tres dormitorios, un comedor .una sala, una cocina, un área de estudio, dos servicios higiénicos, un hall, patio de servicio.

En el primer nivel existe un patio en común y la azotea cuenta con un área amplia, el acceso desde el exterior se realiza por la puerta principal que da a la Av. Progresó.

El proyecto de tesis fue proyectado sin ascensores, se diseñó una escalera principal ubicada en la parte extrema del edificio y que conecta los diferentes niveles.

Consideraciones para el diseño

Estudio de suelo:

- Grava bien graduadas, con mezclas de gravas y arenas y limo; suelo clasificado como GW-GM.

- Capacidad admisible = 1.60 kg/cm²

- Profundidad mínima de cimentación = 1.50 m

Características y propiedades de los materiales:

Concreto

- Resistencia nominal a compresión = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_c = 15000 * \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2 = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson = $\nu=0.20$
- Deformación ultima del concreto $E_{cu} = 0.003$

Acero de Refuerzo Corrugado G60:

- Esfuerzo de fluencia (f_y) = $4200 \text{ kg/cm}^2 = 42000 \text{ Ton/m}^2$
- Módulo de elasticidad = $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación al inicio de la fluencia = 0.0021

Normatividad:

En todo el proceso de análisis y diseño se utilizaran 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.
- Suelos y cimentaciones Norma E 050.

Esquema de trabajo

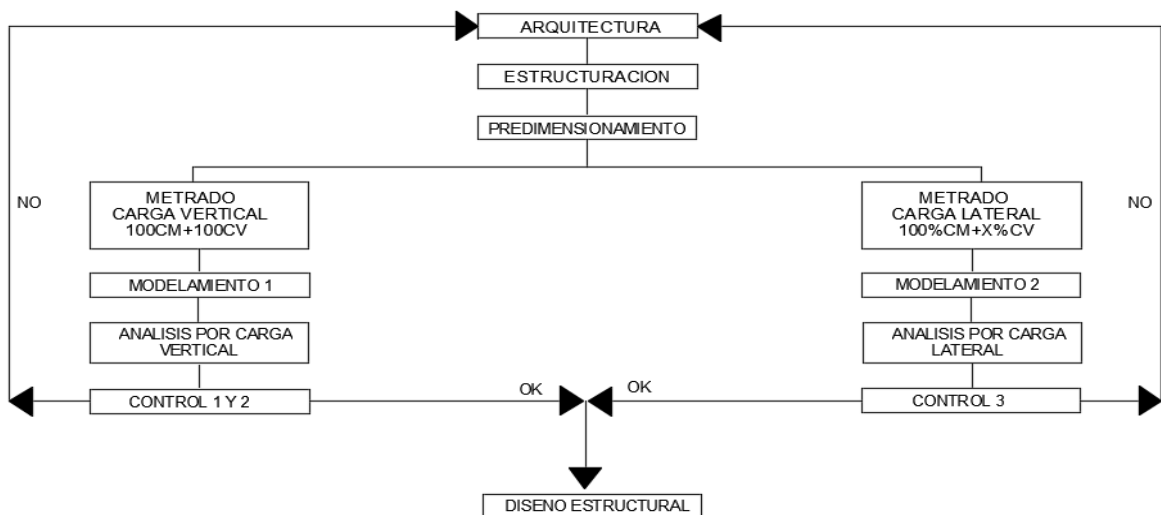


Figura 23: Esquema de trabajo

Fuente Ing.Genner Villareal Castro

1. Estructuración y predimensionamiento

1.1 Estructuración

Para que la estructura tenga un buen comportamiento sísmico se debe estructurar teniendo en cuenta la simétrica, hiperestática, resistente, dúctil y que tenga una rigidez lateral óptima.

Se tiene un edificio de concreto armado, conformado por losas aligeradas, losas macizas, vigas y columnas.

El sistema sismorresistente está conformada por pórticos en las dos direcciones "X" y "Y". Las columnas están peraltadas en "X" y "Y", ubicadas perimetralmente y en la parte central se tiene una columna circular, así mismo se tendrán vigas peraltadas.

Con la finalidad de lograr una estructura con una buena rigidez lateral, teniendo en cuenta que sea fácil y confiable para poder conocer el comportamiento real y óptimo de la estructura.

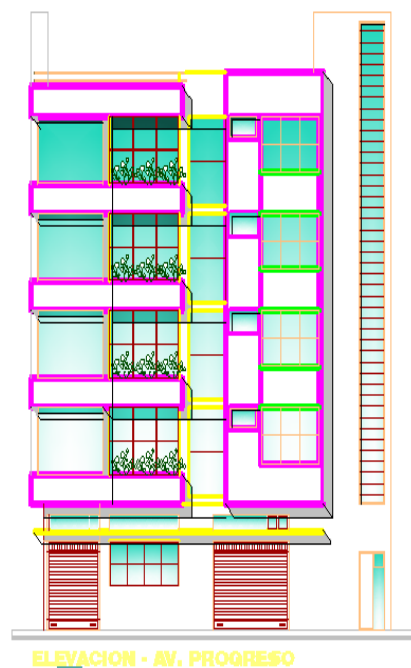


Figura 24: Elevación del edificio multifamiliar

Fuente: Autocad 2017

En la figura N° 25 se observa la vista en planta del proyecto, se muestra la distribución de los ambientes, teniendo en cuenta que los niveles son pisos típicos.

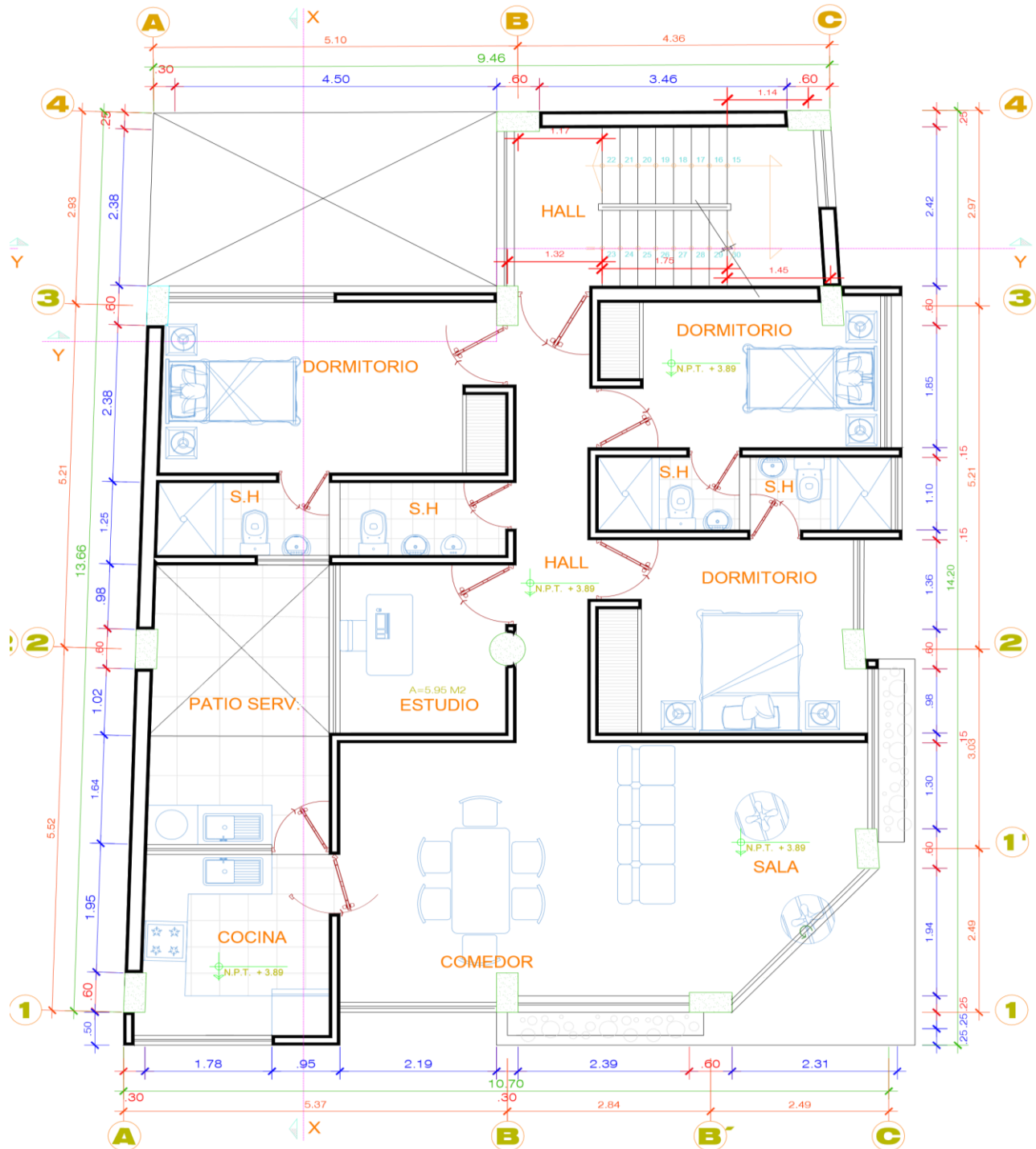


Figura 25: Arquitectura del edificio multifamiliar

A continuación mostraremos el plano de estructuras de los elementos verticales y horizontales, para poder obtener un buen predimensionamiento.

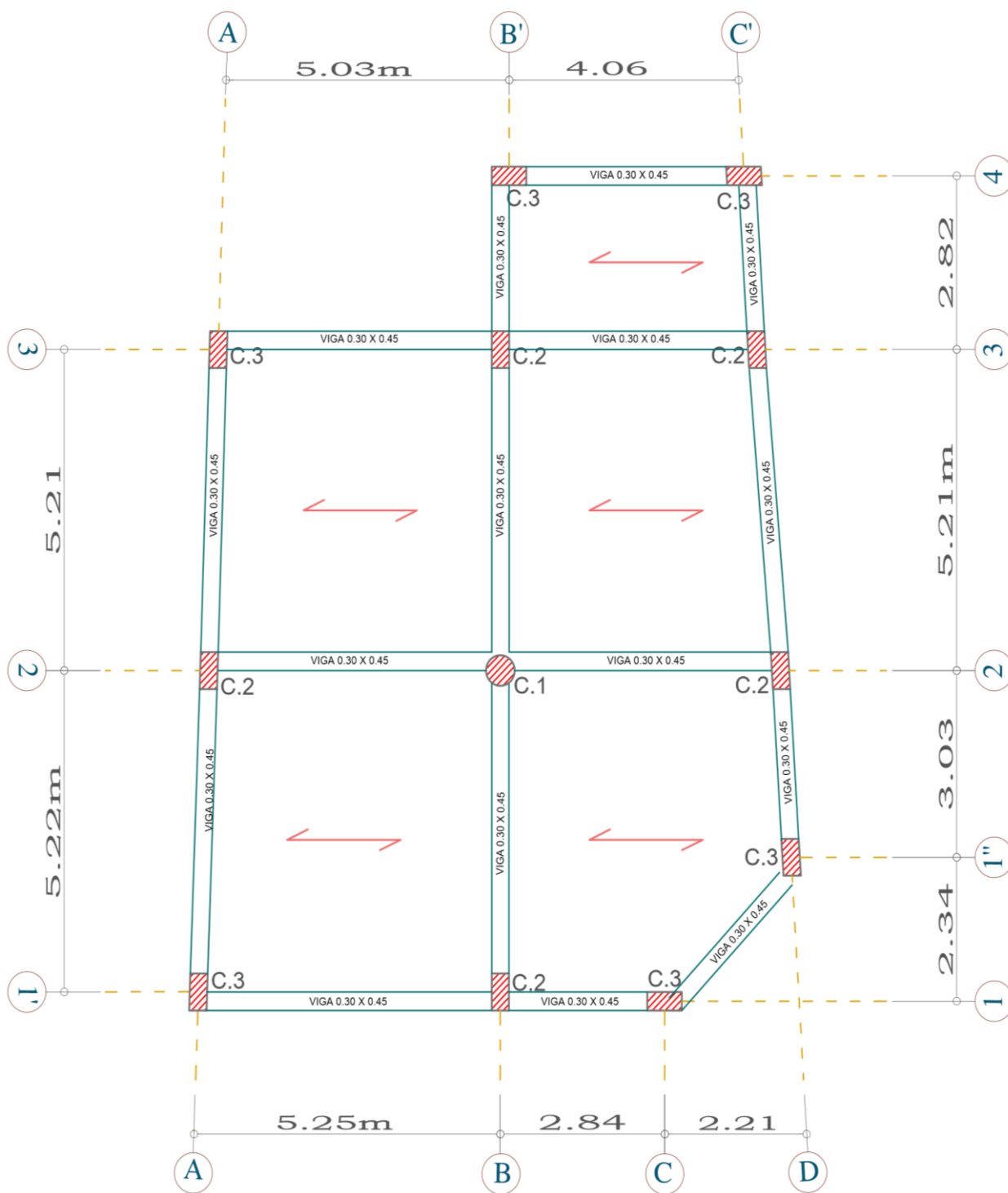


Figura 26: Plano de estructuras-Sistema aporticado, se muestra los elementos vigas y columnas del edificio multifamiliar

1.2 Predimensionamiento

En el predimensionamiento se obtendrá las dimensiones y secciones de todos los elementos estructurales, y así poder obtener una respuesta de estas frente a cargas horizontales y verticales.

1.2.1 Losas:

Primeramente tenemos que predimensionar el espesor de las losas aligeradas (h), que estén armadas en un sentido, según la Norma E0.60 correspondiente al Diseño de Concreto Armado y siguiendo los pasos mencionados en el libro del Ing. Roberto Morales M, donde se tiene que verificar las deflexiones, siempre y cuando las sobrecargas sean menores a 300 Kg/m², se utiliza la siguiente relación:

$$h \geq \frac{L}{25} ; s/c \leq 300 \text{ kg/m}^2$$

En nuestro proyecto la luz libre es de 5.37m ($L_n = 5.37 \text{ m}$) por lo tanto para la losa aligerada tenemos un espesor de:

$$h = \frac{L_n}{25} = \frac{5.37}{25} = 0.21 \cong 0.20 \text{ m}$$

Con el valor obtenido se decide uniformizar todas las losas a un espesor de **0.20 m** para losas aligeradas.

1.2.2 Vigas sísmicas:

El peralte (h) y ancho (b) de la viga se obtendrá de las siguientes relaciones:

$$h \geq \frac{L_n}{12} \quad a \quad h \geq \frac{L_n}{10}$$

Se consideró la viga más crítica; Viga del eje A tramo 2-3 ($L_n = 4.61 \text{ m}$)

$$h = \frac{Ln}{12} = \frac{4.61}{12} = 0.38 \text{ m} \quad a \quad h = \frac{Ln}{10} = \frac{4.61}{10} = 0.46 \text{ m}$$

Dónde: **h = 0.45 m**

$$b = \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.23 \text{ m} \quad a \quad b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}0.45 = 0.30 \text{ m}$$

Dónde: **b = 0.30 m**

Sabemos que un evento sísmico se presenta en cualquier dirección, por lo tanto se decide uniformizar las secciones de las vigas de 0.30m *0.45m.

1.2.3 Columnas:

Las dimensiones de la sección de la columna respecto a la dirección del análisis sísmico de la columna (D) y la otra dimensión (b) se obtendrá de la siguiente expresión:

$$b * D = \frac{P}{n * f'c}$$

Donde:

P= carga total que soporta la columna por sismo

n = índice de aplastamiento

F'c= resistencia a la compresión del concreto

TIPO C1 Para los primeros pisos	Columna interior N<3 pisos	P=1.10P _G n=0.30
TIPO C1 Para los 4 primeros pisos	Columna interior N>4 pisos	P=1.10P _G n=0.25
Tipo C2,C3	Columnas externas de porticos interiores	P=1.25P _G n=0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P=1.50P _G n=0.20

Tabla 12: Fuente “Diseño en concreto armado”, Ing. Roberto Morales Morales.

Datos:

Peso de acabado	=100 kg/m ²
Peso de losa	= 300kg/m ²
Peso de tabiquería	= 100 kg/m ²
Peso de viga	= 100 kg/m ²
Peso de columna	= 60 kg/m ²
Pm	= 660 kg/m ²
S/C =Pv	= 250 kg/m ²

$$PG =Pm+Pv =660+250$$

$$\mathbf{PG=910 \text{ kg/m}^2}$$

Columna C1:

La columna circular B-2 es una columna principal interior tipo C1.

$$P=1.10PG$$

$$n=0.3$$

$$At=23.72 \text{ m}^2$$

$$N=5$$

$$f'c=2100000 \text{ kg/m}^2$$

$$\mathbf{Area = \frac{P * At * N}{n * f'c}}$$

$$Area = \frac{1.10PG * At * N}{n * f'c}$$

$$Area = \frac{1.10 * 910 * 23.72 * 5}{0.3 * 2100000}$$

$$\pi * r^2 = 0.19 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{r =0.25 \text{ m}}$$

Columna C2:

La columna rectangular B-3 es una columna externa tipo C2.

$$P=1.25PG$$

$$\mathbf{Area = \frac{P * At * N}{n * f'c}}$$

$$n=0.25$$

$$At=14.5m^2$$

$$N=5$$

$$f'c=2100000 \text{ kg/m}^2$$

$$Area = \frac{1.10PG * At * N}{n * f'c}$$

$$b * D = \frac{1.25 * 910 * 14.5 * 5}{0.25 * 2100000}$$

$$b * d = 0.16 m^2$$

$$\mathbf{b=0.30 \text{ m}}$$

$$\mathbf{D=0.60 \text{ m}}$$

Columna C3:

La columna C-3 es una columna esquinera tipo C3.

$$P=1.50PG$$

$$n=0.2$$

$$At=9.9m^2$$

$$N=5$$

$$f'c=2100000 \text{ kg/m}^2$$

$$Area = \frac{P * At * N}{n * f'c}$$

$$Area = \frac{1.50PG * At * N}{n * f'c}$$

$$b * D = \frac{1.50 * 910 * 9.9 * 5}{0.2 * 2100000}$$

$$b * d = 0.16 m^2$$

$$\mathbf{b=0.30 \text{ m}}$$

$$\mathbf{D=0.60 \text{ m}}$$

1.3 Comprobación de predimensionamiento de columnas:

Cortante Basal:

Para la obtención de la cortante basal debido a cargas de sismo, por efecto de simplicidad, utilizaremos la expresión siguiente, donde se debe de cumplir:

$$\mathbf{V_{Basal} \leq V_{rc}}$$

Donde:

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

$$V_{rc} = \frac{6kg}{cm^2} * Ac(cm^2) * N^{\circ} \text{ columnas}$$

Parámetros de la cortante basal:

Z=factor de zona

U= factor de uso

C= factor de amplificación sísmica

S= factor de amplificación de suelo

R= factor de reducción

P = peso total de la estructura

Parámetros para cortante resistente:

6kg/cm²; es la resistencia del concreto ala esfuerzo cortante

Ac; área de contacto de columnas

Datos:

Z=0.35 U=1 C=2.5 S=1.2 R=8 P=679.39

$$V_{basal} = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{7.2} * 679.39$$

$$V_{basal} = 99.08 \text{ Ton}$$

Comprobación en la dirección X:

$$V_{basal} \leq V_{rc}$$

$$V_{Basal} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 * A_c * N^{\circ} \text{ Columnas}$$

$$99.08 \text{ ton} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 * [(30*60) \text{ cm}^2 * 3] + \left(\frac{\pi * 25^2}{4}\right)$$

$$99.08 \text{ ton} \geq 35.34 \text{ Ton}$$

Comprobación en la dirección Y:

$$V_{basal} \leq V_{rc}$$

$$V_{Basal} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 * A_c * N^{\circ} \text{ Columnas}$$

$$99.08 \text{ ton} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 * [(30*60) \text{ cm}^2 * 8]$$

$$99.08 \text{ ton} \geq 86.4 \text{ Ton}$$

Observando la comprobación de las columnas en las dos direcciones se puede concluir que la estructura tendrá un comportamiento flexible, se procederá con el análisis sísmico para obtener las derivas de entrepiso con fines académicos.

1.4 Escaleras:

$L_n = 4.29$ m

$P = 0.25$ m

$CP = 0.17$ m

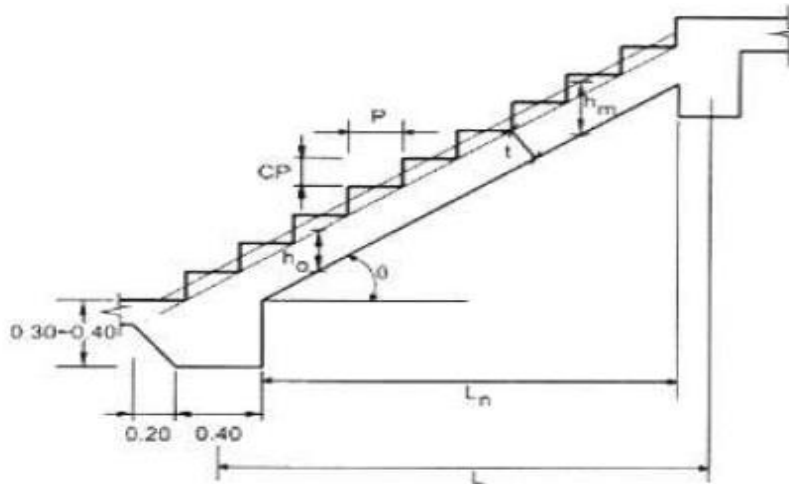


Figura 27: Detalle de escalera.

Fuente: Ing. Morales M.

a) Cálculo del espesor de garganta (t)

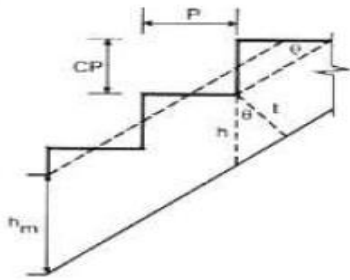
$$t = \frac{L_n}{25} a \frac{L_n}{20}$$

$$t = \frac{4.29}{25} a \frac{4.29}{20}$$

$$t = 0.17 \text{ m}$$

b) Espesor de losa maciza de escalera (hm):

$$hm = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$



Donde:

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{(P^2) + (CP^2)}}$$

Datos:

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{(P^2) + (CP^2)}}$$

$$\cos \alpha = \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.17^2}}$$

$$\cos \alpha = 0.90$$

$$hm = \frac{t}{\cos \alpha} + \frac{cp}{2} = \frac{0.17}{0.90} + \frac{0.17}{2}$$

$$hm = 0.27 \text{ m}$$

2. Metrado de cargas

En el Metrado de cargas, tenemos que considerar la norma E.020 y E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones

2.1 Metrado de losas aligeradas

Carga muerta:

Peso propio = 300 kg/m²

Peso piso terminado = 100 kg/m²

Carga viva:

S/C = 250 kg/m²

2.2 Metrado de vigas sísmicas

Viga del eje A-A

Carga muerta:

Peso propio = 2400 * 0.3 * 0.45 = 324 kg/m²

Peso aligerado = 300 * 2.44 = 732 kg/m²

Peso piso terminado = 100 * (2.44 + 0.3) = 274 kg/m²

Carga viva:

S/C = 250 * (2.44 + 0.3) = 685 kg/m²

Viga del eje B-B

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2400 * 0.3 * 0.45 = 324 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso aligerado} = 300 * 4.62 = 1386 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 100 * (4.62 + 0.3) = 492 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$\text{S/C} = 250 * (4.62 + 0.3) = 1230 \text{ kg/m}^2$$

Viga del eje C-C

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2400 * 0.3 * 0.45 = 324 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso aligerado} = 300 * 2.47 = 741 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 100 * (2.47 + 0.3) = 277 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva:

$$\text{S/C} = 250 * (2.47 + 0.3) = 1342 \text{ kg/m}^2$$

2.3 Medrado de columnas

Columna B-2

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2400 * (0.25 * 0.25) * (3.54 + 4 * 2.52) = 2043 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga eje B-B} = 2400 * 0.3 * 0.45 * (2.04 + 2.3) * 5 = 7030.8 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga eje 2-2} = 2400 * 0.3 * 0.45 * (2.24 + 2.18) * 5 = 7160.4 \text{ kg}$$

$$\text{Peso aligerado} = 300 * (4.6 * 4.54) * 5 = 31326 \text{ kg}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 100 * (4.6 + 0.3) * (4.54 + 0.3) * 5 = 11858 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$\text{S/C} = 250 * (4.6 + 0.3) * (4.54 + 0.3) * 5 = 29645 \text{ kg}$$

Columna C-2

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2400 * (0.3 * 0.6) * (3.54 + 4 * 2.52) = 5883.84 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga eje C-C} = 2400 * 0.3 * 0.45 * (2 + 2.25) * 5 = 6885 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga eje 2-2} = 2400 * 0.3 * 0.45 * (2.29) * 5 = 3709.8 \text{ kg}$$

$$\text{Peso aligerado} = 300 * (4.25 * 2.29) * 5 = 14598.75 \text{ kg}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 100 * (4.25 + 0.3) * (2.29 + 0.3) * 5 = 5892.25 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$\text{S/C} = 250 * (4.25 + 0.3) * (2.29 + 0.3) = 14730.625 \text{ kg}$$

Columna C-3

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2400 * (0.3 * 0.6) * (3.54 + 4 * 2.52) = 5883.84 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga eje C-C} = 2400 * 0.3 * 0.45 * (2.62) * 5 = 4244.4 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga eje 3-3} = 2400 * 0.3 * 0.45 * (2.81) * 5 = 4552.2 \text{ kg}$$

$$\text{Peso aligerado} = 300 * (2.62 * 2.81) * 5 = 11043.3 \text{ kg}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 100 * (2.62 + 0.3) * (2.81 + 0.3) * 5 = 4540.6 \text{ kg}$$

Carga viva:
 $S/C=250*(2.62+0.3)*(2.81+0.3)$ =11351.5 kg

2.4 Metrado de tabiquería

1er Piso:

Muro de alfeizar - Jardín

Espesor =0.25m
Altura=0.7m
Peso esp.albañilería =1350kg/m³
Carga Distribuida =0.25*0.7*1350 kg/m
Carga Distribuida =236.25 kg/m

Muro de alfeizar – Cochera

Espesor =0.25m
Altura=1.5m
Peso esp.albañilería =1350kg/m³
Carga Distribuida =0.25*1.5*1350 kg/m
Carga Distribuida =506.25 kg/m

Muro de alfeizar – Cochera

Espesor =0.25m
Altura=2.54m
Peso esp.albañilería =1350kg/m³
Carga Distribuida =0.25*2.54*1350 kg/m
Carga Distribuida =857.25 kg/m

2do -5to piso:

Muro de alfeizar - Jardín

Espesor =0.25m
Altura=1m
Peso esp.albañilería =1350kg/m³
Carga Distribuida =0.25*1*1350 kg/m
Carga Distribuida =337.5 kg/m

Muro de alfeizar - Dormitorio

Espesor =0.25m
Altura=0.9m
Peso esp.albañilería =1350kg/m³
Carga Distribuida =0.25*0.9*1350 kg/m
Carga Distribuida =303.75 kg/m

Muro de alfeizar – SS-HH

Espesor =0.25m
Altura=1.8m
Peso esp.albañilería =1350kg/m³
Carga Distribuida =0.25*1.8*1350 kg/m

Carga Distribuida =607.5 kg/m

Muro de alfeizar – Cocina

Espesor =0.25m

Altura=1.2m

Peso esp.albañileria =1350kg/m³

Carga Distribuida =0.25*1.2*1350 kg/m

Carga Distribuida =405 kg/m

Muro de alfeizar – Comedor

Espesor =0.25m

Altura=0.6m

Peso esp.albañileria =1350kg/m³

Carga Distribuida =0.25*0.6*1350 kg/m

Carga Distribuida =202.5 kg/m

Azotea

Muro de alfeizar

Espesor =0.25m

Altura=0.9m

Peso esp.albañileria =1350kg/m³

Carga Distribuida =0.25*0.9*1350 kg/m

Carga Distribuida =303.75 kg/m

2.5 Metrado de escalera

Carga muerta:

Peso propio =2400*0.17 = 408 kg/m²

Peso piso terminado = 100 kg/m²

Carga viva:

S/C = 200 kg/m²

2.6 Metrado de descanso (escalera)

Carga muerta:

Peso propio =2400*0.2 =455.16 kg/m²

Peso piso terminado = 100 kg/m²

Carga viva:

S/C = 200 kg/m²

3. ANALISIS SISMICO:

El análisis sísmico nos permite conocer el comportamiento que tiene la estructura estando bajo las sollicitaciones sísmicas, a través de estas podemos verificar los desplazamientos relativos máximos este dentro del límite permitido tal como estipula la Norma E.030, también permite la verificación de la irregularidades en planta y altura, como también el cálculo de las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales, esas fuerzas se utilizaran al momento de diseñarlas.

El modelo estructural estará basado en el análisis sísmico estático y dinámico espectral para lo cual necesitaríamos unos parámetros que se ingresaran al programa ETBAS 2016.

MODELO ESTRUCTURAL

Las características del modelo y las definiciones ingresadas en el programa ETABS 2016 son:

- La base de las columnas y placas se consideró empotrada, debido a que el terreno es de 1.6 kg/cm² de capacidad portante.
- Las conexiones de vigas perpendiculares a las placas se consideraron articulados, pues no cuenta con la longitud necesaria para desarrollar anclaje del refuerzo.
- Cada piso fue considerado como un diafragma rígido, con 3 grados de libertad, de los cuales dos son de traslación (X, Y) y uno de rotación (Z).
- Por cada nivel se consideran dos masas traslacionales y una rotacional.
- Las masas fueron obtenidas directamente por el ETABS 2016, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 25% carga viva (Peso sísmico)³³.
- Al tener la masa sísmica del inciso anterior y al insertar la aceleración espectral de un cálculo previo realizado en el Excel, el programa procesa internamente la cortante dinámica (cortante basal) actuante en la edificación para ambas direcciones ($V_{basal\ x,y} = S_a * M_{sismica}$).
- Se debe de verificar la cortante mínima dinámica (Vmin) en el primer entrepiso del edificio, el cual no podrá ser menor del 90 % de la cortante estática para

³³ Pedro Julio De La Torre Hermoza. Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en concreto armado. (Tesis para optar el título), Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009.

estructuras irregulares, como estipula la norma E.030. Capítulo 4, artículo 4.6 inciso 4.6.4.

- Seguidamente se procede a verificar las derivas, las cuales deben de cumplir con una deriva máxima permitida de 0.007 para un edificio de concreto armado, como se estipula la norma E030. Capítulo 5, artículo 5.2; posteriormente se realizara el diseño de los elementos estructurales mediante la envolvente de las combinaciones de carga.

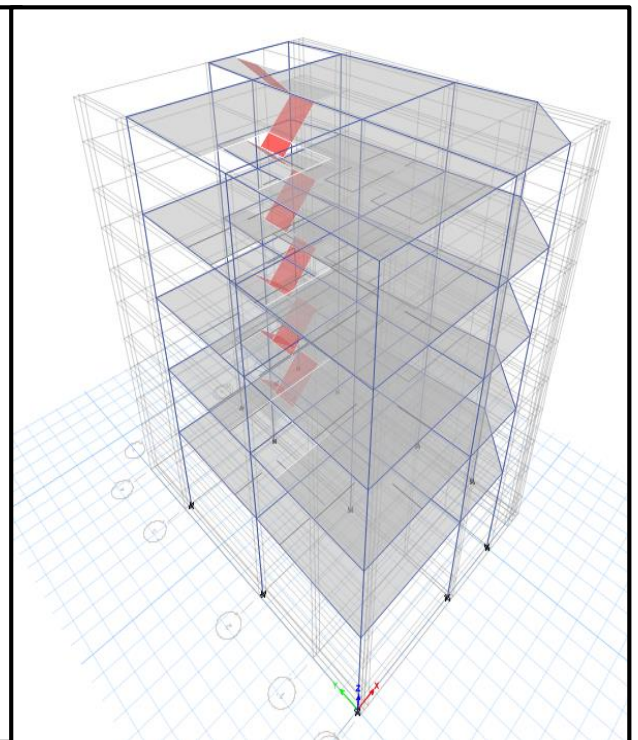
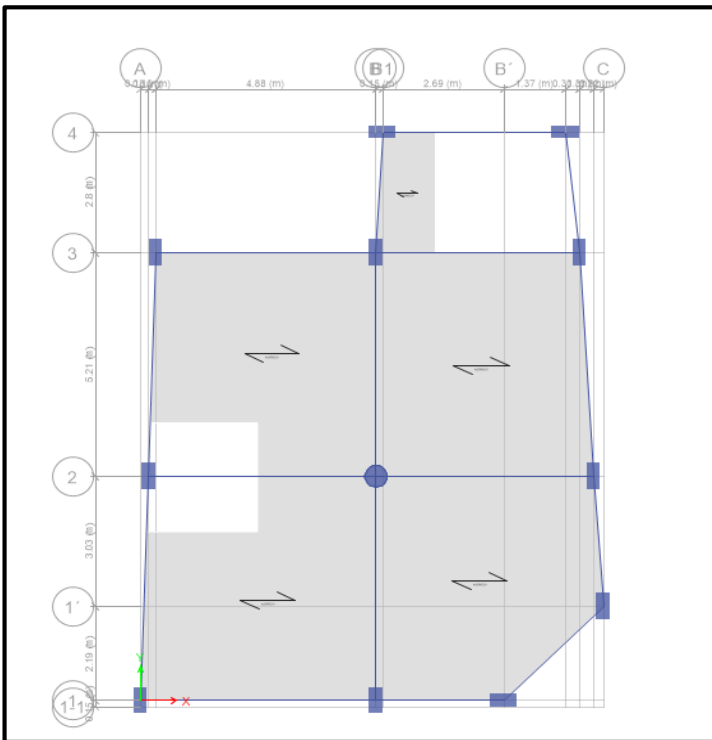


Figura 28: Vista en planta, ETABS

Figura 29: Vista en 3D, ETABS

PARÁMETROS INGRESADOS AL PROGRAMA ETABS 2016

A) Materiales :

A.1) Concreto

Se ingresó el tipo de material a utilizar en el análisis sísmico

- Peso específico: 2.4 Ton/m³
- Módulo de elasticidad: $15000 * \sqrt{f'c} = 2173706.57 \text{ ton/m}^2$

- Módulo de poisson: 0.20
- Resistencia: 210 kg/cm²

Figura 30: Material concreto F'c = 210 Kg/cm².

Fuente: Programa Etabs 2016

A.2) Acero corrugado

- Peso específico: 7.8 ton/m³
- Módulo de elasticidad: 20000000 ton/m²
- F'y=4200 kg/cm²

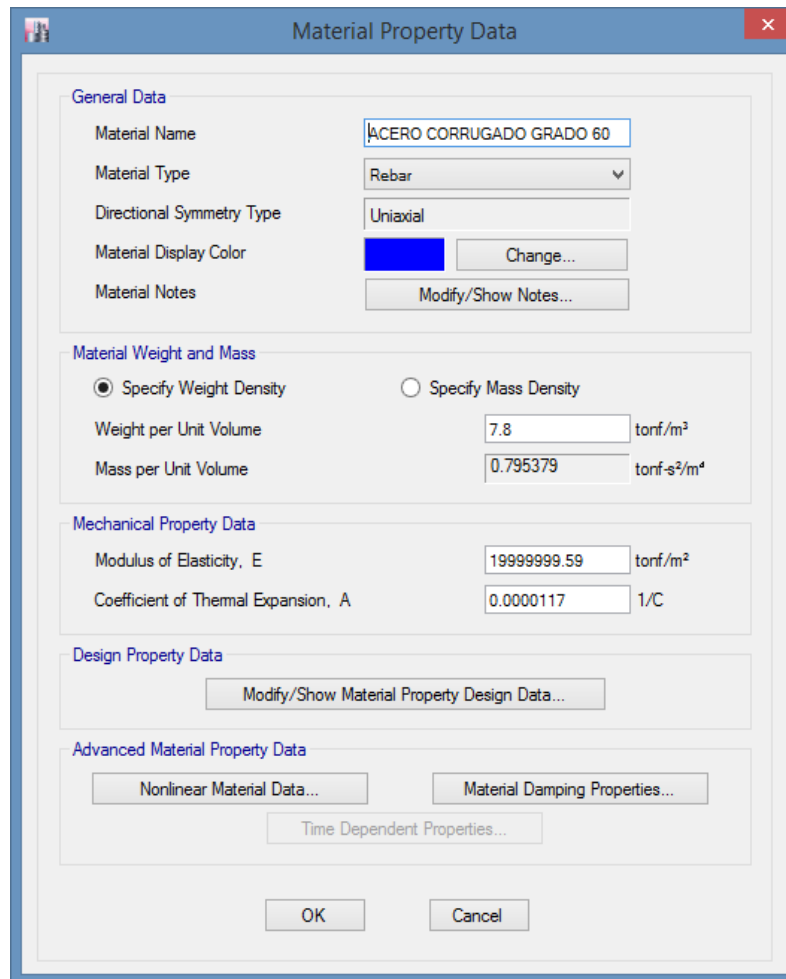


Figura 31: Material acero corrugado Grado 60.

Fuente: Programa Etabs 2016

B) Secciones : Se define las secciones a utilizar en el modelamiento para el análisis sísmico y dinámico :

B.1) Viga:

- Peralte: 45 cm
- Ancho: 30cm

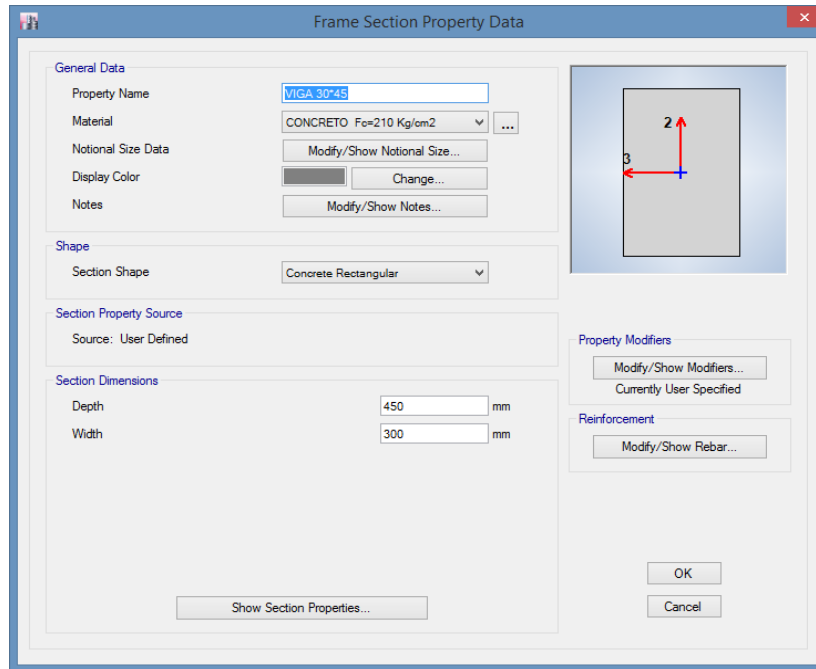


Figura 32: Sección de la viga (45cm * 30cm)

Fuente: Programa Etabs 2016

B.2) Columnas

Columnas en la dirección x:

- Peralte: 30 cm
- Ancho: 60 cm

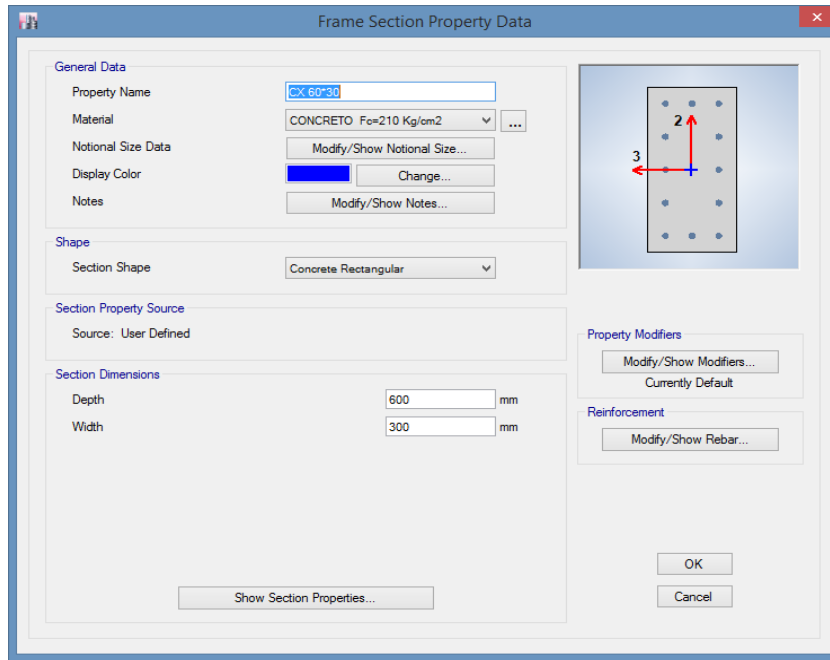


Figura 33: Sección de la columna en la dirección X (30cm * 60cm).

Fuente: Programa Etabs 2016

Columnas en la dirección Y:

- Peralte: 60 cm
- Ancho: 30 cm

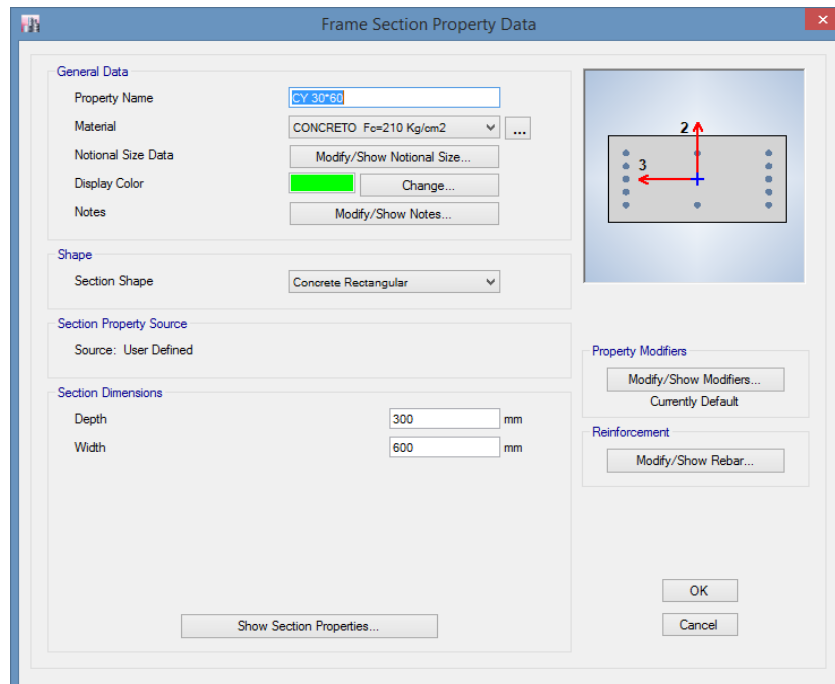


Figura 34: Sección de la columna en la dirección Y (60 cm * 30 cm)

Fuente: Programa Etabs 2016

Columnas Circular:

- Diámetro. 50cm

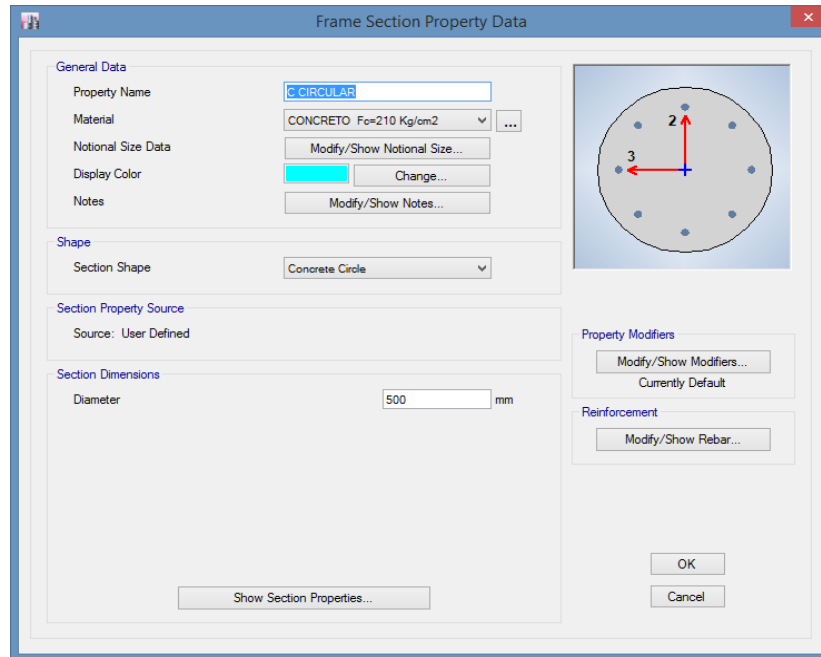


Figura 35: Sección de la columna circular de diámetro de 50 cm

Fuente: Programa Etabs 2016

B.3) Losa Aligerada:

- Espesor : 20cm

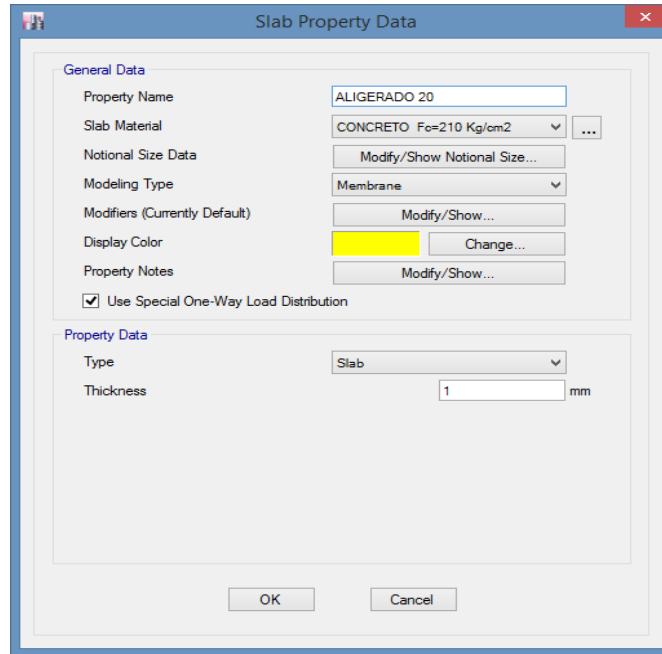


Figura 36: Se observa los parámetros ingresados en la losa aligerada de 20cm de espesor, el cual se empleara en los techos de la edificación,

Fuente: Programa Etabs 2016

B.4) Losa Maciza

- Espesor : 17 cm

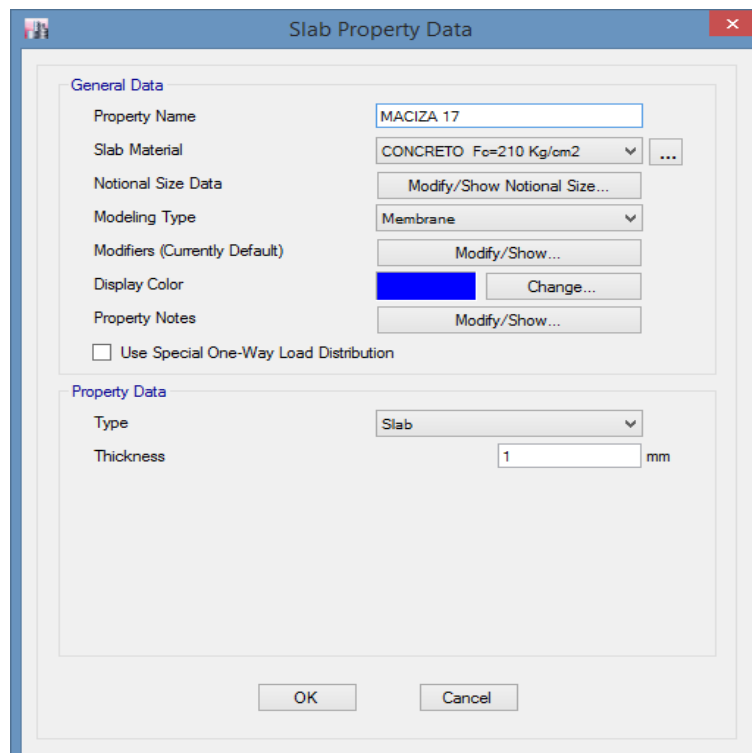


Figura 37: Se observa los parámetros ingresados en la losa maciza de 17cm de espesor, el cual se empleara en las escaleras.

Fuente: Programa Etabs 2016

B.5) Muro

- Espesor : 20 cm

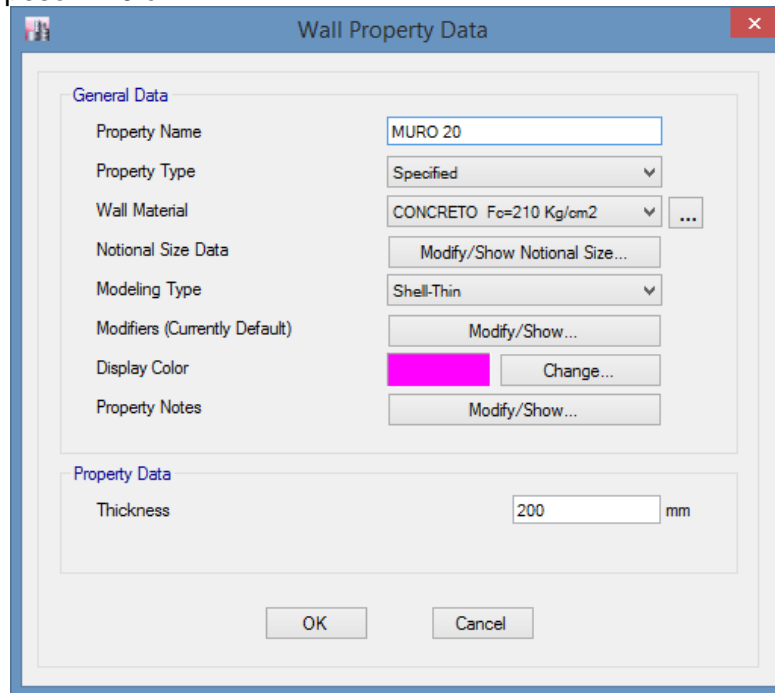


Figura 38: Se observa los parámetros ingresados en muros de concreto de 20cm de espesor, el cual se empleara en las placas en la dirección X como en la dirección Y, para aportar rigidez a la estructura.

Fuente: Programa Etabs 2016

C) Masa sísmica:

Se inserta la masa sísmica tal como estipula la norma E.030. En el artículo 4.3 Estimación del peso sísmico que en las edificaciones que están en la categoría C se toma el 25% de la carga viva,

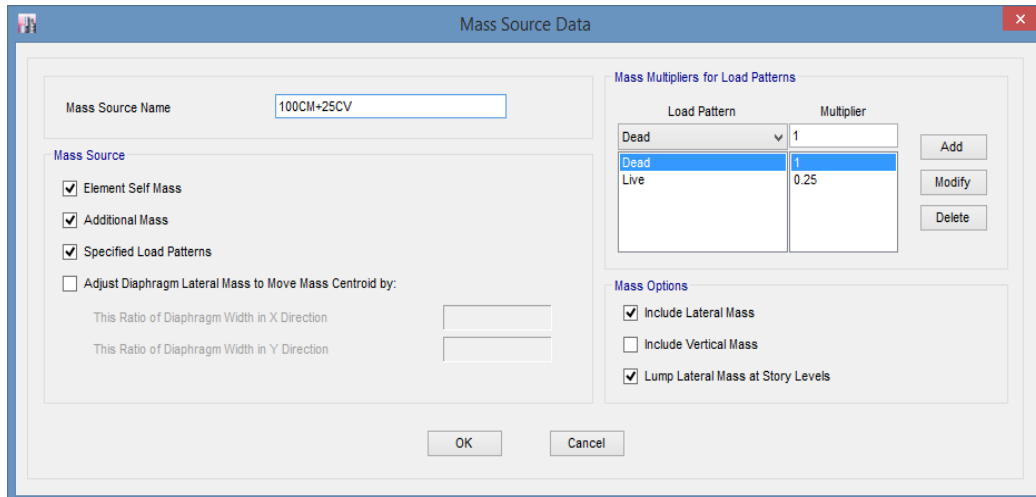


Figura 39: Se observa los parámetros ingresados para la masa sísmica,
Fuente: Programa Etabs 2016

1. Control 1: Capacidad portante

El primer control se basa de un análisis por carga de gravedad donde se verifica si el peso de la edificación más el peso del cimiento, en contacto con el área de cimiento serán menor que la capacidad portante.

$$\frac{P_{edif} + P_{cimiento}}{A_{cimiento}} \leq q_a$$

Datos:

$P_{edif} = 80.3$ ton

$P_{cimiento} = 10$ ton

$A_{cimiento} = 9$ m²

$q_a = 16$ ton/m²

$$10.03 \leq 16 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK}$$

2. Control 2: Asentamiento diferencial

Se obtiene a través de la diferencia que se produce entre las zapatas en relación una con otra.

Donde no se acepta una distorsión angular mayor que la indica en la tabla N°13.

DISTORSION ANGULAR = α	
$\alpha = d/L$	DESCRIPCION
1/150	Limite en la que se debe de esperar daño estructural en edificios convencionales
1/250	Limite en que la perdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible
1/300	Limite en que se deben esperar dificultades con puentes y grúas
1/300	Limite en que se deben esperar las primeras en paredes
1/500	Limite seguro para edificios en los que no se permite grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20m.
1/750	Limite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Tabla 13: Distorsión angular

Fuente Norma E.030.

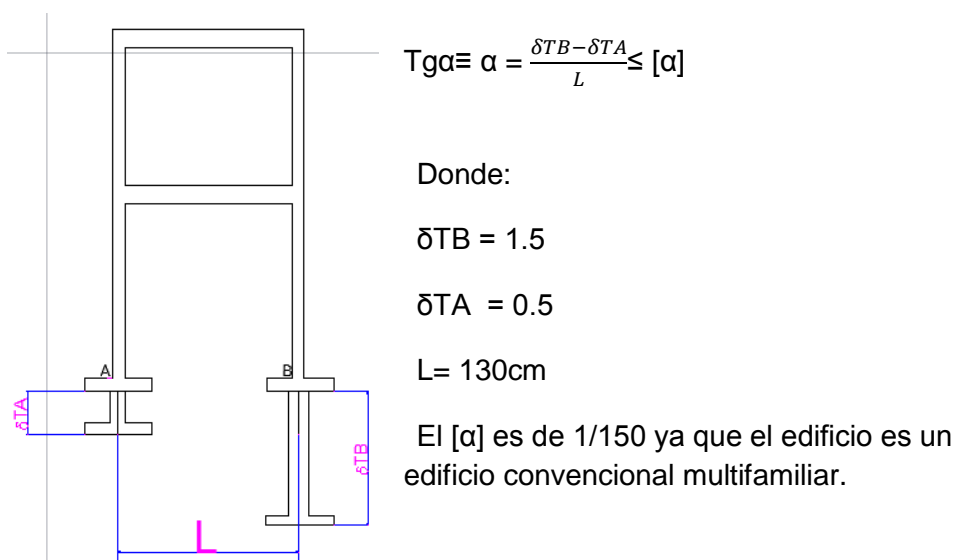


Figura 40: Asentamiento diferencial, Fuente Norma E.050.

Entonces: $1/130 \leq 1/150$ OK

3. Análisis sísmico estático

El método está representado por las solicitaciones sísmicas, por medio de un conjunto de fuerzas laterales ejerciendo en la edificación, por cada nivel.

a) Periodo fundamental

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

h_n = Altura total de la edificación

C_T = En función del sistema estructural

Sabemos que:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte
 b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

Figura 41: Factor de sistema estructural, Fuente Norma E.030.

Datos:

$h_n = 14.52$ m

$C_T = C_{Tx} = C_{Ty} = 35$

$$T = \frac{14.52}{35}$$

T=0.41 seg

b) Factor de amplificación sísmica

La obtención del factor de amplificación (C) se da por las características de sitio:

Por medio del E.M.S se determino un suelo flexible (S3)

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 42: Periodo, Fuente Norma E.030.

Donde:

T_p (S) = 1

T_L (S) = 1.6

T < TP
 0.41 < 1

Según la Nueva Norma E.030, tenemos que:

$$\begin{array}{l} T < T_P \quad C = 2,5 \\ T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Figura 43: Calculamos T_P y T_L , Fuente Norma E.030.

$$C=2.5$$

c) Fuerza cortante en la base

En la estructura se determina la fuerza cortante en la base, la cual se determina mediante la siguiente expresión:

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

Donde "C/R" no deberá ser menor que **C/R ≥ 0.125** .

$$C=2.5$$

$$R=8 \text{ (S.E concreto armado "pórtico")}$$

$$\frac{2.5}{8} \geq 0.125$$

$$0.3125 \geq 0.125 \text{ OK}$$

c.1) Factor de zona (Z):

El edificio se construirá en la ciudad de Huancayo (zona sísmica 3), por ende **Z=0.35**

c.2) Factor de uso (U)

Por ser una edificación común (vivienda) **U=1**

c.3) Factor de suelo (S)

Suelo tipo S3, entonces **S=1.20**, **$T_P = 1$** , **$T_L = 1.6$**

c.4) Factor de reducción (R):

El edificio tiene un sistema estructural aporricado de concreto armado en las dos direcciones ($R_0=8$), identificando irregularidad en altura por esquinas entrantes ($I_a=0.9$), obteniendo el factor de reducción a través de la fuerza sísmica es: $R= R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 8 \cdot 0.9 \cdot 1$; Donde **R = 7.2**

c.5) Peso (P):

El programa nos proporciona la masa de la edificación tal como nos muestra la siguiente imagen:

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m	Mass Moment of Inertia tonf-m-s ²	X Mass Center m	Y Mass Center m
PISO 5	D5	10.16642	10.16642	335.6427	5.481	6.2702
REFERENCIA 6	REFERENCIA 6	0.39403	0.39403	0.4418	8.3607	11.7977
PISO 4	D4	13.89273	13.89273	449.6152	5.498	6.2271
REFERENCIA 5	REFERENCIA 5	0.3931	0.3931	0.4408	8.3609	11.7959
PISO 3	D3	13.89273	13.89273	449.6152	5.498	6.2271
REFERENCIA 4	REFERENCIA 4	0.3931	0.3931	0.4408	8.3609	11.7959
PISO 2	D2	14.03776	14.03776	450.8681	5.4952	6.2316
REFERENCIA 3	REFERENCIA 3	0.39279	0.39279	0.441	8.3591	11.7966
PISO 1	D1	14.95616	14.95616	495.4245	5.2701	6.4784
REFERENCIA 2	REFERENCIA 2	0.39247	0.39247	0.4403	8.361	11.8015
REFERENCIA 1	REFERENCIA 1	0.34352	0.34352	0.384	6.4631	11.715

Figura 44: Se observa las masas de cada piso de la edificación.

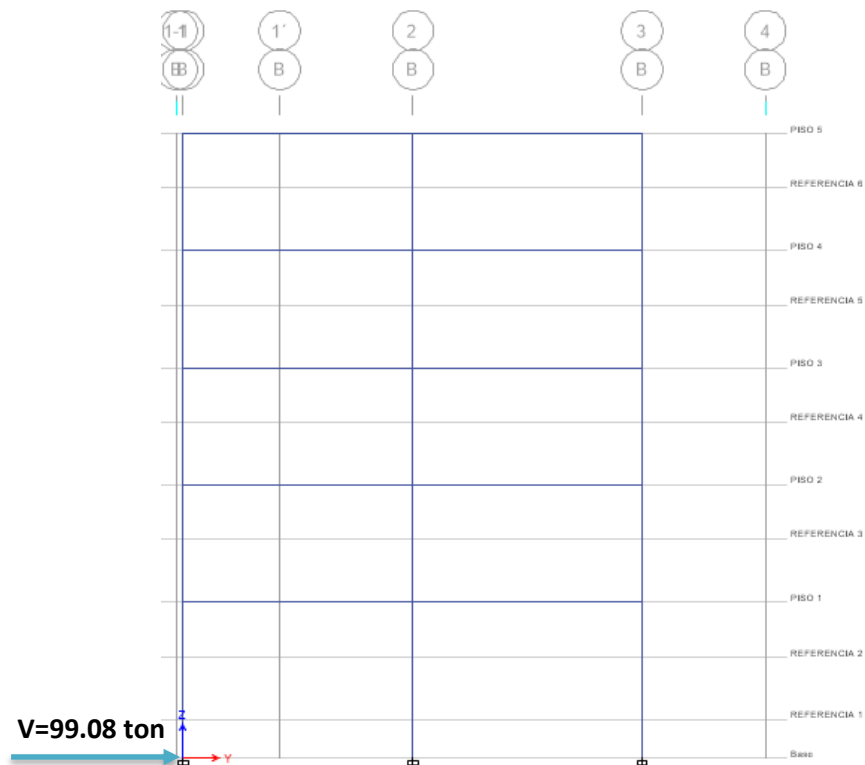
Fuente: Programa Etabs 2016

PISO	MASA X	MASA Y	PESO X(Ton)	PESO Y(Ton)
PISO 5	10.56045	10.56045	103.598015	103.598015
PISO 4	14.28583	14.28583	140.143992	140.143992
PISO 3	14.28583	14.28583	140.143992	140.143992
PISO 2	14.43055	14.43055	141.563696	141.563696
PISO 1	15.69215	15.69215	153.939992	153.939992
			679.389686	679.389686

Tabla 14: Peso de la edificación "ETABS"

Calculo de la Cortante Basal:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$
$$V = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{7.2} * 679.39$$
$$V = 99.08 \text{ ton}$$



LA CORTANTE BASAL ESTATICA CALCULADA, SE UTILIZARA PARA DETERMINAR LA CORTANTE MININA DINAMICA QUE ESTIPULA LA NORMA E.030, EN EL CAPITULO 4 INCISO 4.6.4 FUERZA CORTANTE MINIMA.

4. Análisis sísmico dinámico

Mediante el programa ETABS 2016 se utilizó la combinación cuadrática completa (CQC), obtenemos los modos y frecuencias, los más resaltantes se muestra en la siguiente tabla:

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX
Modal	1	0.899	0.6806	0.0126	0	0.6806	0.0126	0	0.0025	0.1469	0.1717	0.0025
Modal	2	0.633	0.0438	0.7864	0	0.7244	0.799	0	0.1542	0.01	0.0327	0.1567
Modal	3	0.546	0.135	0.0666	0	0.8594	0.8656	0	0.0141	0.0219	0.6559	0.1708
Modal	4	0.271	0.0788	0.0006	0	0.9382	0.8662	0	0.0081	0.5341	0.0213	0.1789
Modal	5	0.195	0.0049	0.0867	0	0.9431	0.9529	0	0.6172	0.0368	0.0066	0.7962
Modal	6	0.166	0.0177	0.0077	0	0.9608	0.9606	0	0.0687	0.1181	0.072	0.8649
Modal	7	0.139	0.0183	0.0001	0	0.9791	0.9607	0	9.707E-06	0.047	0.006	0.8649
Modal	8	0.103	0.0005	0.0215	0	0.9796	0.9822	0	0.0665	0.0011	0.0019	0.9214
Modal	9	0.088	0.0115	0.0006	0	0.9911	0.9828	0	0.0014	0.045	0.0036	0.9227
Modal	10	0.085	0	0.0011	0	0.9911	0.9839	0	0.0023	0.0007	0.0154	0.925
Modal	11	0.065	1.323E-06	0.0072	0	0.9911	0.9911	0	0.0366	0.0001	0.0002	0.9616
Modal	12	0.062	0.002	0.0001	0	0.9931	0.9912	0	0.0008	0.0074	3.334E-06	0.9623
Modal	13	0.056	0.0007	0.0005	0	0.9938	0.9916	0	0.0028	0.0037	0.0057	0.9651
Modal	14	0.047	2.006E-06	0.0014	0	0.9938	0.993	0	0.0048	7.105E-06	0	0.97
Modal	15	0.042	2.566E-06	0.0003	0	0.9938	0.9933	0	0.0009	4.573E-06	1.155E-05	0.9709

Figura 45: En la figura se puede observar los modos y periodo de la edificación Fuente programa ETABS

Case	Mode	Periodo	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.899	0.6806	0.0126	0.1717
Modal	2	0.633	0.0438	0.7864	0.0327
Modal	3	0.546	0.135	0.0666	0.6559
Modal	4	0.271	0.0788	0.0006	0.0213
Modal	5	0.195	0.0049	0.0867	0.0066
Modal	6	0.166	0.0177	0.0077	0.072
Modal	7	0.139	0.0183	0.0001	0.006
Modal	8	0.103	0.0005	0.0215	0.0019
Modal	9	0.088	0.0115	0.0006	0.0036
Modal	10	0.085	0	0.0011	0.0154
Modal	11	0.065	1.32E-06	0.0072	0.0002
Modal	12	0.062	0.002	0.0001	3.33E-06
Modal	13	0.056	0.0007	0.0005	0.0057

Modal	14	0.047	2.01E-06	0.0014	0
Modal	15	0.042	2.57E-06	0.0003	1.16E-05

Tabla 15: Periodos *respectivos en la dirección X, Y, Z; Tx=0.899, Ty=0.633*

a) Aceleración espectral

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

Estas sollicitaciones se determinan por medio de espectros inelásticos de las pseudo-aceleraciones estos manifestados en la Nueva Norma E.030.

Factor de zona (Z)

El edificio se construirá en la ciudad de Huancayo (zona sísmica 3), por ende Z=0.35

Factor de uso (U)

Por ser una edificación común (vivienda) U=1

Factor de suelo (S)

Suelo tipo S3, entonces S=1.20, T_P =1, T_L=1.6

Para la realización del análisis dinámico modal espectral, se estima un rango de periodos desde 0 hasta 3seg para la obtención de la amplificación sísmica, para:

“T < T_P, C =2.5; T_P < T < T_L, C = 2.5*(T_P /T) y T > T_L, C=2.5*(T_P *T_L/T²)

Determinado la amplificación sísmica por punto de periodo, se procede al cálculo de la aceleración espectral, como se muestra en la tabla de valores.

T(s)	C	Sa
0	2.5	1.430625
0.1	2.5	1.430625
0.2	2.5	1.430625
0.3	2.5	1.430625
0.4	2.5	1.430625
0.5	2.5	1.430625
0.6	2.5	1.430625
0.7	2.5	1.430625
0.8	2.5	1.430625
0.9	2.5	1.430625
1	2.5	1.430625
1.1	2.3	1.300568
1.2	2.1	1.192188
1.3	1.9	1.100481
1.4	1.8	1.021875
1.5	1.7	0.95375
1.6	1.6	0.894141
1.7	1.4	0.792042
1.8	1.2	0.706481
1.9	1.1	0.634072
2	1	0.57225
2.1	0.9	0.519048
2.2	0.8	0.472934
2.3	0.8	0.432703
2.4	0.7	0.397396
2.5	0.6	0.36624
2.6	0.6	0.338609
2.7	0.5	0.313992
2.8	0.5	0.291964
2.9	0.5	0.272176
3	0.4	0.254333

Tabla 16: Plataforma espectral obtenida se inserta al programa ETABS 2016 para el análisis.

Fuente: Programa Etabs 2016

b) Espectro inelástico Pseudo Aceleraciones

En la figura se observa el espectro de pseudo aceleraciones obtenido del análisis, donde en el eje “X” se tienen los periodos y en el “Y” las aceleraciones espectrales.

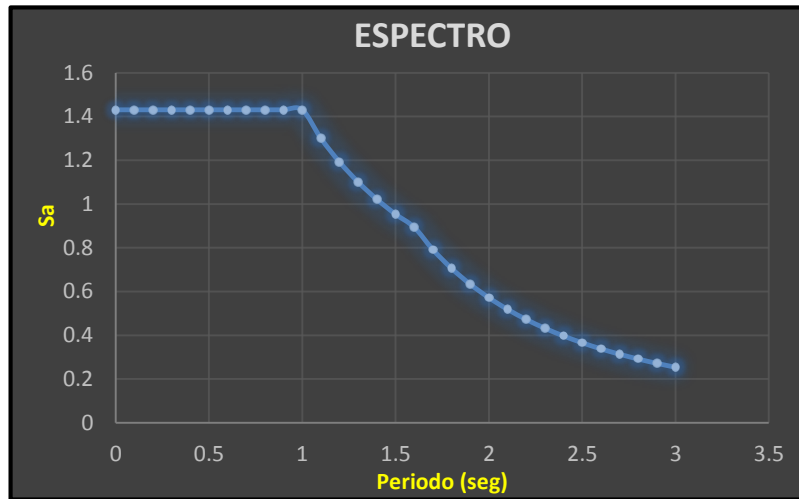


Figura 46: Espectro insertado en el programa ETABS, concordante con la plataforma establecida como se muestra en la tabla N^o 16.

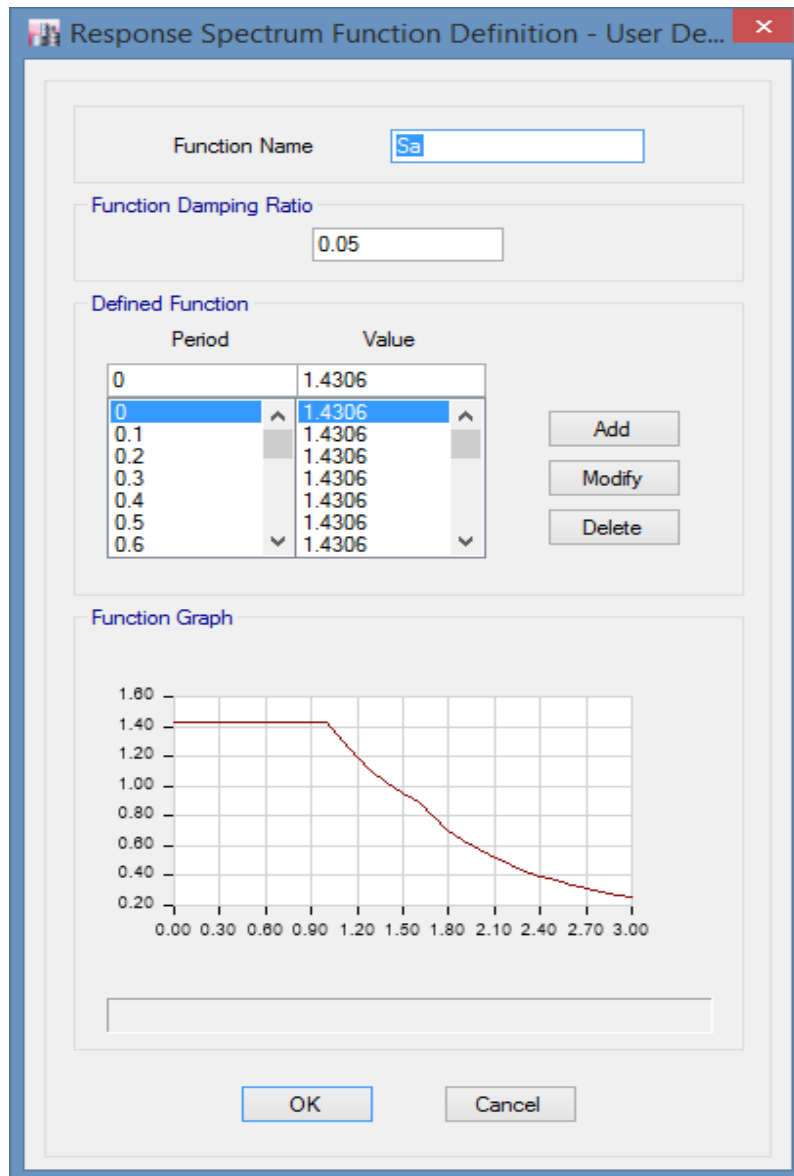


Figura 47: En la figura se comprueba la plataforma espectral insertada para el análisis dinámico.

Fuente: Programa Etabs 2016

c) Resultado del análisis por superposición espectral

Mediante el programa ETABS 2016 se obtiene los desplazamientos laterales las cuales están basadas mediante sollicitaciones sísmicas, donde el desplazamiento elástico se debe de multiplicar por **R**, para obtener la deriva por piso en el rango inelástico, esto para estructuras irregulares.

Posteriormente se procederá a la determinación de los desplazamientos relativos de entrepiso obteniendo así las derivas o Drift por piso, como se muestra en la siguiente tabla.

Desplazamientos en la dirección X:

STORY	DIAFRAGMA	LOAD CASE	UX	X	Y	Z
PISO 5	D5	SDX	0.032148	5.481	6.2702	14.52
PISO 4	D4	SDX	0.028579	5.498	6.2271	11.8
PISO 3	D3	SDX	0.023299	5.498	6.2271	9.08
PISO 2	D2	SDX	0.016473	5.4952	6.2316	6.36
PISO 1	D1	SDX	0.00833	5.2701	6.4784	3.64

Tabla 17: Desplazamientos en la direccion X

The screenshot shows a software window titled "Diaphragm Center of Mass Displacements". It contains a table with the following data:

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
PISO 5	D5	SDX Max	0.032148	0.005679	0.003097	262	5.481	6.2702	14.52
PISO 4	D4	SDX Max	0.028579	0.005136	0.002763	268	5.498	6.2271	11.8
PISO 3	D3	SDX Max	0.023299	0.004241	0.002259	274	5.498	6.2271	9.08
PISO 2	D2	SDX Max	0.016473	0.002984	0.001597	280	5.4952	6.2316	6.36
PISO 1	D1	SDX Max	0.00833	0.001618	0.000839	286	5.2701	6.4784	3.64

Figura 48: En la figura se comprueba los desplazamientos en la dirección X.

Fuente programa ETABS

Desplazamientos en la dirección Y:

STORY	DIAFRAGMA	LOAD CASE	UY	X	Y	Z
PISO 5	D5	SDY	0.017838	5.481	6.2702	14.52
PISO 4	D4	SDY	0.016023	5.498	6.2271	11.8
PISO 3	D3	SDY	0.013213	5.498	6.2271	9.08
PISO 2	D2	SDY	0.009461	5.4952	6.2316	6.36
PISO 1	D1	SDY	0.005052	5.2701	6.4784	3.64

Tabla 18: Desplazamientos en la direccion Y

The screenshot shows a software window titled "Diaphragm Center of Mass Displacements". It contains a table with the following data:

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
PISO 5	D5	SDY Max	0.006409	0.017838	0.001096	262	5.481	6.2702	14.52
PISO 4	D4	SDY Max	0.006587	0.016023	0.000986	268	5.498	6.2271	11.8
PISO 3	D3	SDY Max	0.00448	0.013213	0.00081	274	5.498	6.2271	9.08
PISO 2	D2	SDY Max	0.003134	0.009461	0.000572	280	5.4952	6.2316	6.36
PISO 1	D1	SDY Max	0.001639	0.005052	0.000295	286	5.2701	6.4784	3.64

Figura 49: En la figura se comprueba los desplazamientos en la dirección Y.
Fuente programa ETABS

c.1) Deriva en la dirección XX

STORY	LOAD CASE	DIRECTION	DRIFT	LABEL	X	Y	Z
PISO 5	DERIVA XX Max	X	0.015238	43	8.06	0	14.52
PISO 4	DERIVA XX Max	X	0.022126	43	8.06	0	11.8
PISO 3	DERIVA XX Max	X	0.028579	43	8.06	0	9.08
PISO 2	DERIVA XX Max	X	0.032927	43	8.06	0	6.36
PISO 1	DERIVA XX Max	X	0.026613	43	8.06	0	3.64

Tabla 19: Derivas direccion X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
PISO 5	DERIVA XX Max	X	0.015238	43	8.06	0	14.52
PISO 4	DERIVA XX Max	X	0.022126	43	8.06	0	11.8
PISO 3	DERIVA XX Max	X	0.028579	43	8.06	0	9.08
PISO 2	DERIVA XX Max	X	0.032927	43	8.06	0	6.36
PISO 1	DERIVA XX Max	X	0.026613	43	8.06	0	3.64

Figura 50: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación, Fuente programa *ETABS*

Las derivas obtenidas en la dirección X son mayores a lo estipulado en la norma E.030 del capítulo 5 Tabla 11 “LIMITES PARA LA DISTORSION DE ENTREPISO”, donde el límite máximo permitido es **0.007** para un material de concreto armado.

c.2) Deriva en la dirección YY

STORY	LOAD CASE	DIRECTION	DRIFT	LABEL	X	Y	Z
PISO 5	DERIVA YY Max	Y	0.005934	6	0	0	14.52
PISO 4	DERIVA YY Max	Y	0.009411	3	0	0	11.8
PISO 3	DERIVA YY Max	Y	0.012625	3	0	0	9.08
PISO 2	DERIVA YY Max	Y	0.014775	3	0	0	6.36
PISO 1	DERIVA YY Max	Y	0.012088	3	0	0	3.64

Tabla 20: Derivas direccion Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
PISO 5	DERIVA YY Max	Y	0.005934	3	0	0	14.52
PISO 4	DERIVA YY Max	Y	0.009411	3	0	0	11.8
PISO 3	DERIVA YY Max	Y	0.012625	3	0	0	9.08
PISO 2	DERIVA YY Max	Y	0.014775	3	0	0	6.36
PISO 1	DERIVA YY Max	Y	0.012088	3	0	0	3.64

Figura 51: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación, Fuente programa *ETABS*

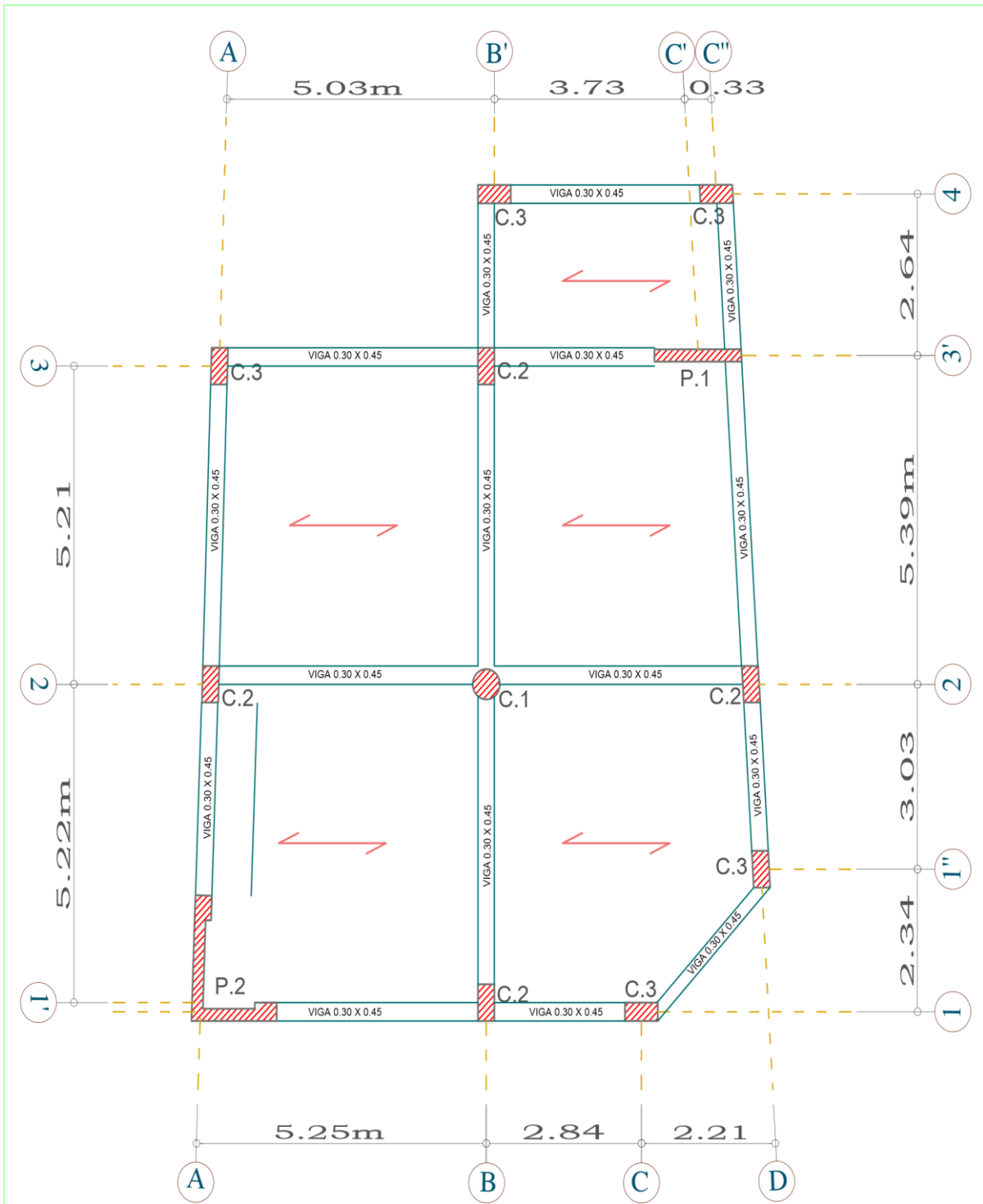
Las derivas obtenidas en la dirección YY son mayores a lo estipulado en la Norma E.030 del capítulo 5 Tabla 11 “LIMITES PARA LA DISTORSION DE ENTREPISO”, donde el límite máximo permitido es **0.007** para un material de concreto armado.

NOTA: La edificación tendrá un comportamiento flexible ante un evento de sismo, debido a que el control de derivas de los pisos no está dentro del límite permitido por la Norma E.030.

Por tal motivo se actuara a rigidizar la estructura con placas en las dos direcciones (X, Y); para un comportamiento estructural óptimo ante las solicitaciones sísmicas.

5. Nueva alternativa (con placas)

Debido al comportamiento estructural flexible de anterior modelamiento, se decide realizar una nueva estructuración donde se considerara muros de concreto (placas), la cual nos proporcionara una rigidez lateral óptima



PLANTA DE ESTRUCTURAL - SISTEMA DUAL TIPO II

Figura 52: Plano de estructuras – Sistema Dual Tipo II, se muestra la placa diseñada en L y una placa normal en la dirección X.

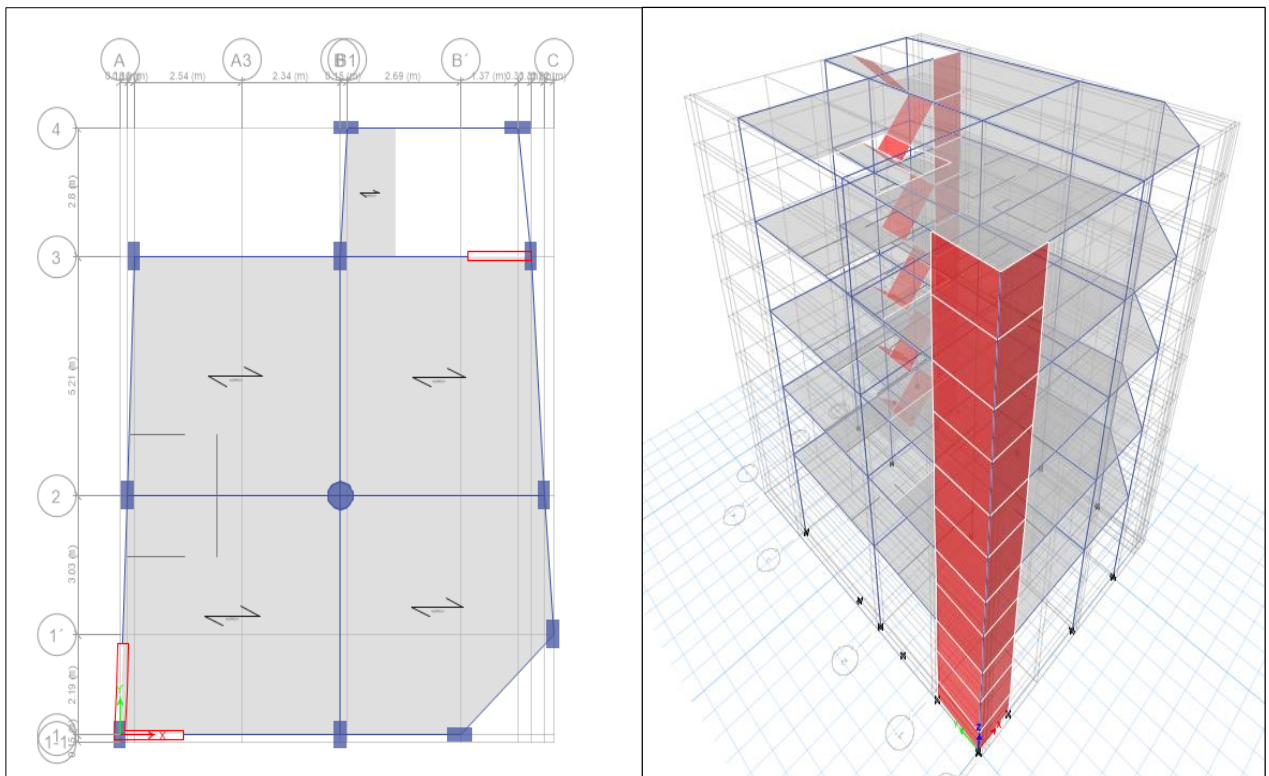


Figura 53: Modelamiento de la estructura con placas, vista en planta, vista en 3D, fuente programa ETABS.

a) Placas en la dirección X:

EJE	DIRECCION	DIMENSION	ESPESOR
EJE1 ENTRE A-B	X	1.50 m	0.20 m
EJE 3 ENTRE B-C	X	1.50 m	0.20 m

b) Placas en la dirección Y:

EJE	DIRECCION	DIMENSION	ESPESOR
EJE A ENTRE 1-1'	Y	2.00	0.20 m

6. VERIFICANDO IRREGULARIDADES

IRREGULARIDAD EN ALTURA

a. Irregularidad de rigidez – piso blando: Existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones (X, Y); la deriva es mayor de 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior.

Se presenta irregularidad cuando:

$$\frac{\Delta_{e(i)}}{\Delta_{e(i+1)}} > 1.4$$

Verificando en la dirección X:

NIVEL	DERIVA X	$\Delta_{e(i)}/\Delta_{e(i+1)}$
5	0.005	
4	0.006	1.2
3	0.007	1.16
2	0.007	1
1	0.006	0.85

Verificando en la dirección Y:

NIVEL	DERIVA Y	$\Delta_{e(i)}/\Delta_{e(i+1)}$
5	0.003	
4	0.004	1.33
3	0.004	1
2	0.005	1.25
1	0.004	0.8

Además, puede presentarse piso blando si se cumple también la condición:

$$\Delta_{e(i)} = \frac{\Delta_{inf} + \Delta_{sup}}{2}$$

$$1.25 > \frac{\Delta_{e(i)}}{\Delta_{prom}(\Delta_{e(i+1)} + \Delta_{e(i+2)} + \Delta_{e(i+3)})}$$

Verificando en la dirección X

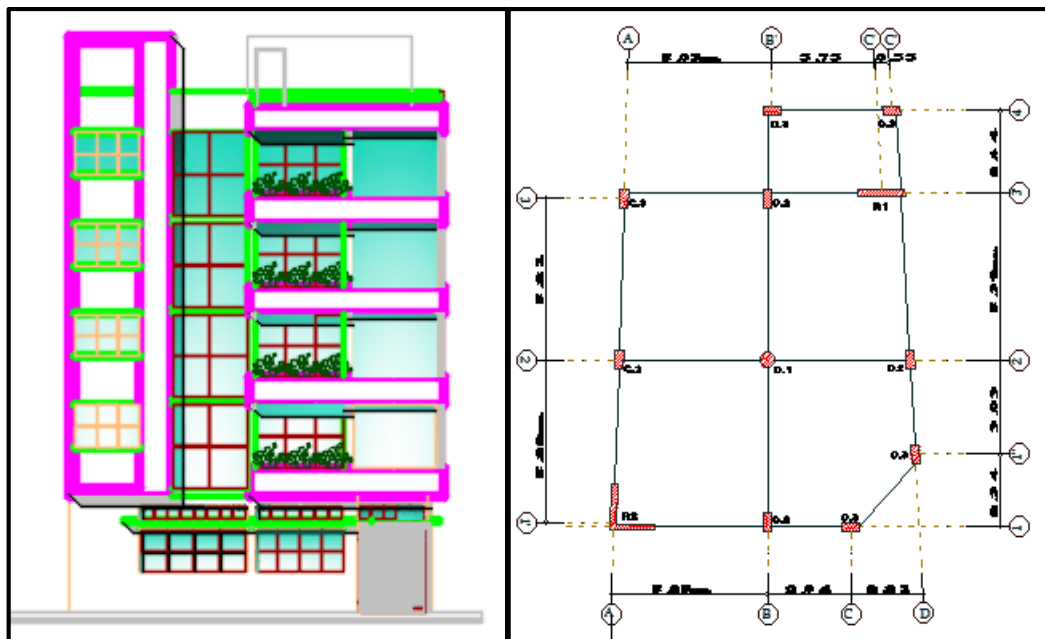
NIVEL	DERIVA X	$\Delta_{e(i)}$	$\Delta_{e(i)} / \left(\frac{\Delta_{e(i+1)} + \Delta_{e(i+2)} + \Delta_{e(i+3)}}{3} \right)$
5	0.005		
4	0.006	0.0055	
3	0.007	0.0065	
2	0.007	0.007	
1	0.006	0.0065	1.02

Verificando en la dirección Y:

NIVEL	DERIVA Y	$\Delta_{e(i)}$	$\Delta_{e(i)} / \left(\frac{\Delta_{e(i+1)} + \Delta_{e(i+2)} + \Delta_{e(i+3)}}{3} \right)$
5	0.003		
4	0.004	0.0035	
3	0.004	0.004	
2	0.005	0.0045	
1	0.004	0.0045	1.12

1.12 < 1.25 No hay irregularidad de rigidez.

b. Irregularidad de resistencia - por piso débil: La norma indica que se presenta esta irregularidad cuando hay variación del 80% entre la resistencia a la fuerza cortante de un entrepiso y su inmediato superior.



Se cuantifica la variación de la suma de las áreas transversales de los elementos verticales resistentes a corte (placas y columnas) junto a la variación de la altura de un entreciso a otro.

$$\left(\frac{A_d}{A_{d+1}}\right) * \left(\frac{h_{d+1}}{h_d}\right) < 0.80$$

Donde:

- A_d = suma de áreas resistentes a corte del entreciso d
- A_{d+1} = Suma de áreas resistentes a corte del entreciso d+1
- h_d = Altura del entreciso d
- h_{d+1} = altura del entreciso d+1

➤ **Para el eje X:**

	A_d (cm ²)	A_{d+1} (cm ²)	h_d (cm)	h_{d+1} (cm)
Columnas	5400	5400	364	272
Placas	6000	6000	364	272
Σ=	11400	11400		

$$\left(\frac{11400}{11400}\right) * \left(\frac{272}{364}\right) = 0.747 < 0.80$$

➤ **Para el eje Y:**

	A_d (cm ²)	A_{d+1} (cm ²)	h_d (cm)	h_{d+1} (cm)
Columnas	16363.5	16363.5	364	272
Placas	4000	4000	364	272
Σ=	20363.5	20363.5		

$$\left(\frac{20363.5}{20363.5}\right) * \left(\frac{272}{364}\right) = 0.75 < 0.80$$

No se presentó este tipo de irregularidad, debido a que las secciones que resisten los esfuerzos cortantes son continuas en todos los niveles.

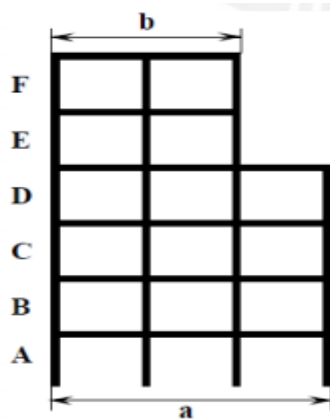
c. Irregularidad de masa o peso: Existe irregularidad de masa cuando el peso de un piso, es mayor de 1.5 veces el peso de un piso adyacente. (No se aplica en azoteas, ni sótanos).

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center	PESO
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-m-s ²	m	m	Ton
PISO 5	D5	8.87981	8.87981	273.628	5.7573	6.3068	87.022138
PISO 4	D4	11.55023	11.55023	339.3361	5.8489	6.0977	113.192254
PISO 3	D3	11.43443	11.43443	335.2289	5.8545	6.0397	112.057414
PISO 2	D2	11.69605	11.69605	340.6824	5.841	6.105	114.62129
PISO 1	D1	11.90453	11.90453	357.4531	5.7078	6.3299	116.664394

Tabla 21: Peso de la edificación por piso.

$$\frac{\text{PESO PISO 2}}{\text{PESO PISO 3}} = \frac{114.621}{112.057} = \mathbf{1.022} < \mathbf{1.5} \quad \text{No hay irregularidad de masa}$$

d. Irregularidad geometría vertical: Se refiere a la configuración en planta, existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta que resiste cargas laterales es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente.



Cuando: $\frac{a}{b} > 1.3$

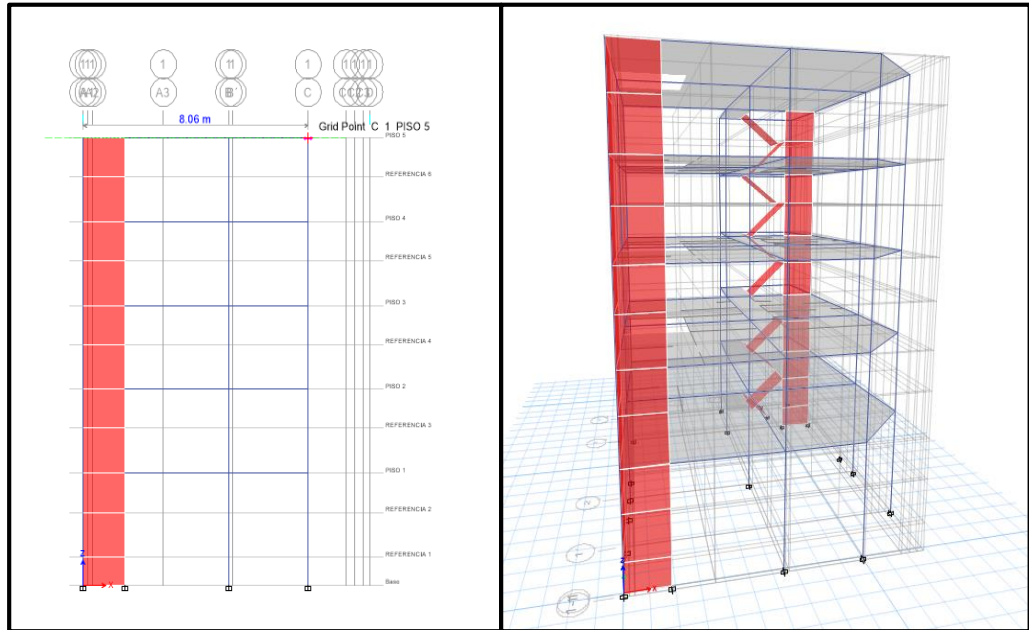


Figura 54: La figura muestra la configuración de la edificación,

Fuente: Programa ETABS

Dimensión en la dirección X= 10.27 m

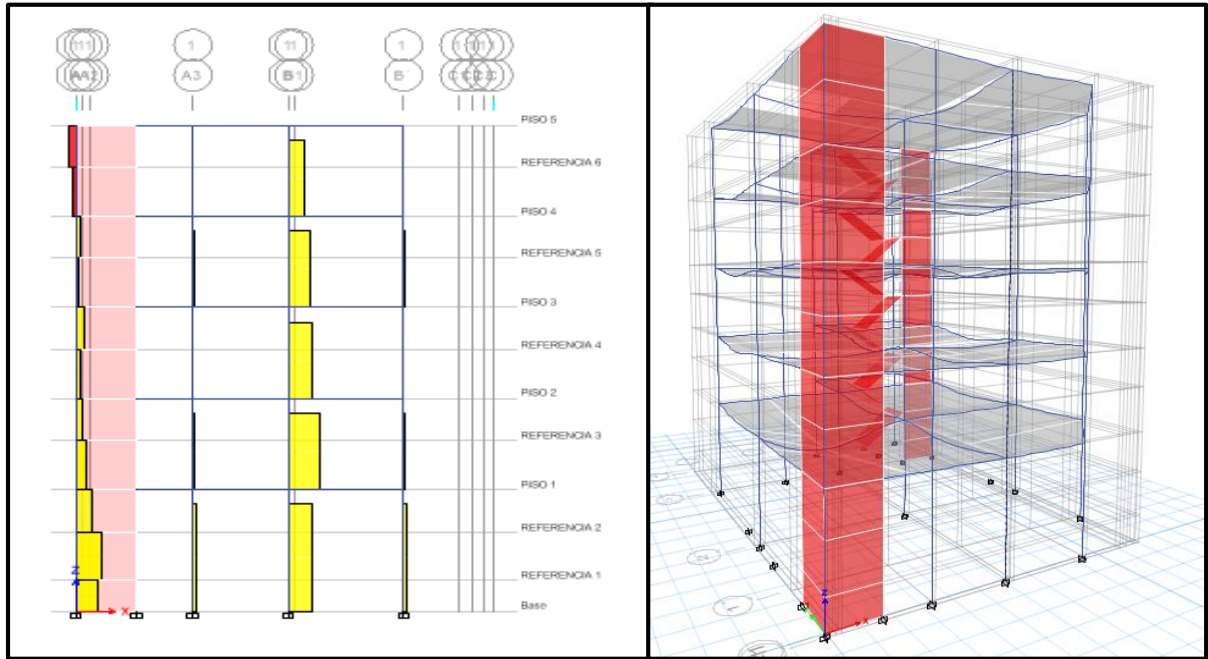
Dimensión en la dirección Y = 13.23 m

Nota: todos los pisos tienen la misma configuración.

$$\frac{DIMENSION PISO 2}{DIMENSION PISO 3} = \frac{10.27}{10.27} = 1 < 1.3 \quad \text{NO HAY IRREGULARIDAD GEOMETRIA VERTICAL}$$

e. Discontinuidad en los sistemas resistentes: Se refiere que cuando cualquier elemento resiste más del 10% de la fuerza cortante la estructura es irregular.

$$\frac{V \text{ Elemento}}{V \text{ Edificacion}} > 0.1$$



3 **Figura 55:** La figura muestra la el diagrama de fuerza cortante del eje 1-B.

Fuente: Programa *Etabs*

En el cuadro siguiente se muestras las cortantes por piso de la columna 1-B

Story	Column	Load Case/Combo	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
PISO 1	C5	Dead	30.1882	-0.0613	-0.7914	-0.8673	-0.071
PISO 1	C5	Live	-6.7548	-0.0066	-0.3167	-0.3559	-0.0079
PISO 1	C5	SISMO XX Max	18.5906	2.1689	1.3883	3.8744	3.5585
PISO 1	C5	SISMO YY Max	13.6922	2.5344	5.1514	14.1047	4.1629

Tabla 22: Se observa las diferentes cargas Axial ,Cortante y Momentos de la columna del eje 1-B.

La cortante de la edificación es de **V=99.08 TON**

$$\frac{5.1514}{99.08} = 0.05 < 0.1 \text{ No hay discontinuidad en los sistemas resistentes}$$

- f. **Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes:** Se refiere que cuando cualquier elemento resiste más del 25% de la fuerza cortante la estructura es irregular.

$$\frac{V \text{ Elemento}}{V \text{ Edificacion}} > 0.25$$

Story	Column	Load Case/Combo	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
PISO 1	C5	Dead	-30.1882	-0.0613	-0.7914	-0.8673	-0.071
PISO 1	C5	Live	-6.7548	-0.0066	-0.3167	-0.3559	-0.0079
PISO 1	C5	SISMO XX Max	18.5906	2.1689	1.3883	3.8744	3.5585
PISO 1	C5	SISMO YY Max	13.6922	2.5344	5.1514	14.1047	4.1629

Tabla 23: Se observa las diferentes cargas Axial ,Cortante y Momentos de la columna del eje 1-B.

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Element	Element m
PISO 1	C5	185	Dead	0	-30.1882	-0.0613	-0.7914	0.0034	-0.8673	-0.071	185	0
PISO 1	C5	185	Live	0	-6.7548	-0.0066	-0.3167	0.001	-0.3559	-0.0079	185	0
PISO 1	C5	185	SISMO XX Max	0	18.5906	2.1689	1.3883	0.0784	3.8744	3.5585	185	0
PISO 1	C5	185	SISMO YY Max	0	13.6922	2.5344	5.1514	0.0855	14.1047	4.1629	185	0

Figura 56: La figura comprueba los valores de fuerza cortante del eje 1-B, fuente programa ETABS

La cortante de la edificación es de **V=99.08 TON**

$$\frac{5.1514}{99.08} = 0.05 < 0.25 \text{ No hay discontinuidad Ex. sistemas resistentes}$$

IRREGULARIDAD EN PLANTA

a. Irregularidad torsional: Existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis (X, Y); que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso de una esquina es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masa.

$$\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{cm}}} > 1.2$$

Verificando en la dirección X:

STORY	DESPLAZAMIENTO X	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ESQUINA	DESPLAZAMIENTO CM EN X	DESPLAZAMIENTO RELATIVO CM	FACTOR
PISO 5	0.000237		0.009923		
PISO 4	0.000158	0.000079	0.008415	0.001508	0.0524
PISO 3	0.000145	0.000013	0.006448	0.001967	0.0066
PISO 2	0.000078	0.000067	0.004152	0.002296	0.0292
PISO 1	0.00022	0.00022	0.001815	0.001815	0.1212

Tabla 24: Desplazamientos relativos de esquina de entrepiso y de CM, en la dirección X.

Fuente: Programa Etabs

El máximo factor es de 0.12, donde $0.12 < 1.2$, por lo tanto no se presenta irregularidad por torsión, en la dirección en X.

Verificando en la dirección Y:

STORY	DESPLAZAMIENTO Y	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ESQUINA	DESPLAZAMIENTO CM EN Y	DESPLAZAMIENTO RELATIVO CM	FACTOR
PISO 5	0.000327		0.007916		
PISO 4	0.000257	0.00007	0.006709	0.001207	0.0579
PISO 3	0.000149	0.000108	0.005193	0.001516	0.0712
PISO 2	0.000078	0.000071	0.003456	0.001737	0.0409
PISO 1	0.000025	0.000025	0.001585	0.001585	0.0158

Tabla 25: Desplazamientos relativos de esquina de entrepiso y de CM, en la dirección Y.

Fuente: Programa Etabs

El máximo factor es de 0.07, donde $0.07 < 1.2$, por lo tanto no se presenta irregularidad por torsión en la dirección Y.

b. IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA: Existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis (X, Y); que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masa.

$$\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{cm}}} > 1.5$$

Verificando en la dirección X:

STORY	DESPLAZAMIENTO X	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ESQUINA	DESPLAZAMIENTO CM EN X	DESPLAZAMIENTO RELATIVO CM	FACTOR
PISO 5	0.000237		0.009923		
PISO 4	0.000158	0.000079	0.008415	0.001508	0.0524
PISO 3	0.000145	0.000013	0.006448	0.001967	0.0066
PISO 2	0.000078	0.000067	0.004152	0.002296	0.0292
PISO 1	0.00022	0.00022	0.001815	0.001815	0.1212

El máximo factor es de 0.12, donde $0.12 < 1.5$, por lo tanto no se presenta irregularidad por torsión, en la dirección en X.

Verificando en la dirección Y:

STORY	DESPLAZAMIENTO Y	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ESQUINA	DESPLAZAMIENTO CM EN Y	DESPLAZAMIENTO RELATIVO CM	FACTOR
PISO 5	0.000327		0.007916		
PISO 4	0.000257	0.00007	0.006709	0.001207	0.0579
PISO 3	0.000149	0.000108	0.005193	0.001516	0.0712
PISO 2	0.000078	0.000071	0.003456	0.001737	0.0409
PISO 1	0.000025	0.000025	0.001585	0.001585	0.0158

El máximo factor es de 0.07, donde $0.07 < 1.5$, por lo tanto no se presenta irregularidad por torsión en la dirección Y.

c. **ESQUINAS ENTRANTES:** Existe irregularidad cuando las esquinas entrantes tienen dimensiones mayores al 20% de la dimensión total de la estructura en cualquier de las direcciones (X, Y).

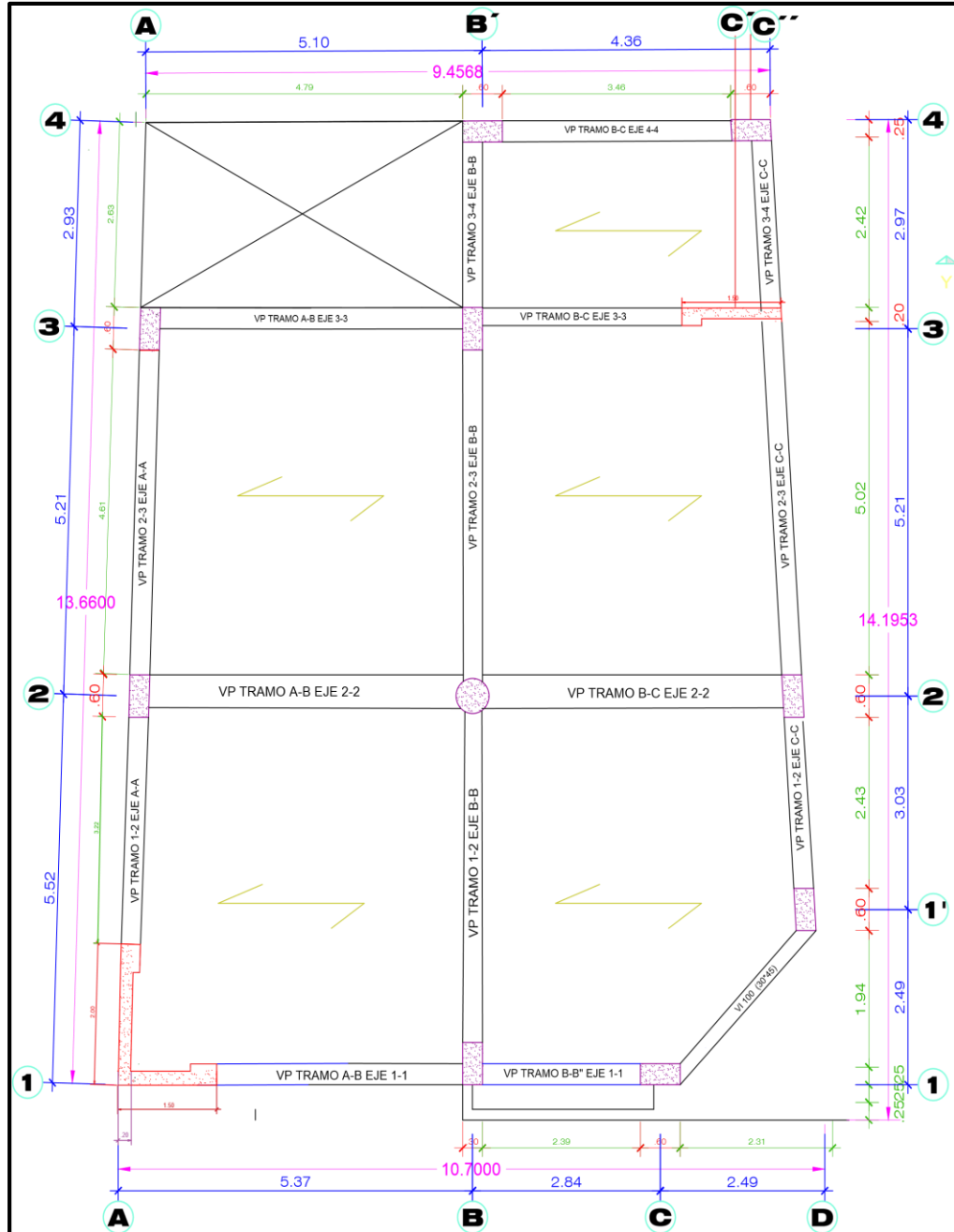


Figura 57: La figura muestra la configuración de la edificación, fuente programa AUTOCAD.

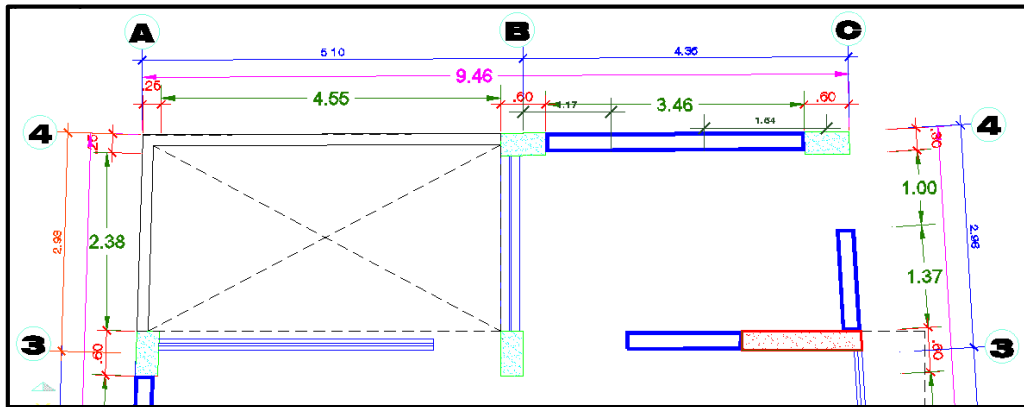


Figura 58: La figura muestra la esquina entrante de la edificación, fuente programa AUTOCAD.

- Dimension total en la direccion X =9.46 m
- El 20% de 9.46 = 1.89m
- Podemos observar que la esquina entrante en la direccion X es de 4.55 m .

Por lo tanto $4.55 > 1.89$ m Si hay irregularidad por esquinas entrantes .

$$I_p = 0.90$$

d. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA: Existe irregularidad cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas en rigidez incluyendo aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma.

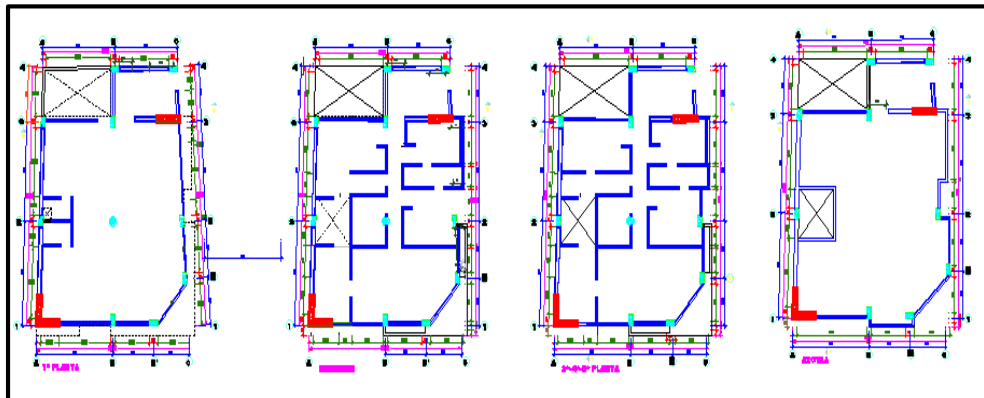


Figura 59: La figura muestra la configuración de la edificación se puede observar que todos los niveles tiene la misma configuración, fuente programa AUTOCAD.

No hay irregularidad por Diafragma ya que todos los niveles de la edificación tienen la misma configuración de pisos.

- e. **SISTEMAS NO PARALELOS:** Existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis (X,Y) ; los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos

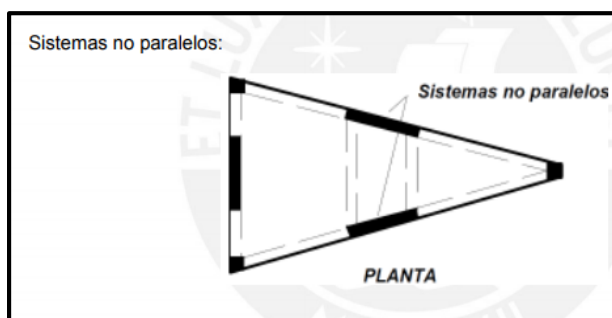


Figura 60: sistema de los elementos resistentes

Se puede observar en la figura N^a59 los elementos resistentes de la edificación son paralelos; por lo tanto no hay irregularidad por sistemas no paralelos.

A continuación observaremos la tabla N^o 23 donde se muestra las irregularidades encontradas en planta como en altura.

IRREGULARIDAD EN ALTURA		
Tipo de irregularidad	Factor de irregularidad	Condición
Rigidez – Piso blando	0.75	No hay irregularidad
Extrema rigidez	0.50	No hay irregularidad
Masa o peso	0.90	No hay irregularidad
Geometría vertical	0.90	No hay irregularidad
Discontinuidad Sistemas Resistentes	0.80	No hay irregularidad
Discontinuidad Ex. Sistemas Resistentes	0.60	No hay irregularidad

Tabla 26: Irregularidades en altura presentes en la edificación.

IRREGULARIDAD EN PLANTA		
Tipo de irregularidad	Factor de irregularidad	Condición
Torsional	0.75	No hay irregularidad
Torsional Extrema	0.60	No hay irregularidad
Esquinas Entrantes	0.90	Si hay irregularidad

Discontinuidad del diafragma	0.85	No hay irregularidad
Sistemas no paralelos	0.90	No hay irregularidad

Tabla 27: Irregularidades en planta presentes en la edificación.

Como no se presenta irregularidades en altura, entonces $I_a=1$; mientras que si se presenta irregularidad en planta por esquinas entrantes con su valor respectivo de 0.90; por tanto el valor $I_p=0.90$.

Usando los valores de $I_a=1$; $I_p=0.90$ y $R_o=7$; tendremos un nuevo R (Factor de reducción):

$$R=R_o \cdot I_a \cdot I_p = 7 \cdot 1 \cdot 0.90 = 6.3; \text{ Siendo el nuevo factor de reducción (R).}$$

7. Factor de reducción en el Etabs (R)

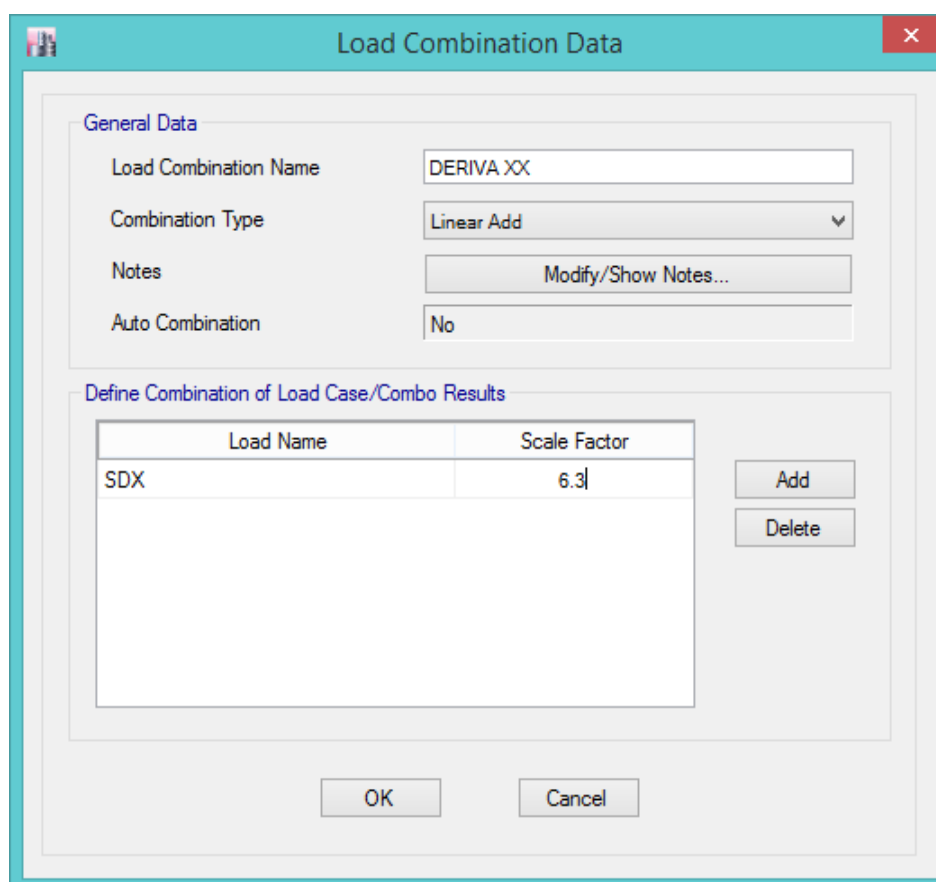


Figura 61: En la figura se comprueba el factor de reducción insertado en el programa ETABS.

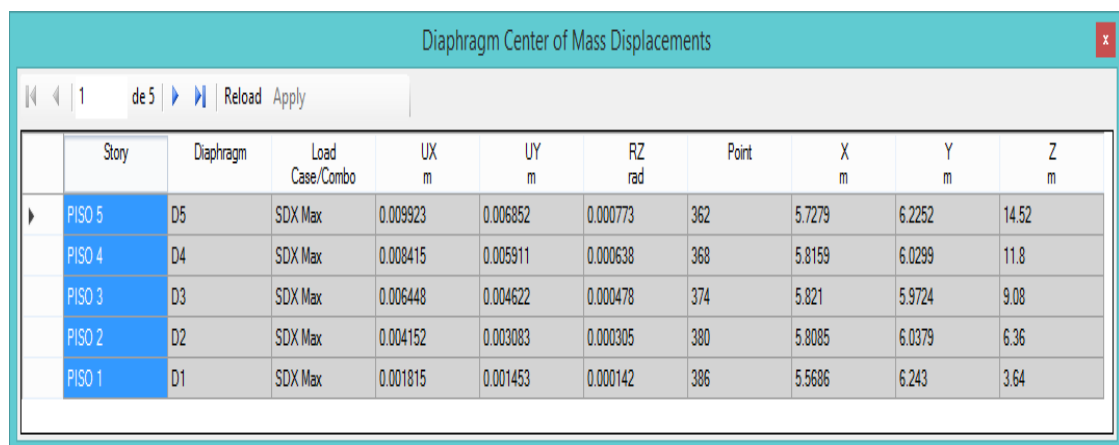
8. Análisis sísmico dinámico con placas (control 3)

Se vuelve a verificar los valores máximos de desplazamientos en la dirección X y Y, con la finalidad de que sean menores a 0.007 como estipula la Norma E.030.

Desplazamientos en la dirección X:

STORY	DIAFRAGMA	LOAD CASE	UX	X	Y	Z
PISO 5	D5	SDX MAX.	0.009923	5.7279	6.2252	14.52
PISO 4	D4	SDX MAX	0.008415	5.8159	6.0299	11.8
PISO 3	D3	SDX MAX	0.006448	5.821	5.9704	9.08
PISO 2	D2	SDX MAX	0.004152	5.8085	6.0379	6.36
PISO 1	D1	SDX MAX	0.001815	5.5686	6.243	3.64

Tabla 28: Desplazamientos en la dirección X.



The screenshot shows the 'Diaphragm Center of Mass Displacements' window in ETABS. The table displays the following data:

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
PISO 5	D5	SDX Max	0.009923	0.006852	0.000773	362	5.7279	6.2252	14.52
PISO 4	D4	SDX Max	0.008415	0.005911	0.000638	368	5.8159	6.0299	11.8
PISO 3	D3	SDX Max	0.006448	0.004622	0.000478	374	5.821	5.9724	9.08
PISO 2	D2	SDX Max	0.004152	0.003083	0.000305	380	5.8085	6.0379	6.36
PISO 1	D1	SDX Max	0.001815	0.001453	0.000142	386	5.5686	6.243	3.64

Figura 62: En la figura se comprueba los desplazamientos obtenidos en X de la edificación, Fuente programa ETABS.

Desplazamientos en la dirección Y:

STORY	DIAFRAGMA	LOAD CASE	UY	X	Y	Z
PISO 5	D5	SDY MAX.	0.007916	5.7279	6.2252	14.52
PISO 4	D4	SDY MAX.	0.006709	5.8159	6.0299	11.8
PISO 3	D3	SDY MAX.	0.005193	5.821	5.9724	9.08
PISO 2	D2	SDY MAX.	0.003456	5.8085	6.0379	6.36
PISO 1	D1	SDY MAX.	0.001585	5.5686	6.243	3.64

Tabla 29: Desplazamientos en la dirección Y.

The screenshot shows a software window titled "Diaphragm Center of Mass Displacements". It contains a table with the following data:

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
PISO 5	D5	SDY Max	0.007063	0.007916	0.000526	362	5.7279	6.2252	14.52
PISO 4	D4	SDY Max	0.005965	0.006709	0.000424	368	5.8159	6.0299	11.8
PISO 3	D3	SDY Max	0.004553	0.005193	0.00031	374	5.821	5.9724	9.08
PISO 2	D2	SDY Max	0.002925	0.003456	0.000193	380	5.8085	6.0379	6.36
PISO 1	D1	SDY Max	0.00127	0.001585	9.1E-05	386	5.5686	6.243	3.64

Figura 63: En la figura se comprueba los desplazamientos obtenidos en Y de la edificación, Fuente programa ETABS.

a) Deriva de entrepiso en la dirección X

STORY	LOAD CASE	DIRECTION	DRIFT	LABEL	X(m)	Y(m)	Z(m)
PISO 5	DERIVA XX Max	X	0.005	43	8.06	0	14.52
PISO 4	DERIVA XX Max	X	0.006	43	8.06	0	11.8
PISO 3	DERIVA XX Max	X	0.007	43	8.06	0	9.08
PISO 2	DERIVA XX Max	X	0.007	11	1.5	0	6.36
PISO 1	DERIVA XX Max	X	0.006	11	1.5	0	3.64

Tabla 30: Derivas de entrepiso en la dirección X

Story Drifts								
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m	
PISO 5	DERIVA XX Max	X	0.005354	43	8.06	0	14.52	
PISO 4	DERIVA XX Max	X	0.006425	43	8.06	0	11.8	
PISO 3	DERIVA XX Max	X	0.007197	43	8.06	0	9.08	
PISO 2	DERIVA XX Max	X	0.007255	11	1.5	0	6.36	
PISO 1	DERIVA XX Max	X	0.00599	11	1.5	0	3.64	

Figura 64: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación, fuente programa *ETABS*

Las derivas obtenidas en la dirección XX, están dentro a lo estipulado en la Norma E.030, donde el límite máximo permitido es **0.007** para un material de concreto armado.

b) Deriva de entrepiso en la dirección Y

STORY	LOAD CASE	DIRECTION	DRIFT	LABEL	X(m)	Y(m)	Z(m)
PISO 5	DERIVA YY Max	Y	0.003	2	0.18	5.22	14.52
PISO 4	DERIVA YY Max	Y	0.004	2	0.18	5.22	11.8
PISO 3	DERIVA YY Max	Y	0.004	3	0	0	9.08
PISO 2	DERIVA YY Max	Y	0.005	8	10.27	2.19	6.36
PISO 1	DERIVA YY Max	Y	0.004	6	9.74	10.43	3.64

Tabla 31: Derivas de entrepiso en la dirección Y

Story Drifts								
1 de 5 Reload Apply								
	Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
▶	PISO 5	DERIVA YY Max	Y	0.003388	2	0.18	5.22	14.52
	PISO 4	DERIVA YY Max	Y	0.003911	2	0.18	5.22	11.8
	PISO 3	DERIVA YY Max	Y	0.004197	3	0	0	9.08
	PISO 2	DERIVA YY Max	Y	0.004643	8	10.27	2.19	6.36
	PISO 1	DERIVA YY Max	Y	0.004058	6	9.74	10.43	3.64

Figura 65: En la figura se comprueba las derivas obtenidas en la edificación, Fuente programa *ETABS*

Las derivas obtenidas en la dirección YY son menores a lo estipulado en la Norma E.030, donde el límite máximo permitido es **0.007** para un material de concreto armado.

9. JUSTIFICACION DE ESTRUCTURAMIENTO

La estructuración propuesta por medio de placas de concreto, tendrá un comportamiento rígido debido a que las derivas obtenidas en la tabla N^o 30 y N^o 31, son menores al límite permitido de 0.007 en edificaciones de concreto., en las verificaciones de irregularidad en altura como en planta, se presentó una irregularidad por esquinas entrantes.

En estructuras tipo c, se permite torsión en una estructura, pero no se permite torsión extrema la cual se considera cuando el valor de irregularidad es mayor a 1.5, en el estructuramiento dado no se presenta ningún tipo de irregularidad por torsión.

Por el cual concluimos que el estructuramiento dado es correcto.

10. COMPROBACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Cortante basal: La cortante basal estimada en el primer entrepiso es de:

$$V \text{ basal}=99.08 \text{ ton}$$

Cortante que absorben los muros:

Dirección X-X

Story	Pier	Load Case /Combo	Location	Vx(Ton)	Vy(Ton)
Piso 1	P1	SEX	Botton	31.047	-2.846
Piso 1	P2	SEX	Botton	27.142	-0.436
Cortante que absorben las placas en X				58.189	
% de la Vbasal				58.73%	

Tabla 32: Cortante que absorben los muros en la dirección X

Dirección Y-Y

Story	Pier	Load Case /Combo	Location	Vy	Vx
Piso 1	P1	SEY	Botton	26.3361	0.7567
Piso 1	P2	SEY	Botton	7.5147	1.0962
Cortante que absorben las placas en Y				33.850	
% de la Vbasal				34.17%	

Tabla 33: Cortante que absorben los muros en la dirección Y.

Comprobamos que la cortante que absorben los muros está dentro del 20% y 70% de la fuerza cortante en el primer piso, por lo tanto es un sistema estructural dual $R=7$, identificamos que es un sistema dual tipo II; ya que la cortante en los muros del primer piso es menor al 60% de la cortante total.

11. Cortante mínima

“La fuerza cortante basal del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal obtenida mediante el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructura irregulares.

Para lograr esto, la Norma E.030 señala que los resultados de los análisis dinámico (excepto desplazamientos se deben escalar por un factor de amplificación (f), el cual representa la relación entre la fuerza cortante basal estática y dinámica, dicho factor debe ser mayor siempre a la unidad”.³⁴

a) factor de masa participativa: $T_x = 0.387$

$T_y = 0.5$

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.5	0.1438	0.6788	0	0.1438	0.6788	0	0.1938	0.0398	0.0012	0.1938	0.0398	0.0012
Modal	2	0.387	0.6697	0.1377	0	0.8135	0.8165	0	0.0467	0.1897	0.01	0.2405	0.2296	0.0112
Modal	3	0.314	0.0116	0.0012	0	0.8251	0.8177	0	0.0001	0.0017	0.7949	0.2406	0.2313	0.8061
Modal	4	0.146	0.0208	0.0962	0	0.8459	0.9139	0	0.4539	0.1204	3.23E-05	0.6945	0.3516	0.8062
Modal	5	0.109	0.0962	0.0244	0	0.9421	0.9383	0	0.1108	0.4596	0.0025	0.8053	0.8112	0.8087
Modal	6	0.09	0.0004	0.0003	0	0.9425	0.9387	0	2.86E-06	0.0061	0.1271	0.8053	0.8174	0.9358
Modal	7	0.072	0.0048	0.0275	0	0.9473	0.9662	0	0.0718	0.0123	0.0001	0.8771	0.8297	0.9358
Modal	8	0.054	0.0296	0.0076	0	0.9769	0.9738	0	0.0205	0.0784	2.33E-05	0.8976	0.9081	0.9358
Modal	9	0.045	0.0003	0.0052	0	0.9772	0.979	0	0.022	0.0021	0.0128	0.9197	0.9101	0.9486
Modal	10	0.044	0.0012	0.005	0	0.9785	0.984	0	0.0172	0.0047	0.0256	0.9369	0.9148	0.9742
Modal	11	0.036	0.0083	0.0014	0	0.9868	0.9854	0	0.0051	0.031	0	0.942	0.9458	0.9742
Modal	12	0.033	0.0006	0.0014	0	0.9874	0.9868	0	0.0042	0.0025	0.0003	0.9462	0.9483	0.9744
Modal	13	0.029	0.0003	0.0005	0	0.9877	0.9872	0	0.0018	0.001	0.0037	0.9479	0.9493	0.9781
Modal	14	0.028	4.93E-05	0.0002	0	0.9877	0.9874	0	0.0008	0.0001	0.0042	0.9487	0.9493	0.9823
Modal	15	0.026	0.0014	0.0004	0	0.9891	0.9878	0	0.001	0.0044	0.0017	0.9497	0.9537	0.984

³⁴ Reglamento Nacional de Edificaciones .Edición 2016. Decreto Supremo N.º003-2016-VIVIENDA” .Norma E.030 Cap.1.Pag.12

Tabla 34: Factor de masa participativa

Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ		
Modal	1	0.5	0.1438	0.6788	0	0.1438	0.6788	0	0.1938	0.0398	0.0012	0.1938	
Modal	2	0.387	0.6697	0.1377	0	0.8135	0.8165	0	0.0467	0.1897	0.01	0.2406	
Modal	3	0.314	0.0116	0.0012	0	0.8251	0.8177	0	0.0001	0.0017	0.7949	0.2406	
Modal	4	0.146	0.0208	0.0962	0	0.8459	0.9139	0	0.4539	0.1204	3.234E-05	0.6945	
Modal	5	0.109	0.0962	0.0244	0	0.9421	0.9383	0	0.1108	0.4596	0.0025	0.8053	
Modal	6	0.09	0.0004	0.0003	0	0.9425	0.9387	0	2.857E-06	0.0061	0.1271	0.8053	
Modal	7	0.072	0.0048	0.0275	0	0.9473	0.9662	0	0.0718	0.0123	0.0001	0.8771	
Modal	8	0.054	0.0296	0.0076	0	0.9769	0.9738	0	0.0205	0.0784	2.326E-05	0.8976	
Modal	9	0.045	0.0003	0.0052	0	0.9772	0.979	0	0.022	0.0021	0.0128	0.9197	
Modal	10	0.044	0.0012	0.005	0	0.9785	0.984	0	0.0172	0.0047	0.0256	0.9369	
Modal	11	0.036	0.0083	0.0014	0	0.9868	0.9854	0	0.0051	0.031	0	0.942	
Modal	12	0.033	0.0006	0.0014	0	0.9874	0.9868	0	0.0042	0.0025	0.0003	0.9462	
Modal	13	0.029	0.0003	0.0005	0	0.9877	0.9872	0	0.0018	0.001	0.0037	0.9479	
Modal	14	0.028	4.928E-05	0.0002	0	0.9877	0.9874	0	0.0008	0.0001	0.0042	0.9487	
Modal	15	0.026	0.0014	0.0004	0	0.9891	0.9878	0	0.001	0.0044	0.0017	0.9497	

Figura 66: La figura comprueba los modos, periodos y masa participativa, fuente programa ETABS.

b) Peso de la estructura:

STORY	DIAPHRAGM	MASS X	MASS Y	MASS MOMENT OF INERTIA	X MASS CENTER	Y MASS CENTER
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-m-s ²	m	m
PISO 5	D5	10.7041	10.7041	296.6601	5.5709	6.1546
PISO 4	D4	13.6657	13.6657	372.1186	5.6199	5.9539
PISO 3	D3	13.5499	13.5499	367.8426	5.6229	5.8987
PISO 2	D2	13.8112	13.8112	373.4577	5.6152	5.9623
PISO 1	D1	15.3509	15.3509	396.8961	5.3777	6.1549
	MASA	67.0817				
	PESO	657.4003ton				

Tabla 35: Peso sismico

c) Cortante dinámica

En la siguiente tabla se muestra la cortante dinámica del primer entrepiso, que nos proporcionada el programa.

Datos:

$T_p=1$ $Z=0.35$ $U=1$ $S=1.2$ $C_{xx}=2.50$ $C_{yy}=2.50$ $R_x=5.25$ $R_y=5.25$

Nuestro periodo fundamental (T) hallado en el análisis estático es de 0.41seg y nuestro T_p es de 1 seg, entonces nuestro factor de amplificación sísmica (C) es de 2.5. Norma E.030, Cap.2 Art 2.5

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 1	SDX Max	Top	0	80.6945	46.5506	663.6162	314.3483	537.2778
PISO 1	SDX Max	Bottom	39.037	64.8276	35.4432	580.7168	568.9108	589.5179
PISO 1	SDY Max	Top	0	46.529	81.2641	415.686	542.6012	309.8255
PISO 1	SDY Max	Bottom	72.6645	31.416	50.328	342.3989	338.0085	357.3484

Tabla 36: Cortante dinamica proporcionada por el ETABS

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
PISO 1	SDX Max	Top	0	80.6945	46.5506	663.6162	314.3483	537.2778
PISO 1	SDX Max	Bottom	39.037	64.8276	35.4432	580.7168	568.9108	589.5179
PISO 1	SDY Max	Top	0	46.529	81.2641	415.686	542.6012	309.8255
PISO 1	SDY Max	Bottom	72.6645	31.416	50.328	342.3989	338.0085	357.3484

Figura 67: La figura la cortante dinámica (Vx, Vy) en ambas direcciones,
Fuente: Programa Etabs.

d) Factor de amplificación sísmica

Realizado el análisis dinámico se comprobó que la cortante basal obtenida en la base es menor al 90% de la cortante estática por lo tanto se debe utilizar un factor de amplificación.

			COEFICIENTES PARA EL ETABS	PESO	CORTANTE ESTATICA	CORTANTE DINAMICA	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA
Tx=	0.299	$V_{XX}=(Z*U*C*S)/R_X$	0.175	657.400268	115.045047	64.8276	1.5971676
Ty=	0.442	$V_{YY}=(Z*U*C*S)/R_Y$	0.175	657.400268	115.045047	50.328	2.0573149

Tabla 37: Factor de amplificación sísmica

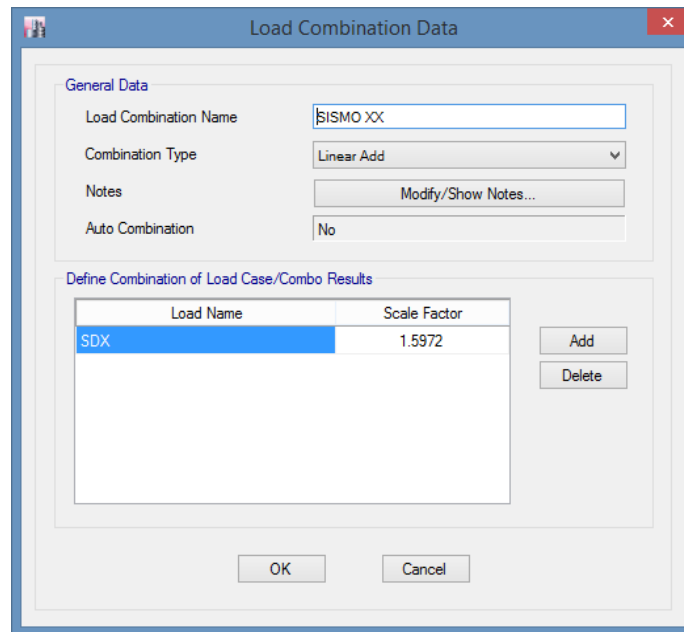


Figura 68: Se muestra el factor de amplificación sísmica en la dirección X.
Fuente: Programa Etabs.

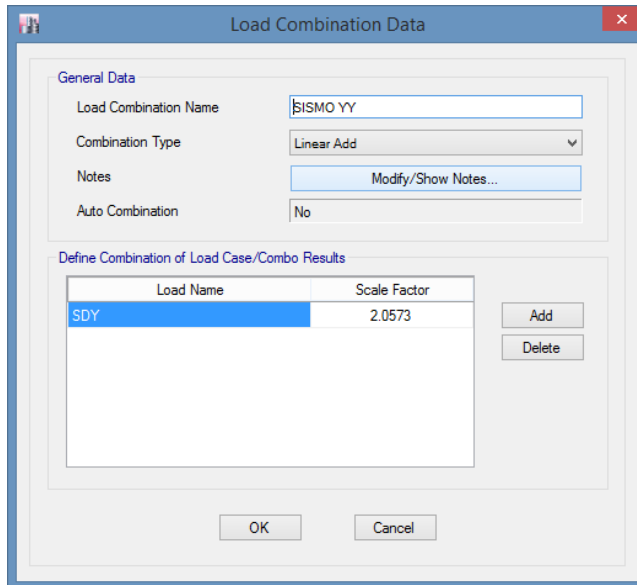


Figura 69: Se muestra el factor de amplificación sísmica en la dirección Y.
Fuente: Programa Etabs.

e) La nueva cortante dinámica:

Nuestro edificio multifamiliar es irregular, por lo tanto la nueva cortante dinámica será el 90 % de la cortante estática (Norma E.030 Cap.4, Art 4.6, Inciso 4.6.4)

$$X = 0.9 * 115.045047 = 103.54054$$

$$Y = 0.9 * 115.045047 = 103.54054$$

Comprobando:

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 1	SISMO XX Max	Top	0	128.8826	74.3491	1059.9063	502.067	858.1226
PISO 1	SISMO XX Max	Bottom	62.3487	103.5406	56.6088	927.502	908.6459	941.5588
PISO 1	SISMO YY Max	Top	0	95.7248	167.1858	855.197	1116.3015	637.4086
PISO 1	SISMO YY Max	Bottom	149.4937	64.6325	103.5405	704.4223	695.3898	735.1782

Tabla 38: Cortante dinámica del primer entrepiso, proporcionados por el ETABS.

Story Forces									
4 de 4 Reload Apply									
	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	PISO 1	SISMO XX Max	Top	0	128.8826	74.3491	1059.9063	502.067	858.1226
	PISO 1	SISMO XX Max	Bottom	62.3487	103.5406	56.6088	927.502	908.6459	941.5588
	PISO 1	SISMO YY Max	Top	0	95.7248	167.1858	855.197	1116.3015	637.4086
▶	PISO 1	SISMO YY Max	Bottom	149.4937	64.6325	103.5405	704.4223	695.3898	735.1782

Figura 70: Se muestra la cortante dinámica mínima.

Fuente: Programa Etabs.

12. Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales se tendrá consideraciones basadas en la Norma E.060, donde establece el diseño de elementos estructurales según el tipo de sistema estructural, por lo cual en nuestra edificación el sistema estructural predominante es la de Dual Tipo II, basados en este sistema se diseñara las vigas y columnas por flexión y cortante todo basado en el diseño por capacidad para poder soportar eventos sísmicos.

Método de diseño:

El método utilizado fue de diseño por resistencia, a través de esta metodología se calcula la resistencia última de los elementos, las cuales están sometidos fuerzas de compresión, flexión y corte. Así estas sean mayor o igual a la fuerza última calculada a través de las combinaciones de cargas amplificadas, como se muestra en la formula siguiente:

$$\phi R_n \geq \alpha C_i$$

Donde:

Φ : Es el factor de amplificación por resistencia.

R_n : Representa la resistencia nominal

α : Factor de amplificación o de carga

C_i : Representa el efecto de cargas de servicio

Factores de reducción. Indicados en la Norma E.060

FACTOR DE REDUCCIÓN	
Flexión	0.9
Tracción + flexión	0.9
cortante	0.85
torsión	0.85
Cortante y torsión	Elementos con espirales 0.75 Elementos con estribos 0.70
Aplastamiento	0.70

Tabla 39: Factor de reducción

Fuente “Norma Técnica E.060 Concreto Armado “

Factores de carga: Factores de amplificación de cargas para caso de carga muerta, viva y de sismo.

FACTORES DE CARGA	
Cargas muertas y vivas	1.4 CM+1.7 CV
Cargas de sismo	1.25(CM+CV)- CS 1.25(CM+CV)+CS 1.25CM+CS 1.25CM-CS 0.9CM +CS 0.9CM-CS

Tabla 40: Factores de carga

Fuente “Norma Técnica E.060 Concreto Armado “

A) Diseño de vigas:

El diseño de las vigas está basado por el diseño de flexión y corte estos basados en el sistema dual Tipo II.

Diseño por flexión:

El diseño se realiza con la envolvente de las diferentes combinaciones de carga, en la Norma E.060 de Concreto Armado se considera que la fuerza amplificada de compresión axial P_u , no debe ser mayor que $0.1f_c A_g$ y también que el acero máximo es: $A_s \text{ máx.} = 0.75 \rho_b (b \cdot d)$

Las vigas que tienen responsabilidad sísmica tienen que cumplir ciertas exigencias que nos exige la Norma E.060:

- Se deberá correr dos barras de acero tanto en la parte superior como inferior, las que deberán de ser por lo menos el acero mínimo de la sección.
- Se recomienda que la resistencia del momento positivo a la cara del nudo no debe ser menor que la mitad que la del momento negativo que está en esa misma cara.
- Que la resistencia del momento positivo o negativo, a lo largo de la longitud del elemento estructural, esta no debe ser menor a un cuarto que la resistencia máxima en la cara de los nudos.

Diseño por corte:

La viga tiene una capacidad resistente basada en el aporte del concreto (V_c) y también del estribo (V_s), donde: $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$, considerando que debe cumplir $\phi V_n \geq V_u$.

Las vigas tienen responsabilidad sísmica, la Norma E.060 señala:

- Se realizara el diseño por capacidad , por ello la fuerza cortante (V_u) de los elementos sometidos a flexión deberá calcularse con la suma de la fuerza cortante asociada a cargas permanentes (cortante isostática) y la cortante asociada al desarrollo de las resistencias nominales a flexión (M_n), ósea :

$$V_u = \frac{1.25(M_{n1} + M_{n2})}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

- Se deberá colocar estribos (3/8" de diámetro mínimo) en la zona de confinamiento con un espaciamiento que no exceda el valor de: 0.25d, 8db, 24de y 30 cm.
- El espaciamiento de los estribos cuando se encuentre fuera de la zona de confinamiento no debe ser mayor a 0.5d".³⁵

³⁵ Pedro Julio De La Torre Hermoza. Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en concreto armado. (Tesis para optar el título), Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009.

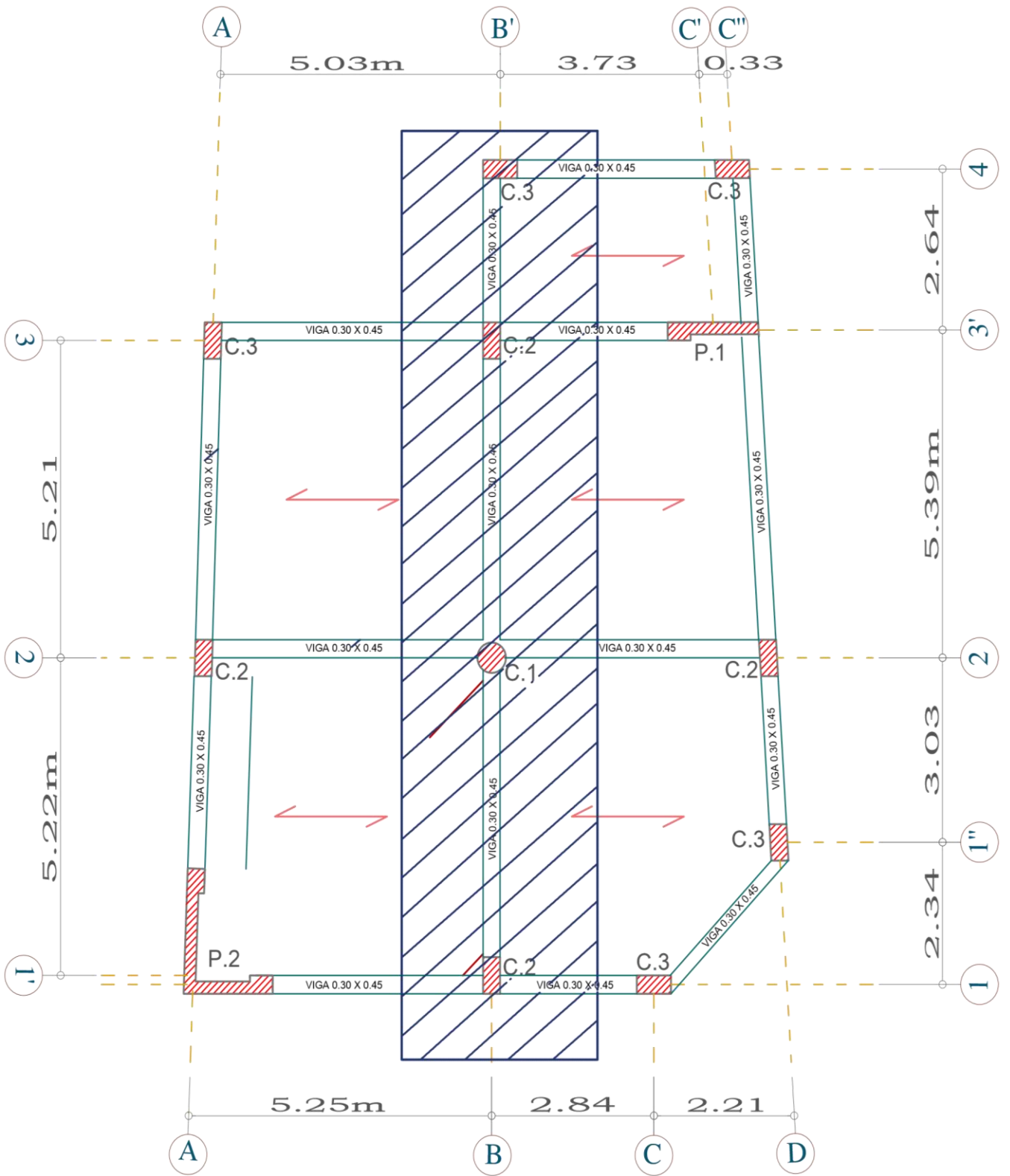


Figura 71: Pórtico B-B.

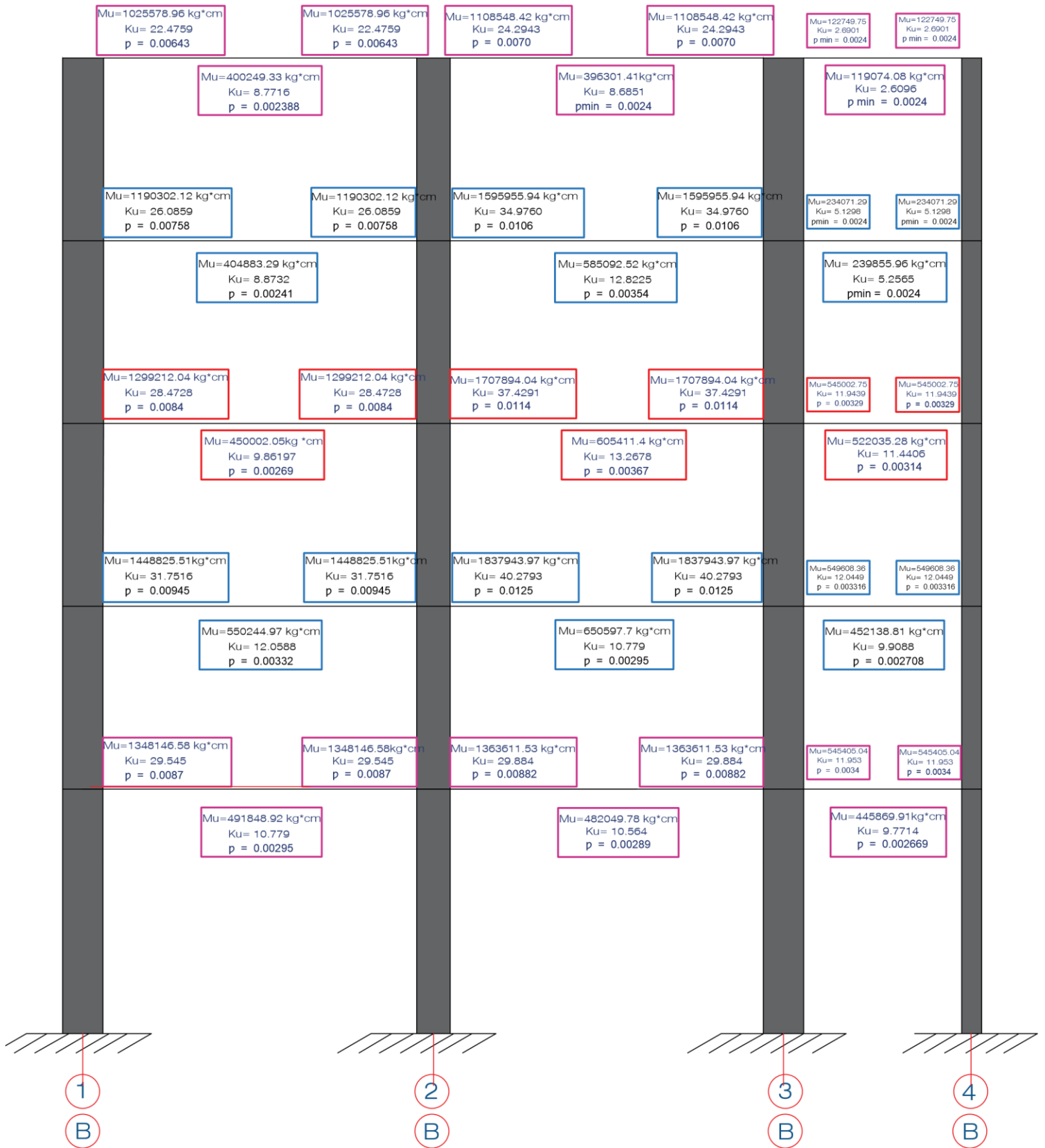


Figura 72: Momentos últimos por piso, del Pórtico B-B.

A.1) DISEÑO DE VIGA EJE B-B

Diseño por flexión

Tramo 1-2: viga (45cm*30cm)

Realizando el predimensionamiento, obtuvimos la sección de la viga con un peralte de 45cm y un ancho de 30cm, se analizó mediante las combinaciones obteniendo así el diagrama de fuerza cortante y momento flector en la viga B-B tramo 1-2.

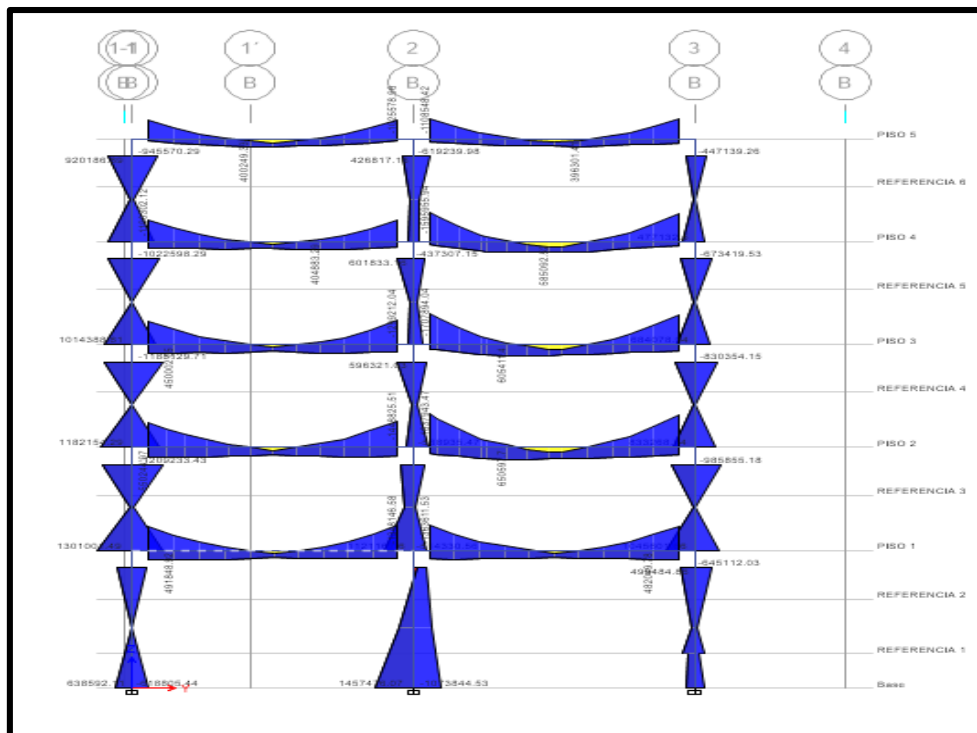


Figura 73: Diagrama de momento flector de la viga B-B.

Fuente: Programa Etabs

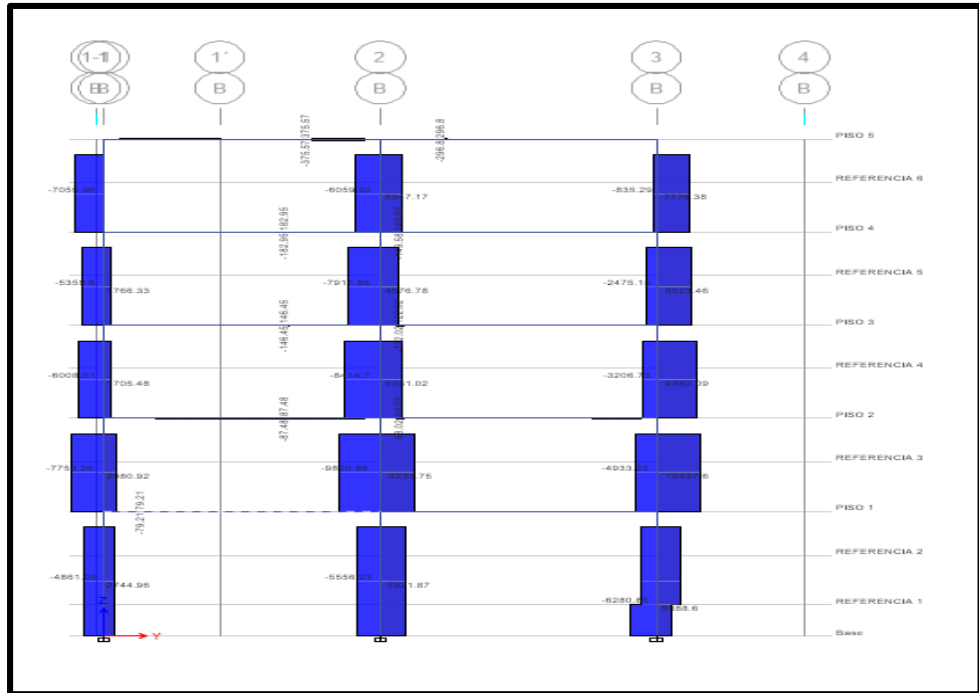


Figura 74: Diagrama de fuerza cortante de la viga B-B

Fuente: Programa Etabs

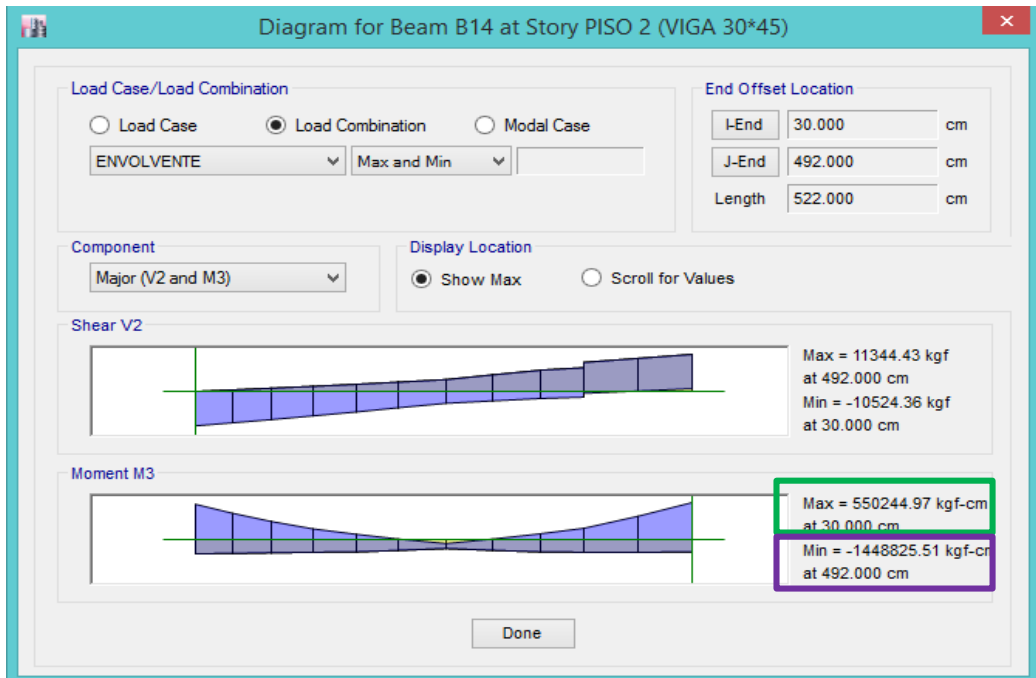


Figura 75: Grafica de la fuerza cortante y momento flector del tramo 1-2 el eje B-B, Segundo Piso.

El tramo 1-2 se presenta un momento flector ultimo ($M_u=1448825.51$ kg/cm), el diseño se realizara en una capa para lo cual tenemos un peralte $d=39$ cm

Acero negativo: Para un f'_c de 210 kg/cm² y f'_y 4200kg/cm²

$$A_{s \text{ min}} = 0.0024 * b * d = 2.808 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ max}} = 0.0162 * b * d = 18.954 \text{ cm}^2$$

Datos:

$$M_u = -1448825.51 \text{ kg*cm} \quad d = 45 - 6 = 39 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2} \quad K_u = 31.7516$$

En la tabla de K_u , tabulando nos proporciona una cuantía de: $\rho = 0.00945$

Calculo de acero:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s \text{ requerido} = 11.0565 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 3\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 12.52 \text{ cm}^2$$

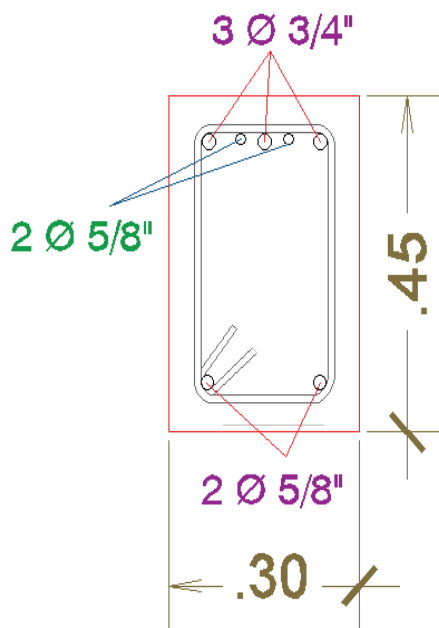


Figura 76: Acero negativo tramo 1-2

Comprobación de Falla dúctil:

Se tendrá una falla dúctil cuando el acero trabaja; es decir cuando entra a resistencia.

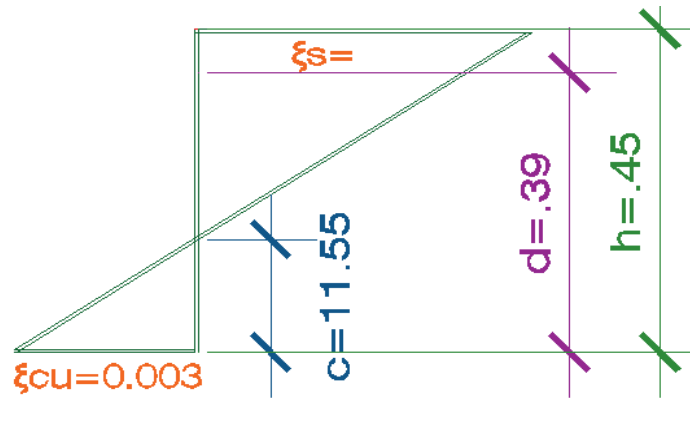


Figura 77: Falla dúctil acero negativo

Profundidad del bloque comprimido:

Datos: $A_s = 12.52 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad a = 9.81960$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{0.85} \qquad c = 11.5525$$

Calculando la deformación unitaria del acero (ξ_s):

Datos: $\xi_{cu} = 0.003$ $d = 39 \text{ cm}$

$$\frac{\xi_{cu}}{c} = \frac{\xi_s}{d-c}$$
$$\xi_s = 0.0071277$$

$$\xi_y = 0.0021$$

Donde:

$$\xi_s > \xi_y$$

$$0.0071277 > 0.0021$$

“FALLA DUCTIL”

Acero positivo: Para un f'_c de 210 kg/cm² y f_y 4200kg/cm²

$$A_s \text{ min} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 2.808 \text{ cm}^2 \qquad A_s \text{ max} = 0.0162 \cdot b \cdot d = 18.954 \text{ cm}^2$$

Datos:

$$M_u = 550244.97 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}, \text{ donde } K_u = 12.0588$$

En la tabla de K_u , tabulando nos proporciona una cuantía de: $\rho = 0.00332$

Calculo de acero:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ requerido} = 3.8844 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 2.808 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 2\phi 5/8" = 4 \text{ cm}^2$$

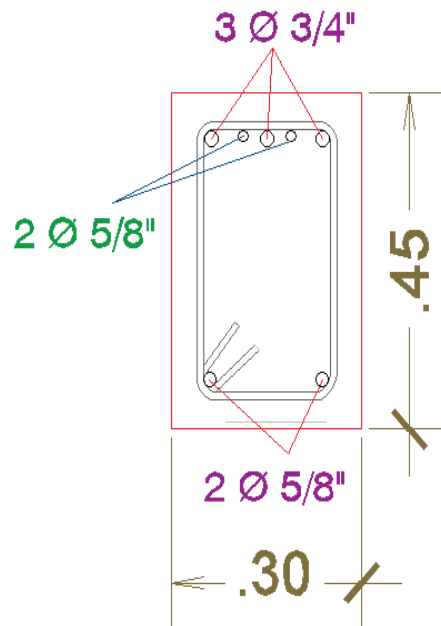


Figura 78: Acero positivo tramo 1-2

Comprobación de Falla dúctil:

Se tendrá una falla dúctil cuando el acero trabaja; es decir cuando entra a resistencia.

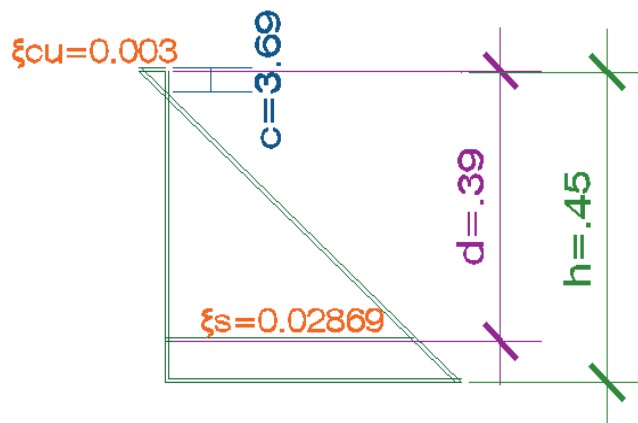


Figura 79: Falla ductil acero positivo.

Profundidad del bloque comprimido:

Datos: $A_s = 4.00 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad a = 3.1372549$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{0.85} \qquad c = 3.69088$$

Calculando la deformación unitaria del acero (ξ_s):

Datos: $\xi_{cu} = 0.003$ $d = 39 \text{ cm}$

$$\frac{\xi_{cu}}{c} = \frac{\xi_s}{d - c}$$

$$\xi_s = 0.02869969$$

$$\xi_y = 0.0021$$

Donde:

$$\xi_s > \xi_y$$

$$0.02869 > 0.0021$$

“FALLA DUCTIL”

Corte de acero (-):

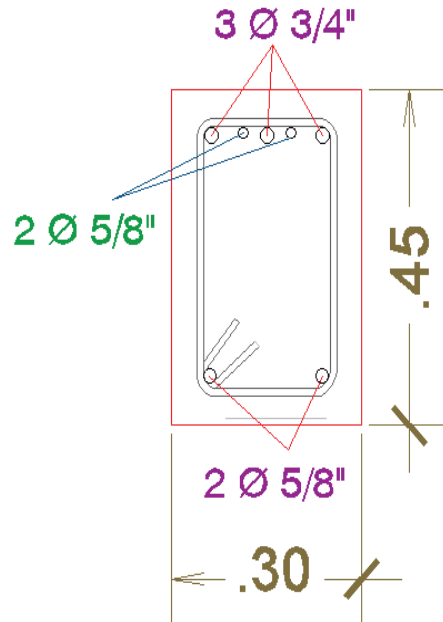
EN CADA CARA	$M_n (+) \geq M_n (-)/2$
TODA LA VIGA	$M_n (+), M_n (-) \geq M_n \text{ máx} / 4$

Tabla 41: Indicaciones de corte de acero

El acero negativo calculado es de $3\phi 3/4 + 2\phi 5/8$, para el corte solo utilizaremos aceros de $2\phi 3/4$, ya que los aceros de $2\phi 5/8 + 1\phi 3/4$ son los que se cortan.

Primer corte: 1φ3/4"

El momento resistente de 406716.734 kg*cm se encuentra a una distancia de la cara de 1.10m.



$$A_s = 9.68 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 * f_c * b}$$

$$a = 2.2745$$

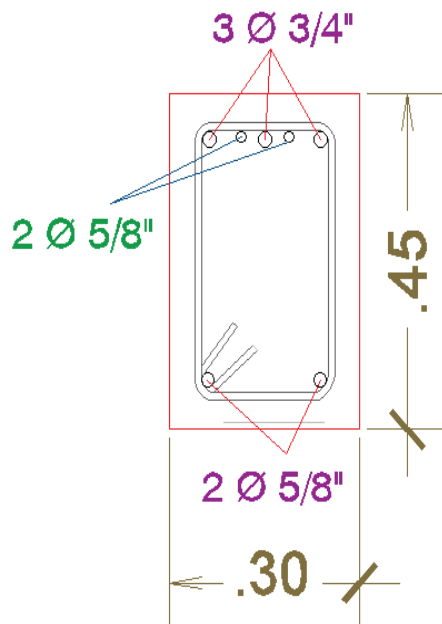
$$M_r = \phi * A_s * f_y * (d - a/2)$$

$$M_r = 406716.734 \text{ kg*cm}$$

$$\text{Corte (-)} = 1.30$$

Segundo corte: 2φ5/8"

El momento resistente de 565962.353 kg*cm se encuentra a una distancia de la cara de 0.89m.



$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 * f_c * b}$$

$$a = 3.13725$$

$$M_r = \phi * A_s * f_y * (d - a/2)$$

$$M_r = 565962.353 \text{ kg*cm}$$

$$\text{Corte (-)} = 1.50$$

Detalle de viga tramo 1-2

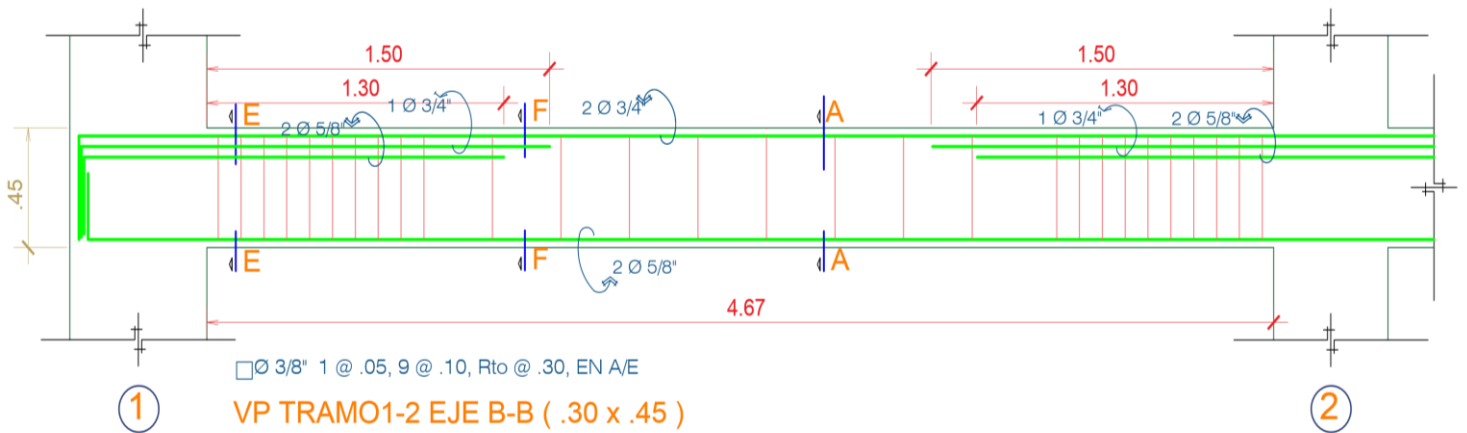


Figura 80: Detalle de viga tramo 1-2 ,Eje B-B.

Diseño por corte (capacidad)

Tramo 1-2 eje B-B

Datos: CM=1.863 Ton/m CV= 0.765 Ton/m

Dónde: Wu= 1.25 (CM+CV) Wu= 3.285



Hallando el momento resistente (-): Para un área de acero de $3\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$
 $= 12.52 \text{ cm}^2$

Datos:

As = 12.52 cm² b=30cm d=39cm $\rho = As/b*d = 0.0066$
 Ku= 35.3389

$Mr = Ku*b*d^2$
 $Mr (3\phi 3/4" + 2\phi 5/8") = 1612514$
 $Mr (3\phi 3/4" + 2\phi 5/8") = 16.125 \text{ ton*m}$

Hallando el momento resistente (+): Para un área de acero de $2\phi 5/8"$
 $= 4.00 \text{ cm}^2$

Datos:

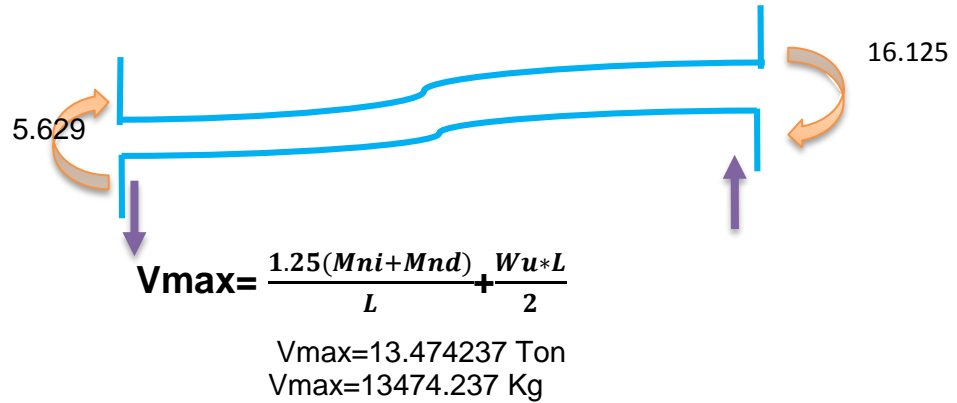
As = 4.00 cm² b=30cm d=39cm $\rho = As/b*d = 0.0034$
 Ku= 12.3364

$Mr = Ku*b*d^2$
 $Mr (2\phi 5/8") = 562909.932$

$M_r (2\phi 5/8") = 5.629 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Hallando la cortante máxima (V_{max}):

La longitud de la viga B-B del tramo 1-2 es de $L=4.62 \text{ m}$; $M_{ni}=5.629 \text{ ton}$;
 $M_{nd}= 16.125 \text{ ton}$; $W_u=3.285$



Cortante del concreto:

Dónde: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 8986.1027$$

Cortante que resiste el concreto:

$\phi = 0.85$

$$\phi V_c = 7638.1873 \text{ Kg}$$

*Verificamos si: $V_{max} > \phi V_c$

$$13474.237 > 7638.18731 \text{ Kg} \quad \text{"necesita refuerzo por corte"}$$

Cortante que resiste el acero:

$\phi = 0.85$

$$V_s = \frac{V_{max}}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 6865.9411 \text{ Kg}$$

**Verificamos si:

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$6865.9411 < 35605.3127 \quad \text{OK}$$

Espaciamiento (S): Con estribos de 3/8"

$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $d = 39 \text{ cm}$ $V_s = 6865.9411 \text{ kg}$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$S = 33.877$$

$$S=30 \text{ cm}$$

Determinamos el espaciamiento de estribos, como indica la NTE-E.060:

$$S \leq d/4 = 9.75 = 10 \text{ cm} \quad S \leq 8d_b = 12.7 \quad S \leq 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

El espaciamiento deberá distribuirse en zona de confinamiento de "2h"; donde "h" es el peralte de la viga:

$$2h = 2*(0.45) = 0.9 \text{ m}$$

DISTRIBUCION: 1@0.05; 9@0.01; resto 0.30 cm

TRAMO 2-3: VIGA (45cm*30cm)

Diseño por flexión

Realizando el predimensionamiento, obtuvimos la sección de la viga con un peralte de 45cm y un ancho de 30cm, se analizó mediante las combinaciones obteniendo así el diagrama de fuerza cortante y momento flector en la viga B-B tramo 2-3.

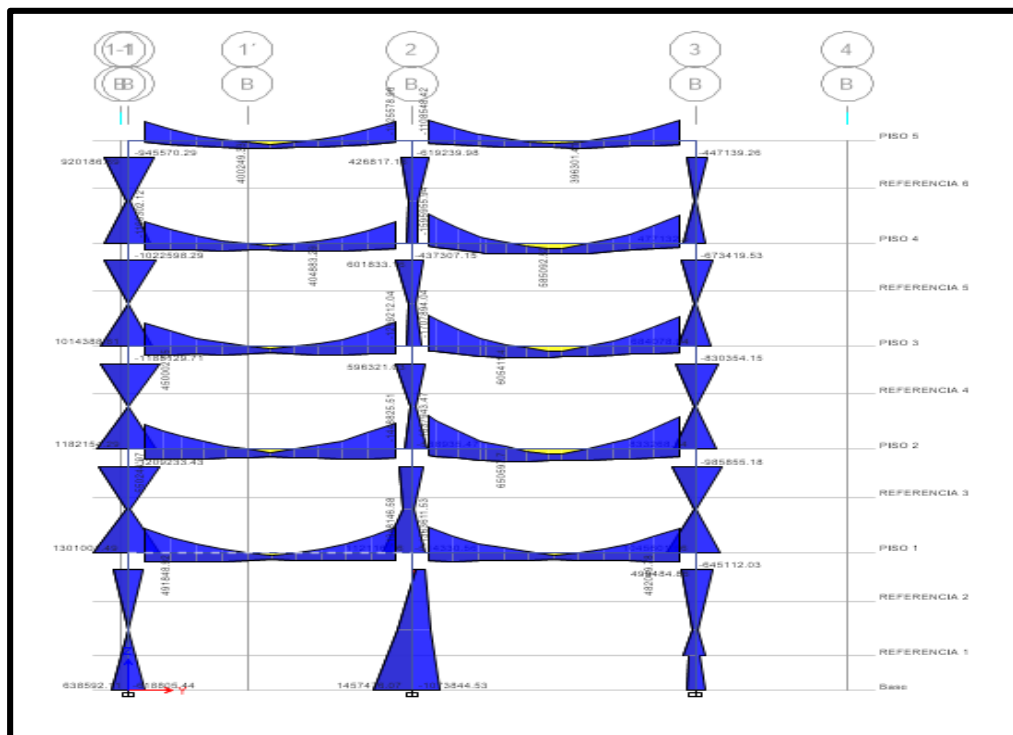


Figura 81: Diagrama de momento flector de la viga B-B.

Fuente: Programa Etabs

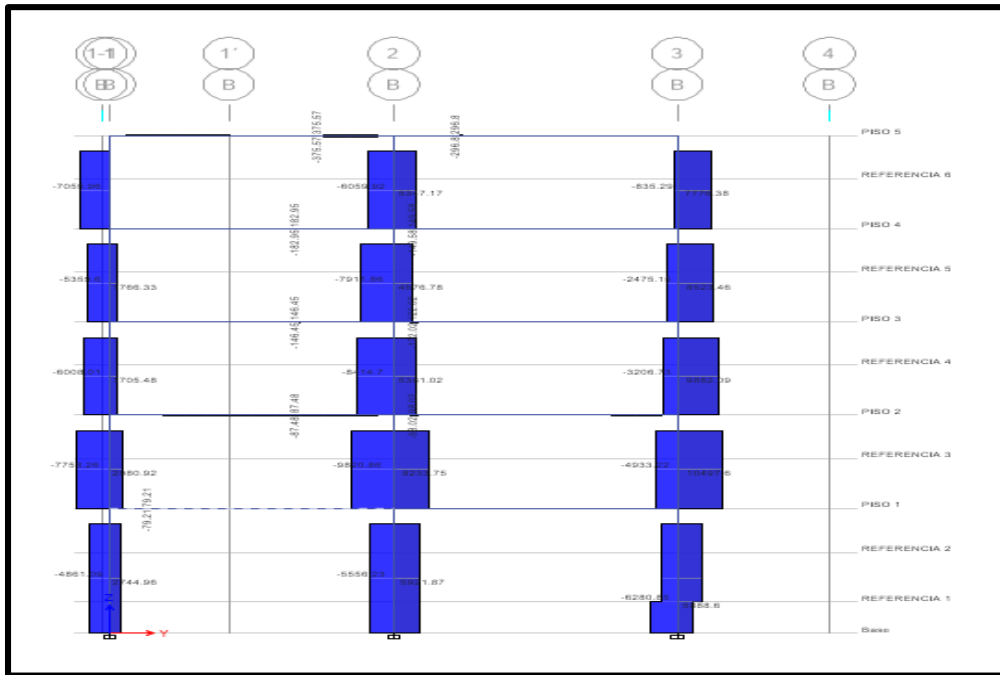


Figura 82: Diagrama de fuerza cortante de la viga B-B

Fuente: Programa Etabs

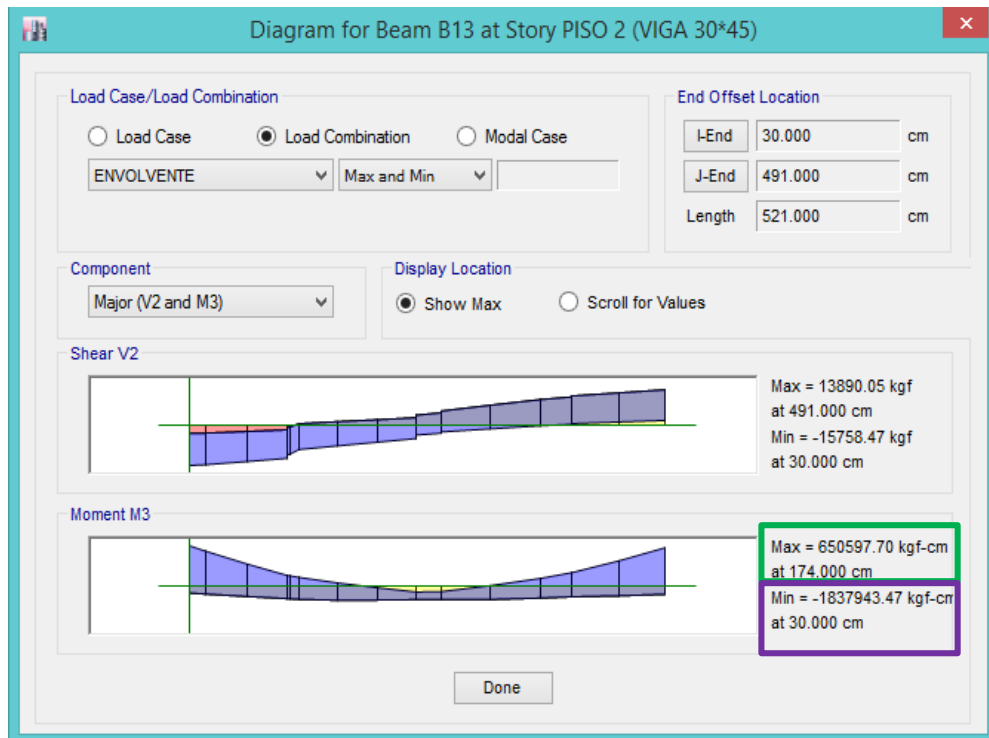


Figura 83: Grafica de fuerza cortante y momento flector del tramo 2-3.

Fuente: Programa Etabs

El tramo 2-3 se presenta un momento flector ultimo ($M_u=1837943.47$ kg/cm), el diseño se realizara en una capa para lo cual tenemos un peralte $d=39$ cm

Acero negativo: Para un f'_c de 210 kg/cm² y f'_y 4200kg/cm²

$$A_s \text{ min} = 0.0024 * b * d = 2.808 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ max} = 0.0162 * b * d = 18.954 \text{ cm}^2$$

Datos:

$$M_u = 1837943.47 \text{ kg} * \text{cm} \quad d = 45 - 6 = 39 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2} \quad K_u = 40.2793$$

En la tabla de K_u , tabulando nos proporciona una cuantía de: $\rho=0.0125$

Calculo de acero:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s \text{ requerido} = 14.625 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 4\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 15.36 \text{ cm}^2$$

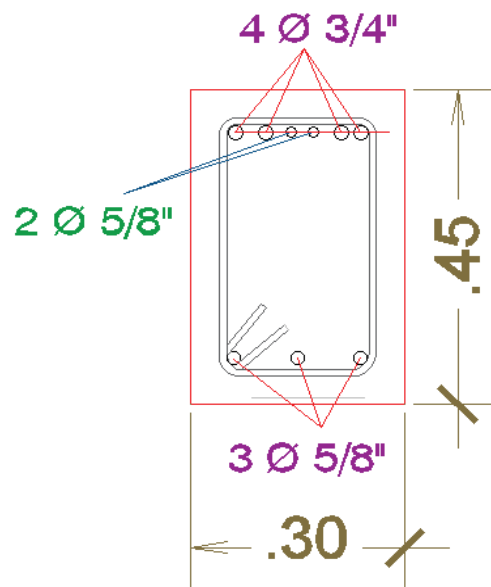


Figura 84: Acero negativo tramo 2-3

Comprobación de Falla dúctil:

Se tendrá una falla dúctil cuando el acero trabaja; es decir cuando entra a resistencia.

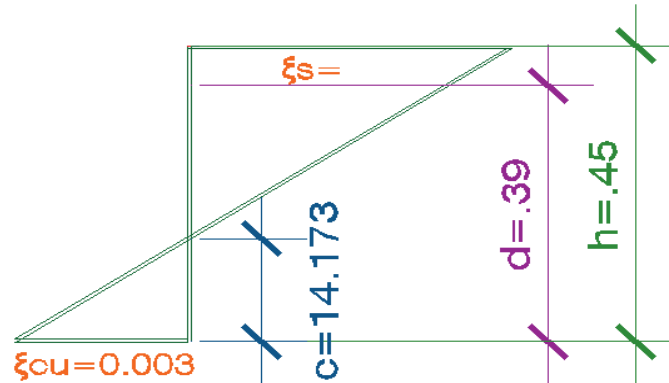


Figura 85: Falla dúctil acero negativo

Profundidad del bloque comprimido:

Datos: $A_s = 15.36 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad a = 12.0471$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{0.85} \qquad c = 14.1730$$

Calculando la deformación unitaria del acero (ξ_s):

Datos: $\xi_{cu} = 0.003$ $d = 39 \text{ cm}$

$$\frac{\xi_{cu}}{c} = \frac{\xi_s}{d - c}$$

$$\xi_s = 0.00526$$

$$\xi_y = 0.0021$$

Donde: $\xi_s > \xi_y$
 $0.00526 > 0.0021$ "falla dúctil"

Acero positivo: Para un f'_c de 210 kg/cm² y f_y 4200kg/cm²

$$A_{s \text{ min}} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 2.808 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.0162 \cdot b \cdot d = 18.954 \text{ cm}^2$$

Datos:

$M_u = 650597.7 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ $d = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$

$$Ku = \frac{Mu}{b * d^2}$$

$$Ku = 14.2581$$

En la tabla de Ku, tabulando nos proporciona una cuantía de: $\rho=0.00396$

Calculo de acero:

$$As = \rho * b * d$$

$$As \text{ requerido} = 4.6332 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ colocado} = 3\phi 5/8" = 6.00 \text{ cm}^2$$

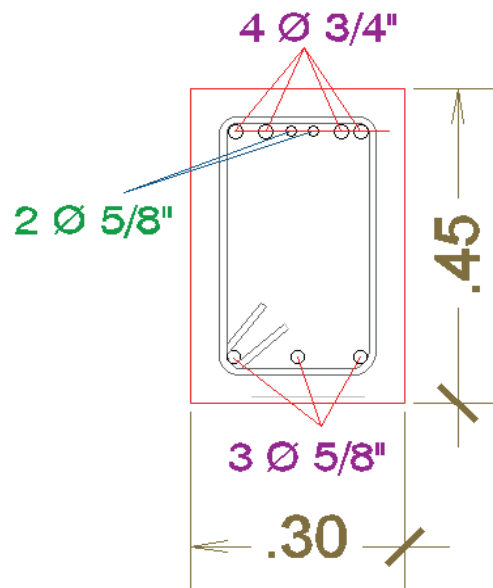


Figura 86: Acero positivo tramo 2-3

Comprobación de Falla dúctil:

Se tendrá una falla dúctil cuando el acero trabaja; es decir cuando entra a resistencia.

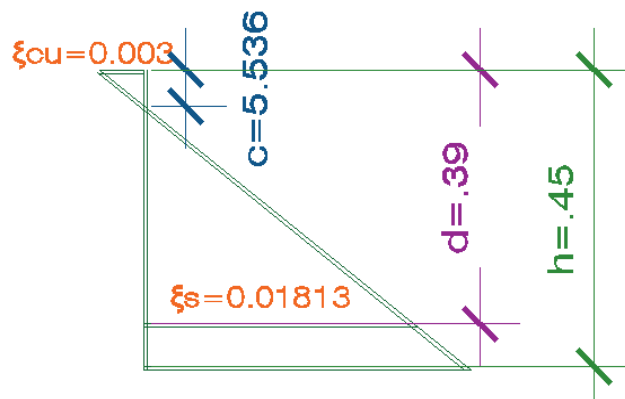


Figura 87: Falla dúctil acero positivo

Profundidad del bloque comprimido:

Datos: $A_s = 6.00 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad a = 4.7059$$

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{0.85} \qquad c = 5.5363$$

Calculando la deformación unitaria del acero (ξ_s):

Datos: $\xi_{cu} = 0.003$ $d = 39 \text{ cm}$

$$\frac{\xi_{cu}}{c} = \frac{\xi_s}{d - c}$$

$$\xi_s = 0.018133$$

$$\xi_y = 0.0021$$

Donde:

$$\xi_s > \xi_y$$

$$0.018133 > 0.0021 \qquad \text{"falla dúctil"}$$

Corte de acero (-)

EN CADA CARA	$M_n (+) \geq M_n (-)/2$
TODA LA VIGA	$M_n (+), M_n (-) \geq M_n \text{ máx} / 4$

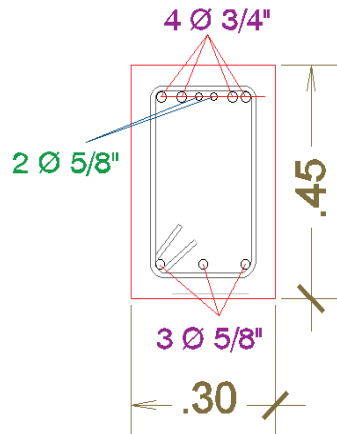
Tabla 42: Indicaciones de corte de acero

Fuente "Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en concreto armado"- Pedro De la Torre Hermoza

El acero negativo calculado es de $4\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$, para el corte solo utilizaremos $2\phi 3/4''$, ya que se cortaran $2\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$.

Primer Corte: $2\phi 5/8''$

El momento resistente de 565962.353 kg*cm se encuentra a una distancia de la cara de 0.889m.



$$A_s = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 * f_c * b}$$

$$a = 3.13725$$

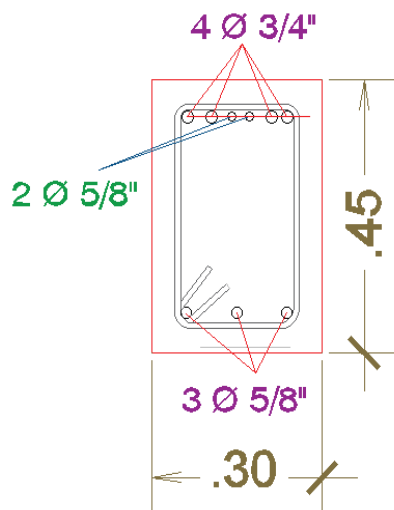
$$M_r = \phi * A_s * f_y * (d - a/2)$$

$$M_r = 565962.353 \text{ kg*cm}$$

$$\text{Corte (-)} = 1.10 \text{ m}$$

Segundo Corte: $2\phi 3/4''$

El momento resistente de 789521.336 kg*cm se encuentra a una distancia de la cara de 0.72 m.



$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 * f_c * b}$$

$$a = 4.45490$$

$$M_r = \phi * A_s * f_y * (d - a/2)$$

$$M_r = 789521.336 \text{ kg*cm}$$

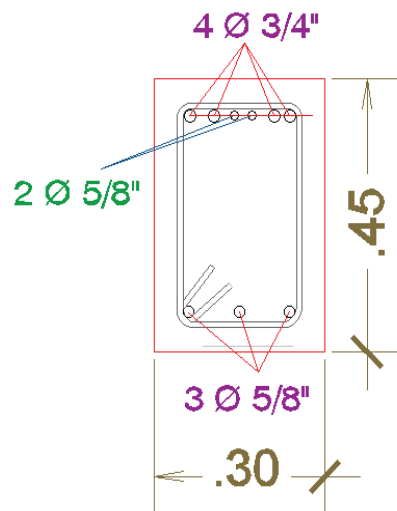
$$\text{Corte (-)} = 1.30 \text{ m}$$

Corte de acero (+):

Tramo 2-3

El acero positivo calculado es de $3\phi 5/8"$, para el corte solo utilizaremos $2\phi 5/8"$, ya que se cortara un acero de $5/8"$.

El momento resistente de $565962.35\text{kg}\cdot\text{cm}$ se encuentra a una distancia de la cara de 1.2 m



$$As = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{.85 * fc * b}$$

$$a = 1.56862745$$

$$Mr = \phi * As * fy * (d - a/2)$$

$$Mr = 288910.588 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\text{Corte (+)} = 0.90$$

Detalle de viga del tramo 2-3:

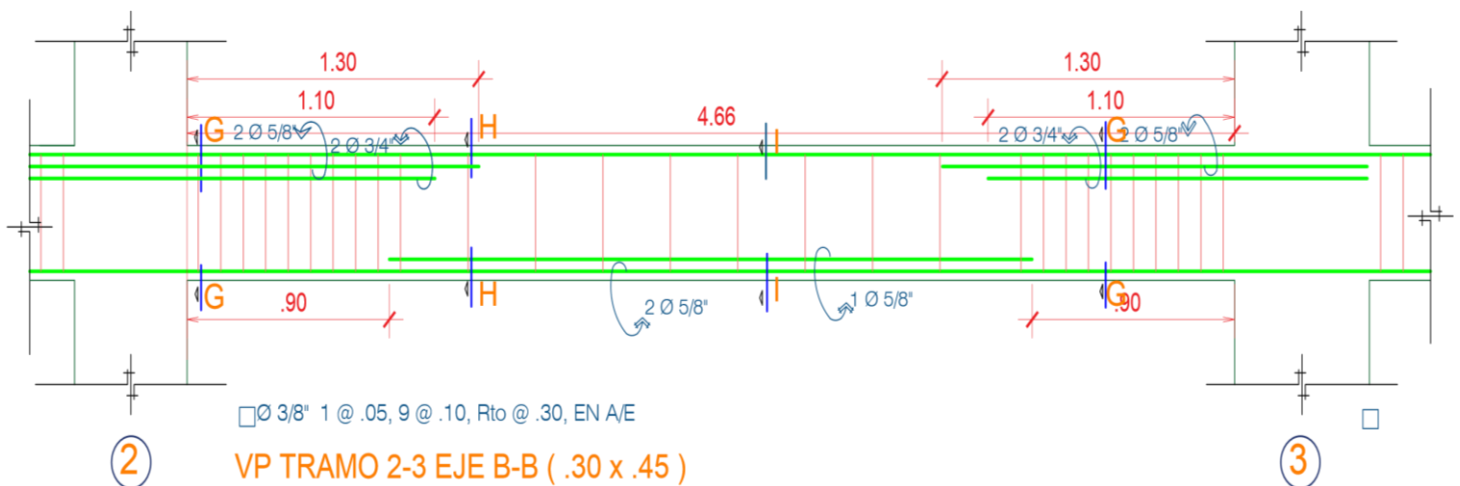


Figura 88: Detalle de viga tramo 2-3

Diseño por corte (capacidad)

Tramo 2-3 EJE B-B

Datos: CM = 15.848 Ton/m CV = 1.119 Ton/m

Dónde: Wu = 1.25 (CM+CV) Wu = 21.2087



Hallando el momento resistente (-): Para un área de acero de $4\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 15.36 \text{ cm}^2$

Datos:

As = 15.36 cm² b = 30cm d = 39cm $\rho = A_s/b*d = 0.0131$
Ku = 41.86

$M_r = K_u * b * d^2$
 $M_r (4\phi 3/4" + 2\phi 5/8") = 1910071.8$
 $M_r (4\phi 3/4" + 2\phi 5/8") = 19.101 \text{ ton*m}$

Hallando el momento resistente (+): Para un área de acero de $3\phi 5/8" = 6.00 \text{ cm}^2$

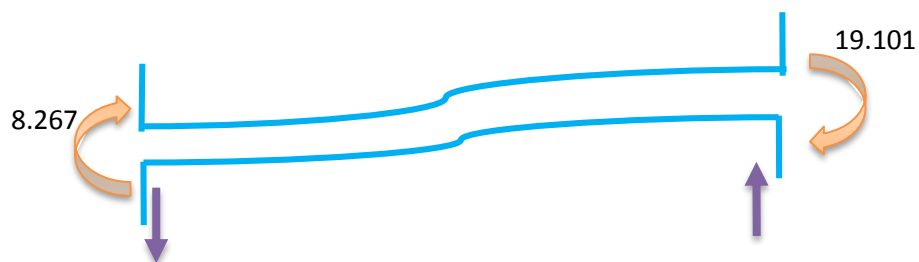
Datos:

As = 6.00 cm² b = 30cm d = 39cm $\rho = A_s/b*d = 0.0051$
Ku = 18.1175

$M_r = K_u * b * d^2$
 $M_r (3\phi 5/8") = 826701.53$
 $M_r (3\phi 5/8") = 8.267 \text{ ton*m}$

Hallando la cortante máxima (Vmax):

La longitud de la viga B-B del tramo 2-3 es de L=4.61 m; Mni=8.267;
Mnd= 19.101; Wu=21.208



$$V_{max} = \frac{1.25(M_{ni} + M_{nd})}{L} + \frac{W_u * L}{2}$$

$$V_{max} = 56.306921 \text{ Ton}$$

$$V_{max}=56306.921 \text{ Kg}$$

Cortante del concreto: $V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$

Dónde: $f_c= 210\text{kg/cm}^2$ $b=30\text{cm}$ $d=39\text{cm}$

$$V_c = 8996.10272$$

Cortante que resiste el concreto:

$$\Phi=0.85$$

$$\Phi V_c = 7638.18731 \text{ Kg}$$

*Verificamos si:

$$V_{max} > \Phi V_c$$

$$56306.921 > 7638.18731 \text{ Kg} \quad \text{“necesita refuerzo por corte”}$$

Cortante que resiste el acero:

$$\Phi=0.85$$

$$V_s = \frac{V_{max}}{\Phi} - V_c$$

$$V_s = 57257.33 \text{ Kg}$$

**Verificamos si:

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$5725.73 < 35605.3127 \quad \text{OK}$$

Espaciamiento (S): Con estribos de 3/8”

$$A_v=1.42 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200\text{kg/cm}^2 \quad d=39\text{cm} \quad V_s=5725.73$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$S = 40.62$$

$$S=30 \text{ cm}$$

Determinamos el espaciamento de estribos, como indica la NTE-E.060:

$$S \leq d/4 = 9.75 = 10 \text{ cm}$$

$$S \leq 8d_b = 12.7$$

$$S \leq 30\text{cm} = 30 \text{ cm}$$

El espaciamento deberá distribuirse en zona de confinamiento “2h”;

donde “h” peralte de la viga

$$2h = 2 * (0.45) = 0.9 \text{ m}$$

DISTRIBUCION: Π 3/8 “; 1 @ 0.05; 9 @ 0.1; resto 0.30 cm

Tramo 3-4: viga (45cm*30cm)

Diseño por flexión

Realizando el predimensionamiento, obtuvimos la sección de la viga con un peralte de 45cm y un ancho de 30cm, se analizó mediante las combinaciones obteniendo así el diagrama de fuerza cortante y momento flector en la viga B-B tramo 3-4.

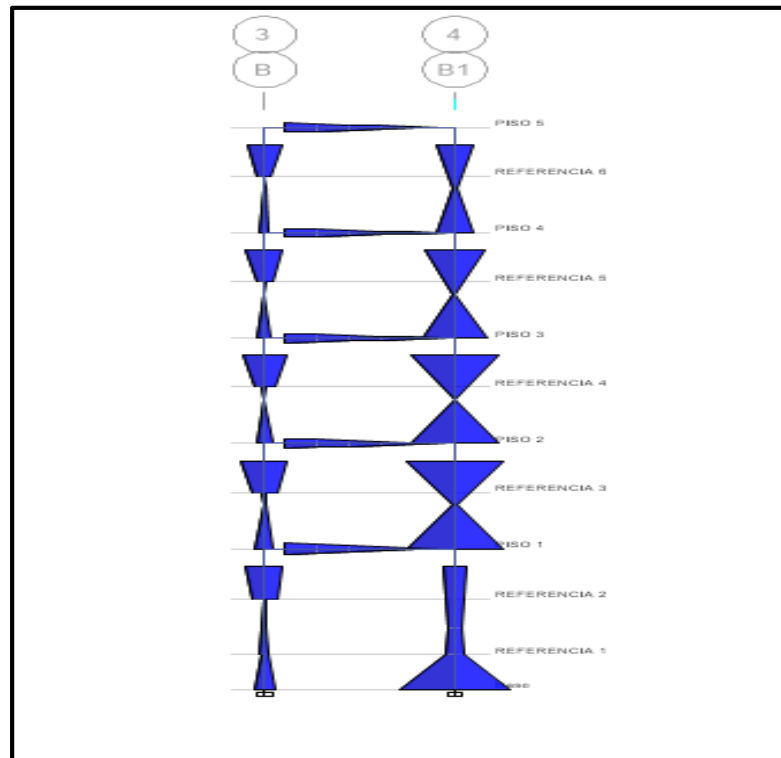


Figura 89: Grafica de momento flector de la viga B-B tramo 3-4.

Fuente: Programa Etabs

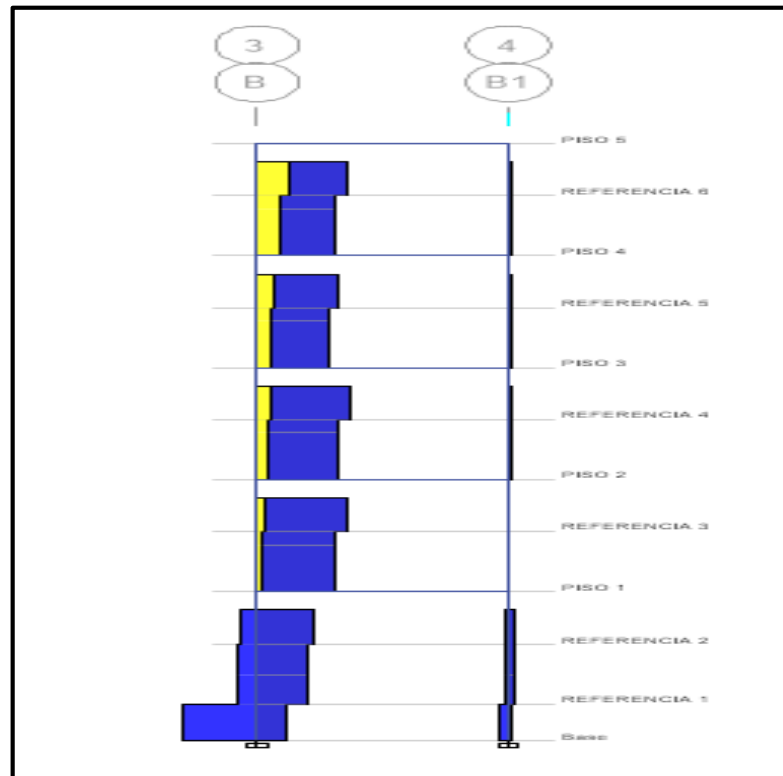


Figura 90: Grafica de fuerza cortante de la viga B-B tramo 3-4

Fuente: Programa Etabs

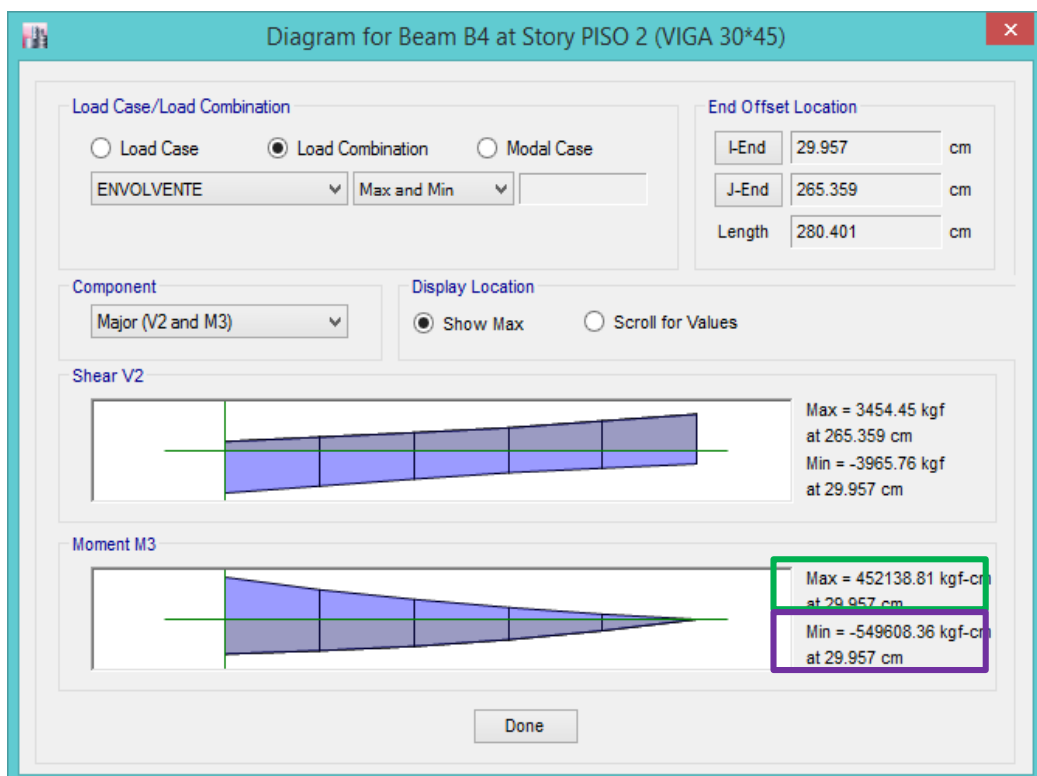


Figura 91: Grafica de fuerza cortante y momento flector del tramo 3-4 de la viga B-B .

El tramo 3-4 se presenta un momento flector ultimo ($M_u=549608.36$ kg/cm), el diseño se realizara en una capa para lo cual tenemos un peralte $d=39$ cm

Acero negativo: Para un f'_c de 210 kg/cm² y f'_y 4200kg/cm²

$$A_s \text{ min} = 0.0024 * b * d = 2.808 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ max} = 0.0162 * b * d = 18.954 \text{ cm}^2$$

Datos:

$$M_u = 282521.82 \text{ kg*cm} \quad d = 45 - 6 = 39 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2}, \text{ donde } K_u = 12.0449$$

En la tabla de K_u , tabulando nos proporciona una cuantía de: $\rho=0.003316$

Calculo de acero:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s \text{ requerido} = 3.87972 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 2\phi 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2$$

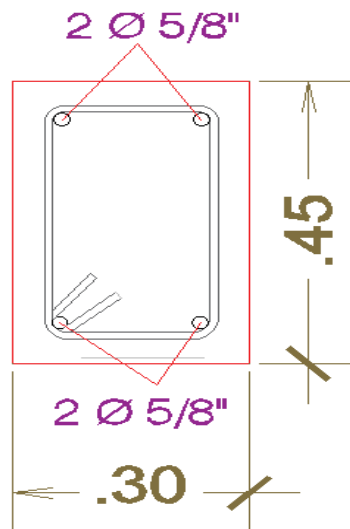


Figura 92: Acero negativo tramo 3-4

Comprobación de Falla dúctil:

Se tendrá una falla dúctil cuando el acero trabaja; es decir cuando entra a resistencia.

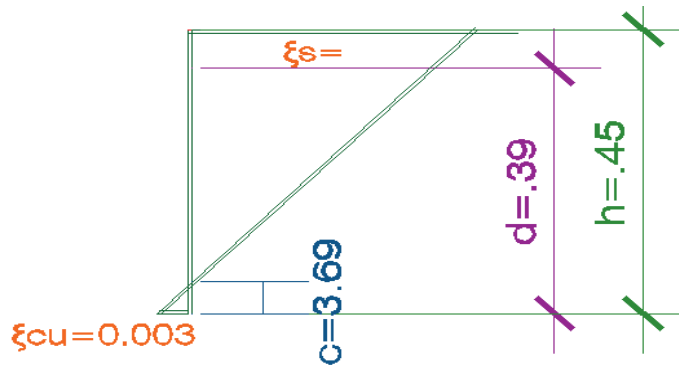


Figura 93: Falla dúctil acero negativo

Profundidad del bloque comprimido:

Datos: $A_s = 4.00 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad a = 3.1372549$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{0.85} \qquad c = 3.690888$$

Calculando la deformación unitaria del acero (ξ_s):

Datos: $\xi_{cu} = 0.003$ $d = 39 \text{ cm}$

$$\frac{\xi_{cu}}{c} = \frac{\xi_s}{d - c}$$

$$\xi_s = 0.028699$$

$$\xi_y = 0.0021$$

Donde: $\xi_s > \xi_y$

$$0.028699 > 0.0021 \qquad \text{“falla dúctil”}$$

Acero positivo: Para un f'_c de 210 kg/cm² y f_y 4200kg/cm²

$$A_s \text{ min} = 0.0024 \cdot b \cdot d = 2.808 \text{ cm}^2 \qquad A_s \text{ max} = 0.0162 \cdot b \cdot d = 18.954 \text{ cm}^2$$

Datos:

$$M_u = 482138.81 \text{ kg}\cdot\text{cm} \qquad d = 45 - 6 = 39 \text{ cm} \qquad b = 30 \text{ cm}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2}$$

$$K_u = 9.9088$$

En la tabla de K_u , tabulando nos proporciona una cuantía de: $\rho=0.002708$

Calculo de acero:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s \text{ requerido} = 3.16836 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 2.808 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 2\phi 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2$$

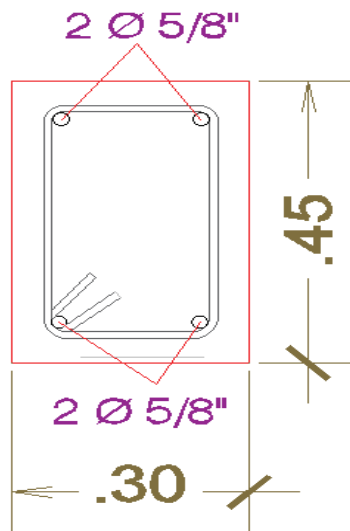


Figura 94: Acero positivo tramo 3-4

Comprobación de Falla dúctil: Se tendrá una falla dúctil cuando el acero trabaja; es decir cuando entra a resistencia.

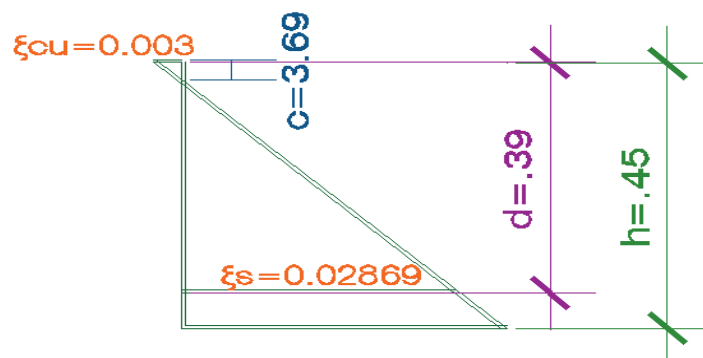


Figura 95: Falla ductil acero positivo

Profundidad del bloque comprimido:

Datos: $A_s = 4.00 \text{ cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad a = 3.1372549$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{0.85} \qquad c = 3.6908$$

Calculando la deformación unitaria del acero (ξ_s):

Datos: $\xi_{cu} = 0.003$ $d = 39 \text{ cm}$

$$\frac{\xi_{cu}}{c} = \frac{\xi_s}{d - c}$$

$$\xi_s = 0.028699$$

$$\xi_y = 0.0021$$

Donde: $\xi_s > \xi_y$

$$0.028699 > 0.0021$$

“falla dúctil”

Detalle de viga tramo 3-4:

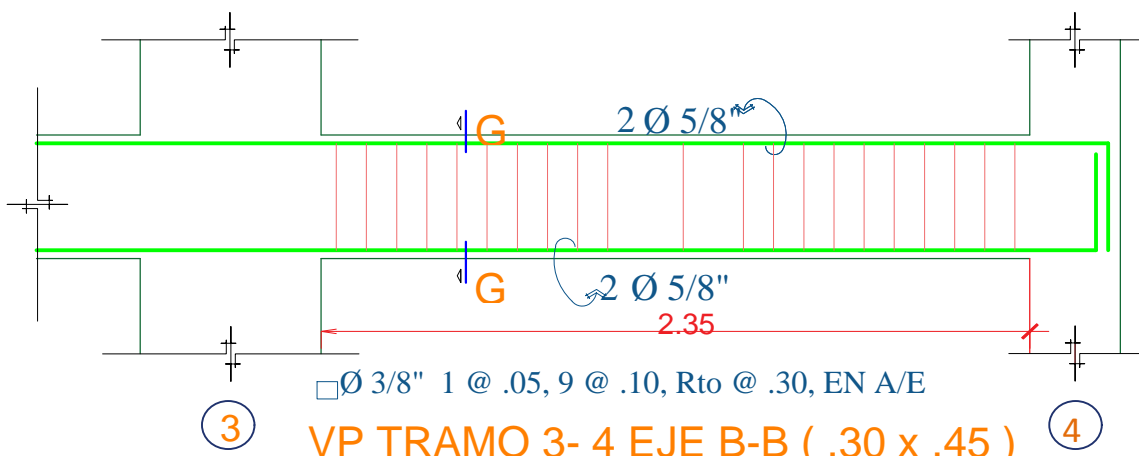


Figura 96: Detalle de viga tramo 3-4

Diseño por corte (capacidad)

Tramo 3-4 Eje B-B

Datos: CM = 0.991 Ton/m CV = 0.13 Ton/m

Dónde: Wu = 1.25 (CM+CV) Wu = 1.40 Ton



Hallando el momento resistente (-): Para un área de acero de $2\phi 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2$

Datos:

As = 5.68 cm² b=30cm d=39cm $\rho = As/b*d = 0.0034$
Ku= 12.3364

$Mr = Ku*b*d^2$
 $Mr (2\phi 5/8") = 562909.93$
 $Mr (2\phi 5/8") = 5.629 \text{ ton*m}$

Hallando el momento resistente (+): Para un área de acero de $2\phi 5/8" = 4.00 \text{ cm}^2$

Datos:

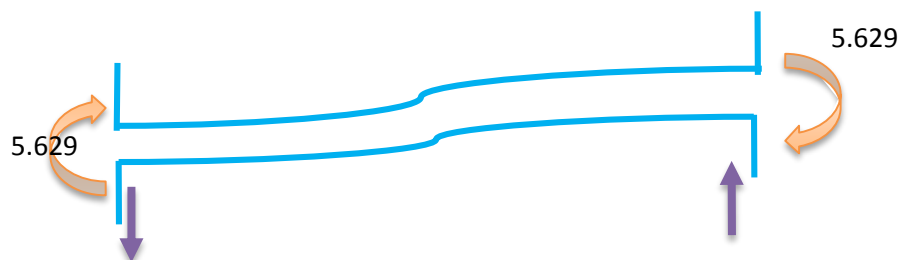
As = 4.00 cm² b=30cm d=39cm $\rho = As/b*d = 0.0034$

Ku= 12.3364

$Mr = Ku*b*d^2$
 $Mr (2\phi 5/8") = 562909.932$
 $Mr (2\phi 5/8") = 5.629 \text{ ton*m}$

Hallando la cortante máxima (Vmax):

La longitud de la viga B-B del tramo 2-3 es de L=2.35 m; Mni=5.629; Mnd=5.629; Wu=1.40



$$V_{\max} = \frac{1.25(M_{ni} + M_{nd})}{L} + \frac{W_u * L}{2}$$

$$V_{\max} = 7.6274991 \text{ Ton}$$

$$V_{\max} = 7627.4991 \text{ Kg}$$

Cortante del concreto:

Dónde: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 30 \text{ cm}$ $d = 39 \text{ cm}$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 8996.10272$$

Cortante que resiste el concreto:

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_c = 7638.18731 \text{ Kg}$$

*Verificamos si:

$$V_{\max} > \phi V_c$$

$$7627.4991 > 7638.1873 \text{ Kg} \quad \text{“No necesita refuerzo por corte”}$$

Nota: Por proceso constructivo se considera la misma distribución de estribos en el tramo 3-4 del eje B-B.

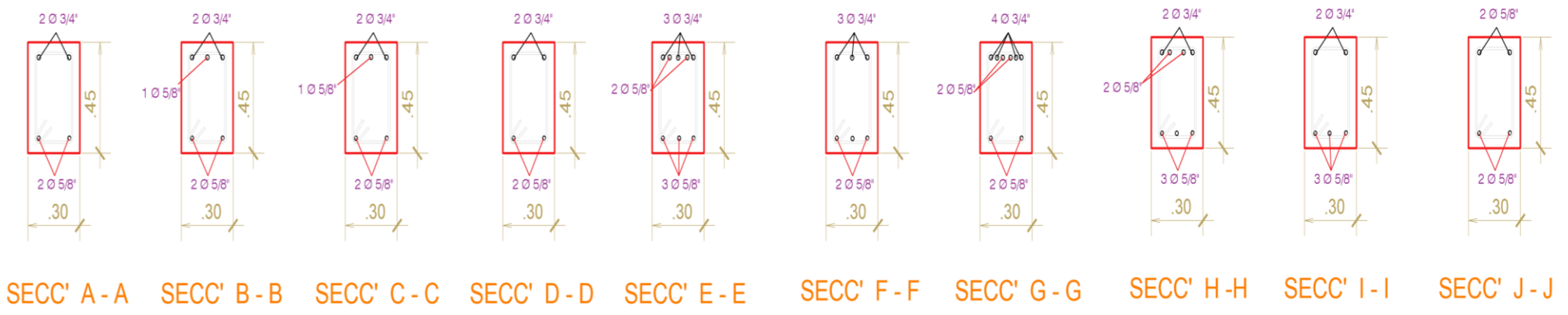
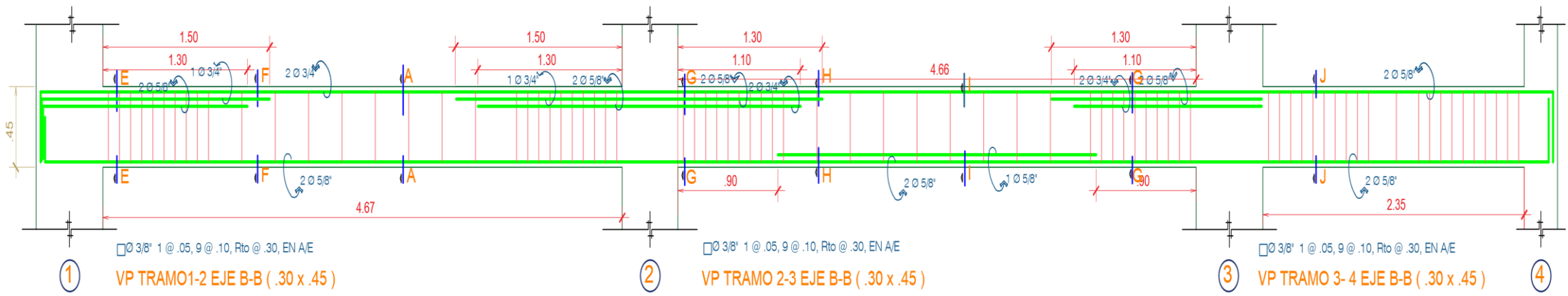


Figura 97: Detalle completo de la viga eje B-B.

B) Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se tendrá en cuenta que el sistema estructural de la edificación es Dual Tipo II, por tal motivo que el diseño tendrá algunas limitaciones diferentes al de un diseño Dual Tipo I.

Diseño por flexo-compresión:

Para poder realizar un buen diseño de columnas se necesita de cargas axiales y momentos flectores (flexocompresión). Para poder diferenciar una columna de una viga se debe verificar el comportamiento, esta se verifica con la carga axial actuante: si $P_u < 0.1f'_c (A_g)$, si la carga es menor se diseñara como viga y si es mayor como columna.

El diseño se realiza mediante combinaciones de carga, donde se calcula tentativamente la sección de los aceros, de tal forma que lo menos y las cargas axiales (M_u ; P_u), se encuentren dentro del diagrama de iteración.

Según la Norma E.060 la cuantía mínima para el acero longitudinal debe ser 1% de toda la sección total del concreto y una cuantía máxima de 6%.

Diseño por corte:

La resistencia de corte en columnas se manifiesta con el aporte del concreto y acero de refuerzo que vienen hacer los estribos y se calcula:

$$\phi V_c + \phi V_n \geq V_u$$

La fuerza cortante ultima de diseño, se efectuara con los criterios del diseño por capacidad ya que son elementos que resisten un evento sísmico.

$$V_u = \frac{1.25M_{n1} + 1.25M_{n2}}{h}$$

La resistencia al corte se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g}\right)$$

Sabemos que:

“ N_u : Representa la carga axial ultima

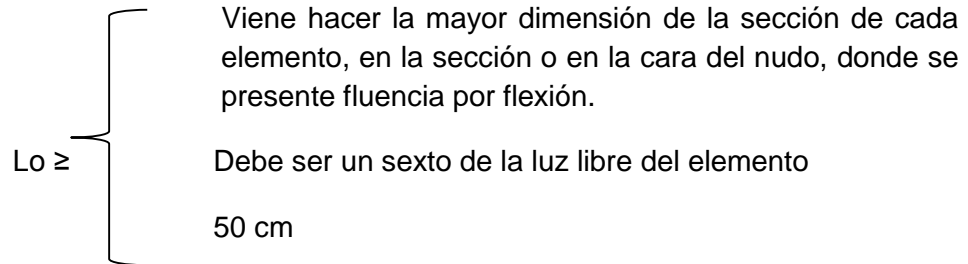
A_g : Representa el área bruta o total de la sección

La resistencia del acero de refuerzo (estribo) se calculara:

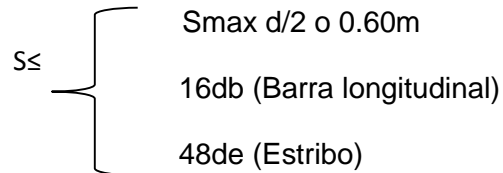
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Para un sistema Dual Tipo II se tendrá que proveer una ductilidad adecuada se debe confinar según a Norma E.060.:

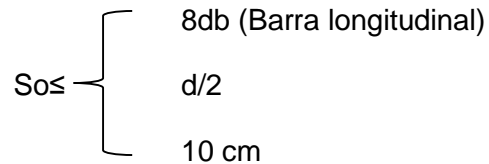
ZONA DE CONFINAMIENTO



ZONA CENTRAL



ESPACIAMIENTO DE REFUERZO (S_o)



B.1 Columna circular 2-B:

Diseño de la columna central 2-B de diámetro de 25 cm. En la siguiente imagen se muestra el armado propuesto para dicha columna, cuenta con diez varillas de diámetro de 3/4”.

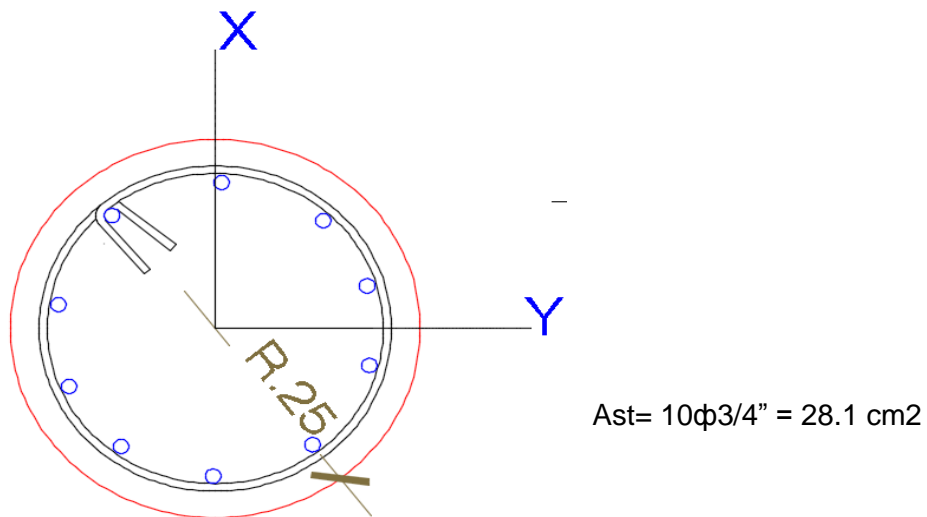


Figura 98: Columna circular 2-B

Para el diseño de columnas , empezamos tanteando el area de acero en la columna colocando asi 10 Φ 3/4" , para lo cual tenemos los siguientes datos :

Column Forces										
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PISO 1	C60	8	Dead	0	-94.3575	1.2888	0.1577	0.0057	0.1995	1.4549
PISO 1	C60	8	Live	0	-21.6252	0.3968	0.0277	0.0022	0.0324	0.4463
PISO 1	C60	8	SISMO XX Max	0	0.4238	3.2937	3.097	0.2844	7.7184	9.5777
PISO 1	C60	8	SISMO YY Max	0	1.0069	3.6399	8.7106	0.3382	21.3747	10.0801

Figura 99: Datos proporcionados del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 2-B.

Fuente: Programa Etabs

Tomamos los valores de cargas y momentos que nos proporciona el programa ETABS, el cual nos sirve para dibujar el diagrama de interacción.

Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
Dead	0	-94.3575	1.2888	0.1577	0.0057	0.1995	1.4549
Live	0	-21.6252	0.3968	0.0277	0.0022	0.0324	0.4463
SISMO XX Max	0	0.4238	3.2937	3.097	0.2844	7.7184	9.5777
SISMO YY Max	0	1.0069	3.6399	8.7106	0.3382	21.3747	10.0801

Tabla 43: Carga axial , cortantes y momentos de la columna 2-B.

Combinaciones de carga (X): Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33), para un sismo en la dirección X.

SISMO XX				
COMBINACION	COMBO	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	55.67605	-1.72323	0.03565
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	51.718675	0.70835	2
	1.25(CM+CV)-CSXX	51.718675	-3.60485	-1.944
	0.9CM+CSXX	32.06352	1.41743	1.97929
	0.9CM-CSXX	24.32292	-2.89577	-1.96471
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	51.718675	-0.70835	-2
	1.25(CM+CV)-CSXX	51.718675	3.60485	1.944
	0.9CM+CSXX	32.06352	-1.41743	-1.97929
	0.9CM-CSXX	24.32292	2.89577	1.96471

Tabla 44: Combinaciones de carga en la direccion X

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 44 se procede a insertar en el diagrama de interacción, donde se puede observar que los puntos de (Pu, M33) y también (Pu, M22) se encuentran dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

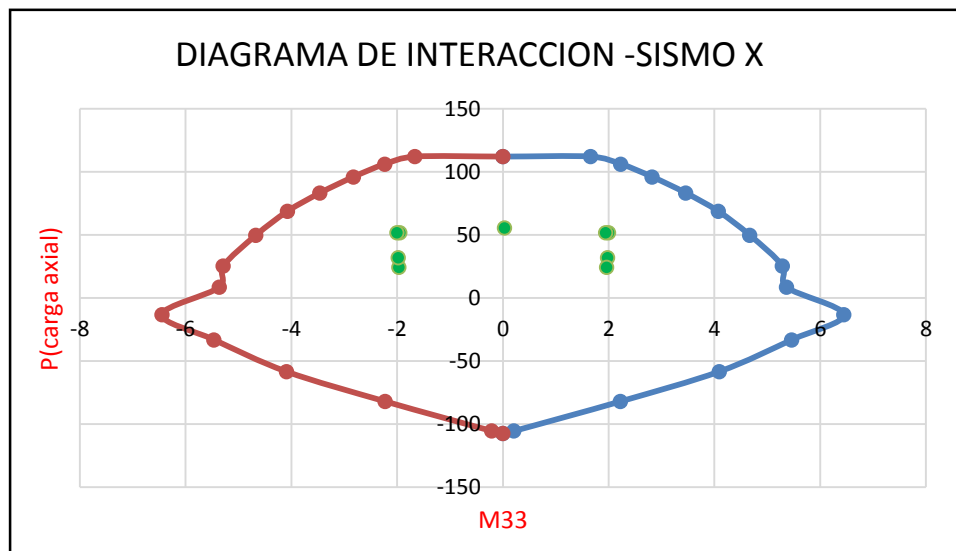


Figura 100: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)

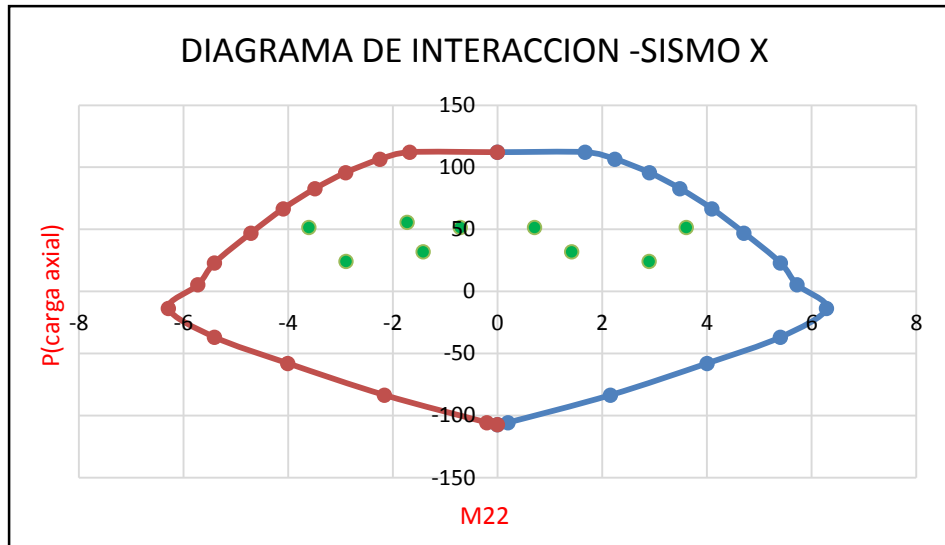


Figura 101: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22)

Combinaciones de carga (Y): Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33), para un sismo en la dirección Y.

SISMO YY				
COMBINACION	COMBO	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	55.67605	-1.72323	0.03565
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	52.144575	1.40225	2.6249
	1.25(CM+CV)-CSYY	52.144575	-4.29875	-2.5689
	0.9CM+CSYY	32.48942	2.11133	2.60419
	0.9CM-CSYY	23.89702	-3.58967	-2.58961
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	52.144575	-1.40225	-2.6249
	1.25(CM+CV)-CSYY	52.144575	4.29875	2.5689
	0.9CM+CSYY	32.48942	-2.11133	-2.60419
	0.9CM-CSYY	23.89702	3.58967	2.58961

Tabla 45: Combinaciones de carga en la dirección Y.

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 45 se procede a insertar en el diagrama de iteración, donde se puede observar que los puntos de (Pu, M33) y también (Pu, M22) se encuentran dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

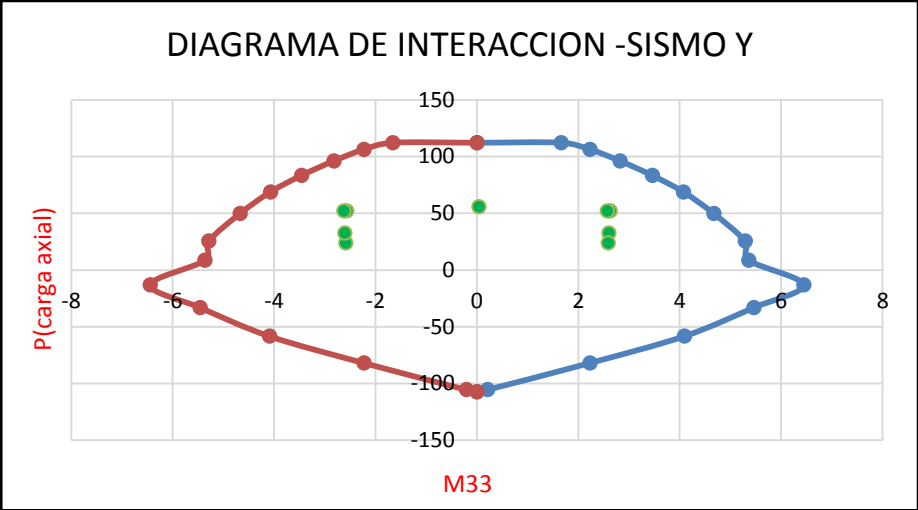


Figura 102: Diagrama de interaccion de las combinaciones (Pu,M33)

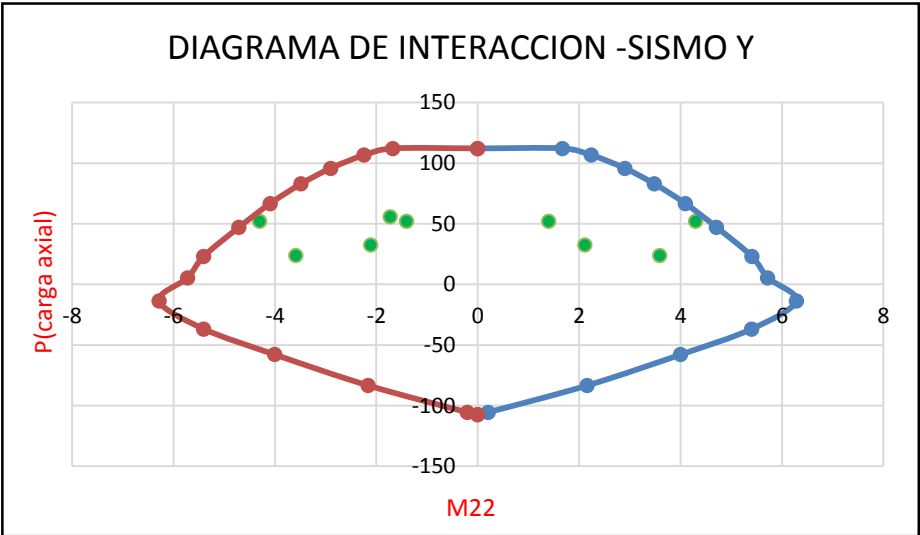


Figura 103: Diagrama de interaccion de las combinaciones (Pu,M22)

Diseño por corte: El diseño de corte se realizó mediante El Reglamento Nacional de Edificaciones específicamente en la Norma E.060, donde nos proporcionan los criterios a utilizar para un diseño de columnas de un sistemas estructural Dual Tipo II ,estribos en columnas:

ACERO	db
Long. $\Phi \frac{3}{4}$	1.91 cm
Estribos $\Phi \frac{3}{8}$	0.95cm

Tabla 46: Diametro de barras de los aceros .

Por capacidad:

COMBINACION	Pu(Ton)	Φ	Pn(Ton)	Mn(ton*m)	Mpr(ton* m)	Vpr(ton)	Vc(ton)	Vs(ton)	S(cm)
1.4CM+1.7CV	169.94	0.7	242.77	0.329	0.412	0.226	55.34	-55.07	-51.98
1.25(CM+CV)+ CS	148.53	0.7	212.18	13.28	16.60	9.123	55.33	-44.59	-64.18
1.25(CM+CV)- CS	143.27	0.7	204.68	12.71	15.89	8.730	55.33	-45.06	-63.53
0.9CM+CS	88.08	0.7	125.84	13.17	16.47	9.047	55.32	-44.67	-64.08
0.9CM-CS	82.83	0.7	118.33	12.82	16.03	8.806	55.32	-44.96	-63.68

Tabla 47: Espaciamiento de estribos en la columna 2-B.

Se observa en la tabla N° 47 que el concreto por si solo soporta fuerzas cortantes, por tal motivo se colocara la cantidad mínima de estribos como menciona la Norma E.060 de Concreto Armado.

a) Espaciamiento de refuerzo transversal dentro del nudo:

$$S_{max}=15$$

b) Espaciamiento de refuerzo transversal en zona de confinamiento:

$$\text{❖ } S_o \leq \frac{\text{dimension minima del elemeto}}{3}$$

$$S_o \leq \frac{60cm}{3} = 20cm$$

$$\text{❖ } S_o \leq 6(\text{ diámetro de refuerzo longitudinal})$$

$$S_o \leq 6(2.54) = 15.24 \text{ cm}$$

$$S_o \text{ max} = 10cm$$

c) Longitud en la zona de confinamiento:

$$\text{❖ } L_o \geq \frac{h_n}{6}$$

$$L_o \text{ min} = \frac{319}{6} = 53.17 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } L_o \geq B_{max} \text{ (peralte máximo)}$$

$$L_o \text{ min} = 54 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } L_o \geq 50 \text{ cm}$$

$$L_o \text{ min} = 50cm$$

Detallado de columna

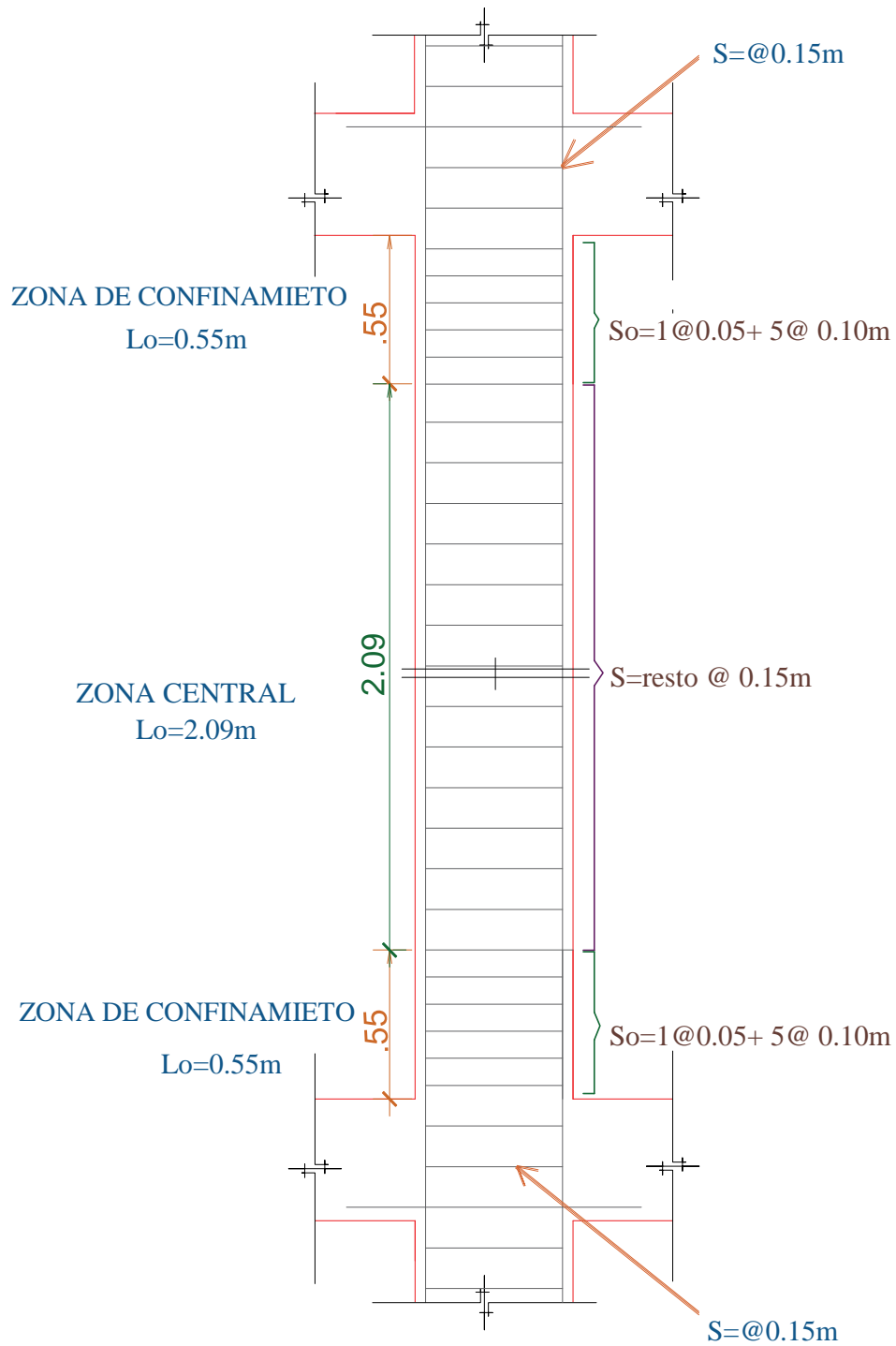
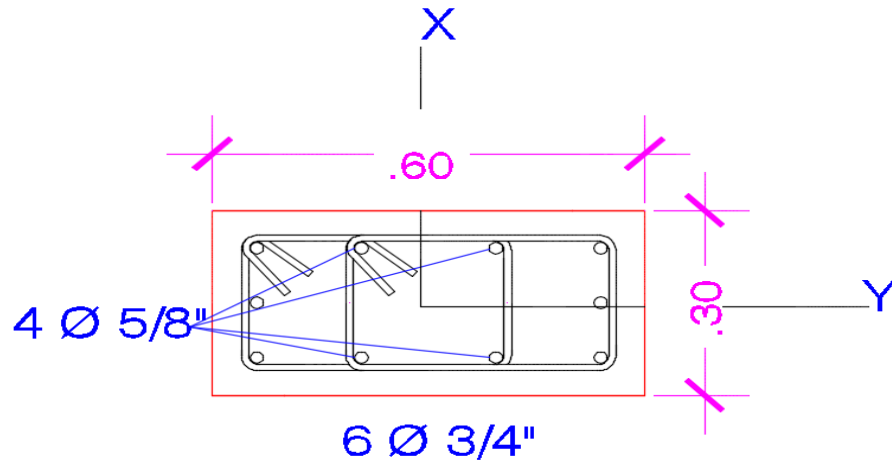


Figura 104: Detalle de estribos en la columna 2-B

B.2 COLUMNA 1-C:

Se presenta el diseño de la columna 1-C (60X30cm). En la siguiente imagen se muestra el armado propuesto para dicha columna, cuenta con cuatro varillas de 5/8 "y 6 de 3/4 "



$$A_{st} = 4\phi 5/8" + 6 \phi 3/4" = 25.04 \text{ cm}^2$$

Figura 105: Columna 1-C

Para el diseño de columnas , empezamos tanteando el area de acero en la columna colocando asi $6\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$, para lo cual tenemos los siguientes datos :

Column Forces													
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Element	Element Stat m	
PISO 1	C3	155	Dead	0	-25.3394	0.1408	-0.0281	0.0029	-0.0236	0.1952	155	0	
PISO 1	C3	155	Live	0	-4.6315	0.0113	-0.0073	0.0012	-0.0057	0.0332	155	0	
PISO 1	C3	155	SISMO XX Max	0	40.1781	4.8549	0.5412	0.2092	1.8859	12.9977	155	0	
PISO 1	C3	155	SISMO YY Max	0	38.3199	4.3007	0.6048	0.1732	2.3058	11.5668	155	0	

Figura 106: Datos proporcionados del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 1-C.

Tomamos los valores de cargas y momentos que nos proporciona el programa ETABS, el cual nos sirve para dibujar el diagrama de interacción.

Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
Dead	0	-25.3394	0.1408	-0.0281	0.0029	-0.0236	0.1952
Live	0	-4.6315	0.0113	-0.0073	0.0012	-0.0057	0.0332
SISMO XX Max	0	40.1781	4.8549	0.5412	0.2092	1.8859	12.9977
SISMO YY Max	0	38.3199	4.3007	0.6048	0.1732	2.3058	11.5668

Tabla 48: Datos proporcionados del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 1-C.

Combinaciones de carga (X): Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33), para un sismo en la dirección X.

SISMO XX				
COMBINACION	COMBO	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	43.34871	-0.04273	0.32972
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	77.641725	1.849275	13.2832
	1.25(CM+CV)-CSXX	-2.714475	-1.922525	-12.7122
	0.9CM+CSXX	62.98356	1.86466	13.17338
	0.9CM-CSXX	-17.37264	-1.90714	-12.82202
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	77.641725	-1.849275	-13.2832
	1.25(CM+CV)-CSXX	-2.714475	1.922525	12.7122
	0.9CM+CSXX	62.98356	-1.86466	-13.17338
	0.9CM-CSXX	-17.37264	1.90714	12.82202

Tabla 49: Combinaciones de carga en la dirección X

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 49 se procede a insertar en el diagrama de interacción, donde se puede observar que los puntos de (Pu, M33) y también (Pu, M22) se encuentran dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

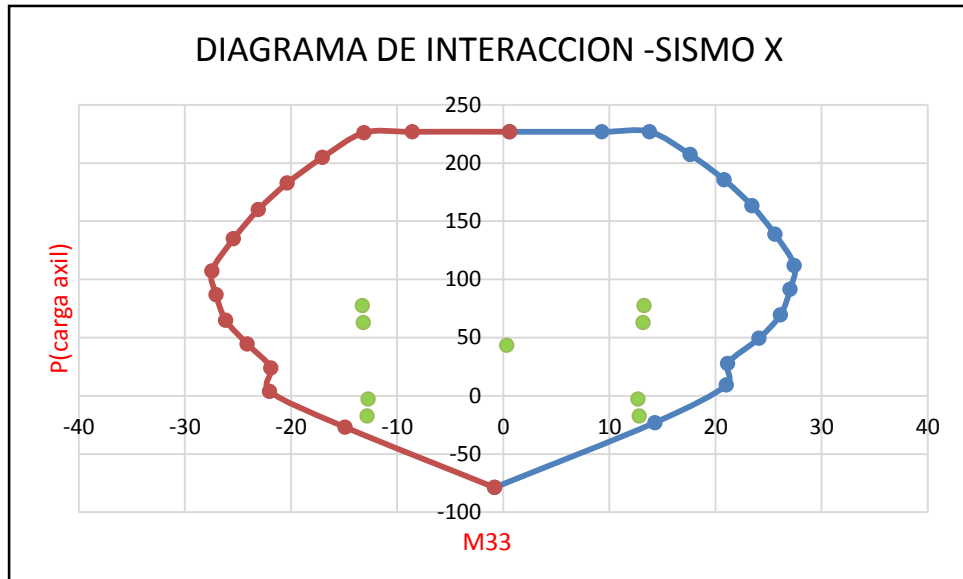


Figura 107: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M33)

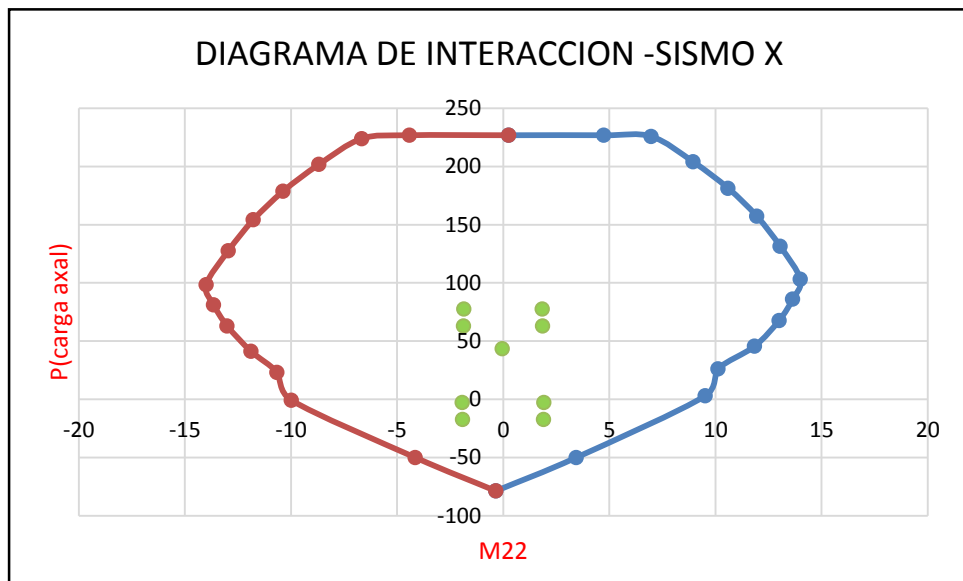


Figura 108: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M22)

Combinaciones de carga (Y): Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33), para un sismo en la dirección Y.

SISMO YY				
COMBINACION	COMBO	P	M2	M3
		1.4CM+1.7CV	43.34871	-0.04273
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	75.783525	2.269175	11.8523
	1.25(CM+CV)-CSYY	-0.856275	-2.342425	-11.2813
	0.9CM+CSYY	61.12536	2.28456	11.74248
	0.9CM-CSYY	-15.51444	-2.32704	-11.39112
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	75.783525	-2.269175	-11.8523
	1.25(CM+CV)-CSYY	-0.856275	2.342425	11.2813
	0.9CM+CSYY	61.12536	-2.28456	-11.74248
	0.9CM-CSYY	-15.51444	2.32704	11.39112

Tabla 50: Combinaciones de carga en la direccion Y.

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 50 se procede a insertar en el diagrama de iteración, donde se puede observar que los puntos de (Pu, M33) y también (Pu, M22) se encuentran dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

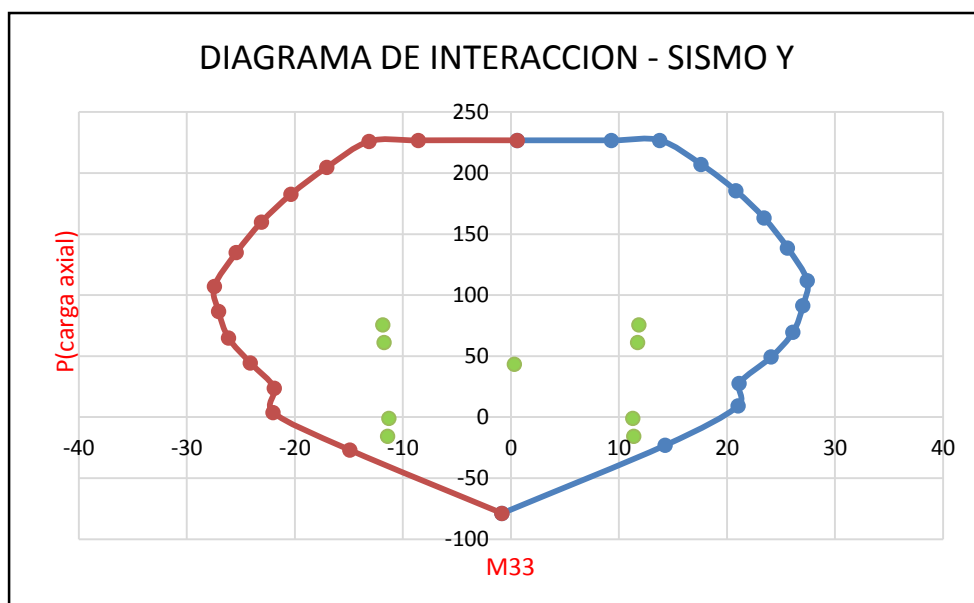


Figura 109: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)

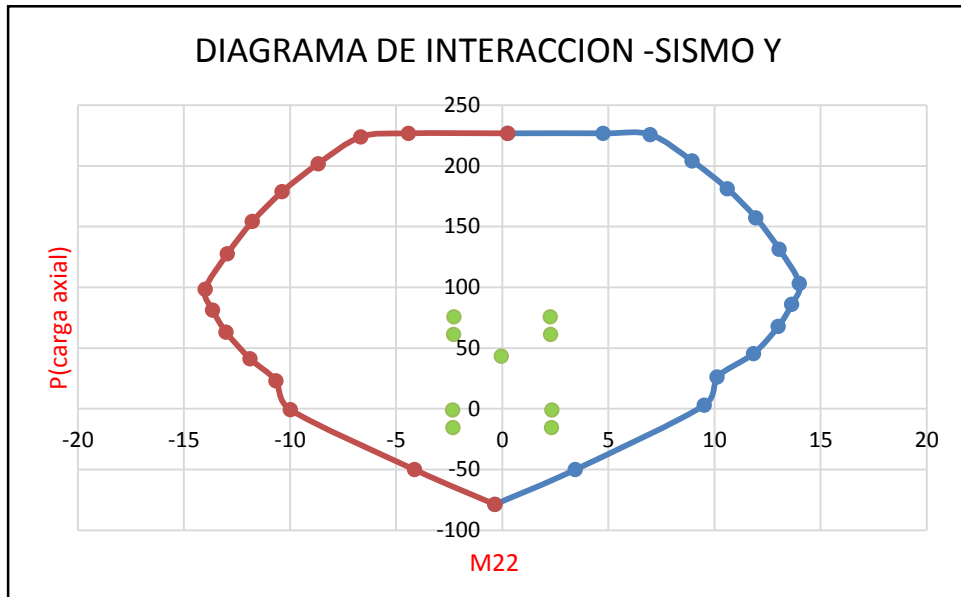
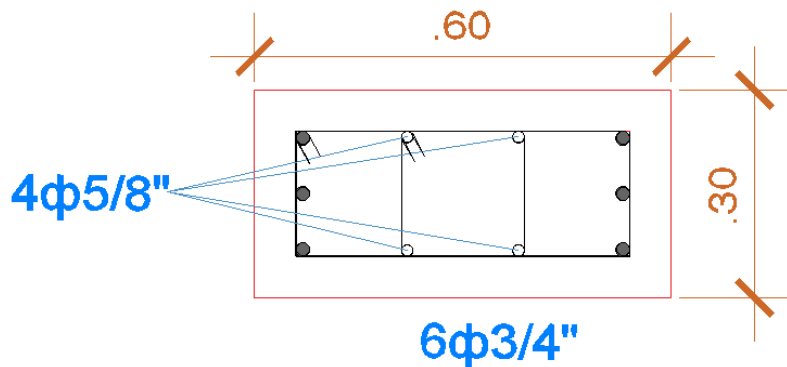


Figura 110: Diagrama de interaccion de las combinaciones (Pu,M22)

B.3 COMPROBACION MANUAL DE LA COLUMNA 1-C



Datos:

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \epsilon_y = 0.0021 \quad \epsilon_c = 0.003$$

Calculando el área de acero:

$$A_{st} = 4\phi 5/8" + 6\phi 3/4" \quad A_{st} = 25.04 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía:

$$P = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$P = \frac{25.04}{1800} = 0.01391 = 1.391\%$$

PUNTO 1: COMPRESION PURA

$$P_o = 0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y$$

$$P_o = 0.85 \cdot 210 \cdot (1800 - 25.04) + (25.04 \cdot 4200)$$

$$P_o = 421.998 \text{ Ton.}$$

$$\text{Entonces: } P_o (0; 422 \text{ Ton}) \quad \Phi = 0.7$$

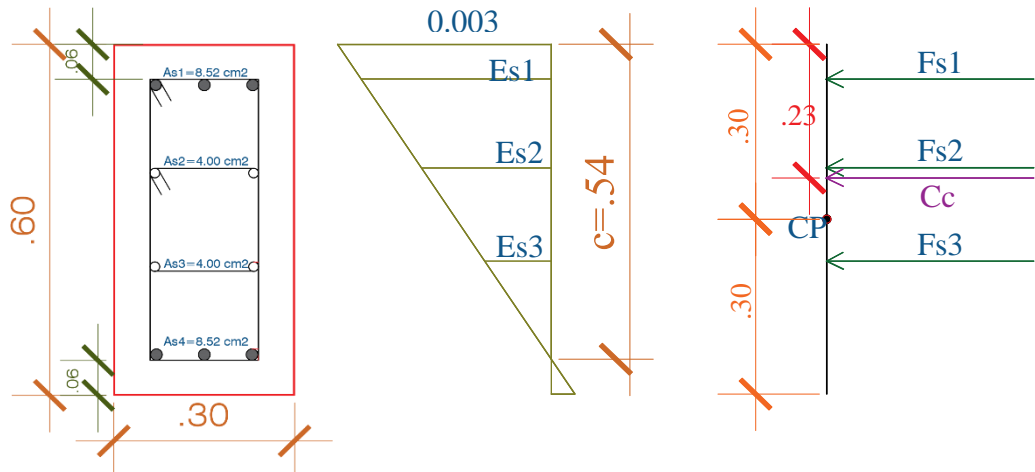
$$P_{\text{trans}} = \frac{0.1}{0.7} f_c \cdot A_g$$

$$P_{\text{trans}} = 54 \text{ Ton.}$$

PUNTO 2: FISURACION INCIPIENTE

$$\text{Datos: } c = 54 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 \cdot 54 = 45.9$$



Calculo de las deformaciones unitarias y fuerzas:

$\epsilon_{s1} = 0.002666$	Fluye	$f_{s1} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$A_{s1} = 8.52 \text{ cm}^2$	$F_{s1} = 35.78 \text{ Ton}$
$\epsilon_{s2} = 0.001777$	No fluye	$f_{s2} = 3555.55 \text{ Kg/cm}^2$	$A_{s2} = 4 \text{ cm}^2$	$F_{s2} = 14.22 \text{ Ton}$
$\epsilon_{s3} = 0.000888$	No fluye	$f_{s3} = 1777.78 \text{ Kg/cm}^2$	$A_{s3} = 4 \text{ cm}^2$	$F_{s3} = 7.11 \text{ Ton}$

Calculo de las fuerzas de Compresión en el concreto (Cc):

$$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$C_c = 0.85 \cdot 210 \cdot 60 \cdot 45.9$$

$$C_c = 491.589 \text{ Ton}$$

Calculo de la Carga Axial y Momento (P_n y M_n):

$$P_n = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + C_c$$

$$P_n = 548.71 \text{ Ton}$$

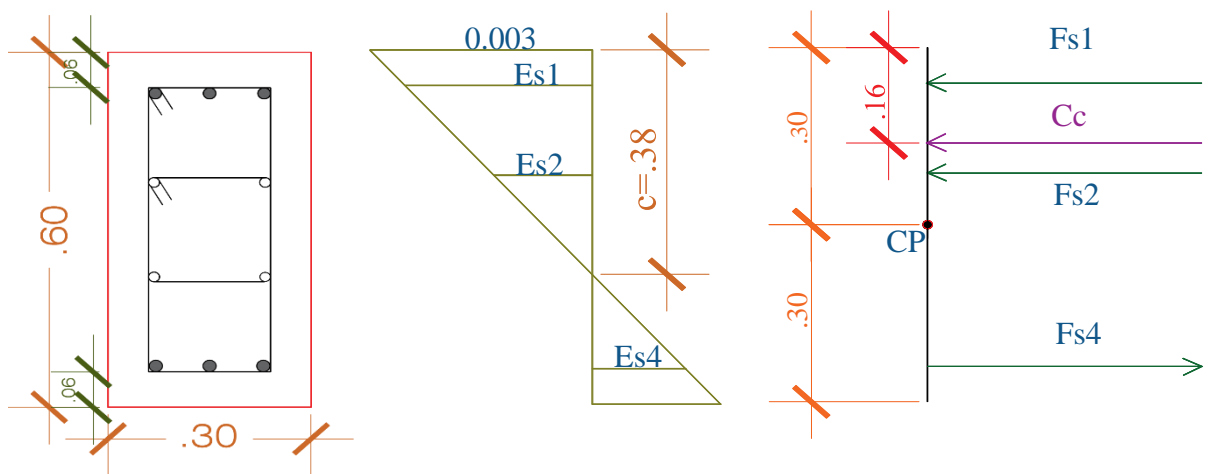
$$M_n = (35.78 * 24) + (14.22 * 8) + (491.59 * 7.05) + (7.11 * 8)$$

$$M_n = 44.95 \text{ Ton}$$

PUNTO 3:

$$\text{Datos: } c = 38 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * 38 = 32.3$$



Calculo de las deformaciones unitarias y fuerzas:

$\epsilon_{s1} = 0.002526$	Fluye	$f_{s1} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$A_{s1} = 8.52 \text{ cm}^2$	$F_{s1} = 35.78 \text{ Ton}$
$\epsilon_{s2} = 0.001263$	No fluye	$f_{s2} = 2526.32 \text{ Kg/cm}^2$	$A_{s2} = 4 \text{ cm}^2$	$F_{s2} = 10.11 \text{ Ton}$
$\epsilon_{s4} = 0.001263$	No fluye	$f_{s3} = 2526.32 \text{ Kg/cm}^2$	$A_{s3} = 4 \text{ cm}^2$	$F_{s3} = 21.52 \text{ Ton}$

Calculo de las fuerzas de Compresión en el concreto (Cc):

$$C_c = 0.85 * f_c * b * a$$

$$C_c = 0.85 * 210 * 60 * 32.3$$

$$C_c = 345.93 \text{ Ton}$$

Calculo de la Carga Axial y Momento (P_n y M_n):

$$P_n = F_{s1} + F_{s2} + C_c - F_{s4}$$

$$P_n = 370.30 \text{ Ton}$$

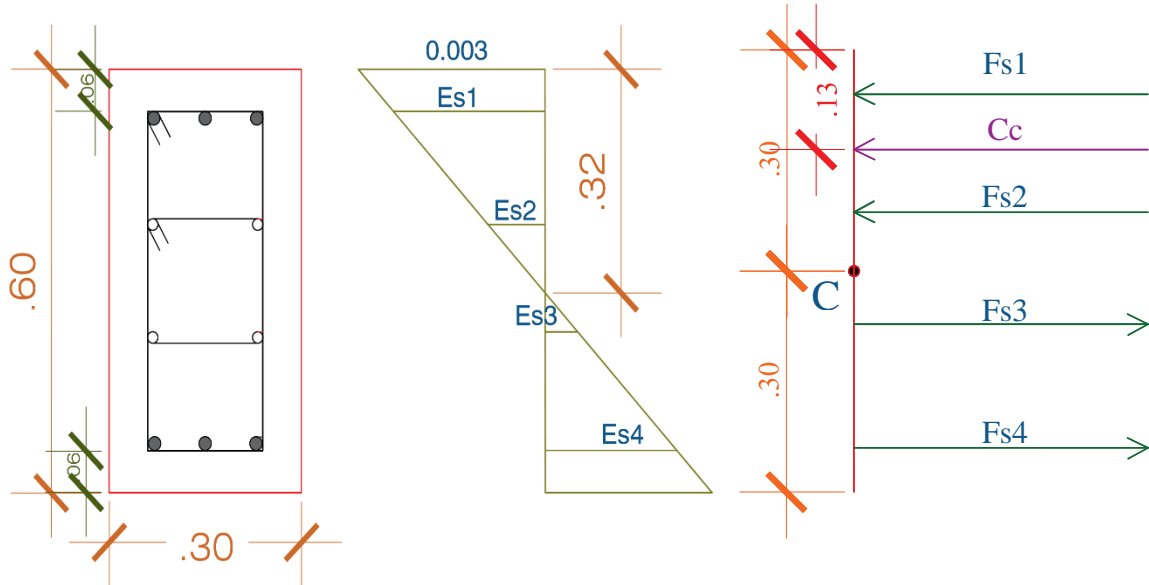
$$M_n = (35.78 * 24) + (10.11 * 8) + (345.93 * 13.85) + (21.52 * 24)$$

Mn=62.47 Ton

PUNTO 4: FALLA BALANCEADA

c=31.76cm

a=0.85*31.76=26.996



Calculo de las fuerzas de Compresión en el concreto (Cc):

Es1=0.002433	Fluye	fs1=4200 Kg/cm ²	As1=8.52cm ²	Fs1=35.78 Ton
Es2=0.000921	No fluye	fs2=1843.83 Kg/cm ²	As2=4 cm ²	FS2=7.38 Ton
Es3=0.000589	No fluye	fs3=1178.84 Kg/cm ²	As3=4 cm ²	FS3=4.72 Ton
Es4=0.002100	Fluye	fs3=4200 Kg/cm ²	As3=4 cm ²	FS3=35.78 Ton

Calculo de las fuerzas de Compresión en el concreto (Cc):

$$Cc=0.85*fc*b*a$$

$$Cc=0.85*210*60*26.996$$

$$Cc=289.13 \text{ Ton}$$

Calculo de la Carga Axial y Momento (Pn y Mn):

$$Pn=Fs1+Fs2+Cc-Fs3-Fs4$$

$$Pn=291.79 \text{ Ton}$$

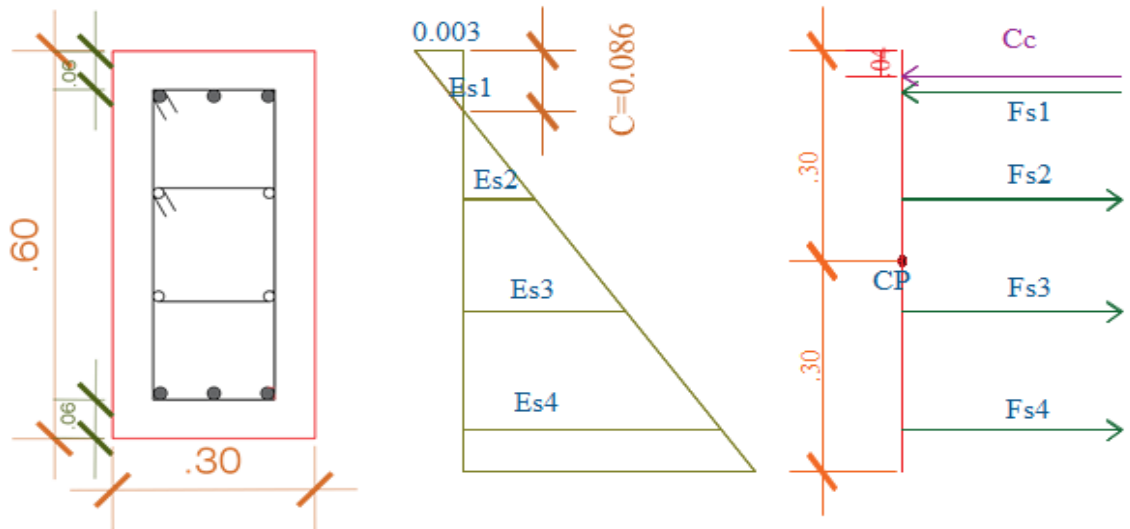
$$Mn= (35.78*24)+ (7.38*8)+ (289.12*16.50)+ (4.72*8)+ (35.78*24)$$

$$Mn=65.85 \text{ Ton}$$

PUNTO 5: CAMBIO DE Φ

$$c=8.664\text{cm}$$

$$a=0.85*8.664=7.364$$



Calculo de las fuerzas de Compresión en el concreto (Cc):

Es1=0.000921	No fluye	fs1=1842.96 Kg/cm ²	As1=8.52cm ²	Fs1=15.70 Ton
Es2=0.004621	Fluye	fs2=4200 Kg/cm ²	As2=4 cm ²	FS2=16.80 Ton
Es3=0.010164	Fluye	fs3=4200 Kg/cm ²	As3=4 cm ²	FS3=16.80 Ton
Es4=0.015706	Fluye	fs3=4200 Kg/cm ²	As3=4 cm ²	FS3=35.78 Ton

Calculo de las fuerzas de Compresión en el concreto (Cc):

$$C_c=0.85*f_c*b*a$$

$$C_c=0.85*210*60*7.364$$

$$C_c=78.868 \text{ Ton}$$

Hallando Pn y Mn:

$$P_n=C_c+F_{s1}-F_{s2}-F_{s3}-F_{s4}$$

$$P_n=25.19 \text{ Ton}$$

$$M_n=(78.86844*26.318)+(15.70*24)+(16.80*8)+(35.78*24)-(16.80*8)$$

$$M_n=33.11 \text{ Ton}$$

Hallando Φ :

$$0.9 - 0.2 \frac{P_n}{P_{trans}}$$

$$\Phi = 0.81$$

PUNTO 6: TRACCION PURA

$$T_o = A_{st} \cdot f'_y$$

$$T_o = 25.04 \cdot 4200$$

$$T_o = 105.168 \text{ Ton.}$$

Entonces: P_o (0 Ton; 105.17 Ton) $\Phi = 0.9$

Resultados:

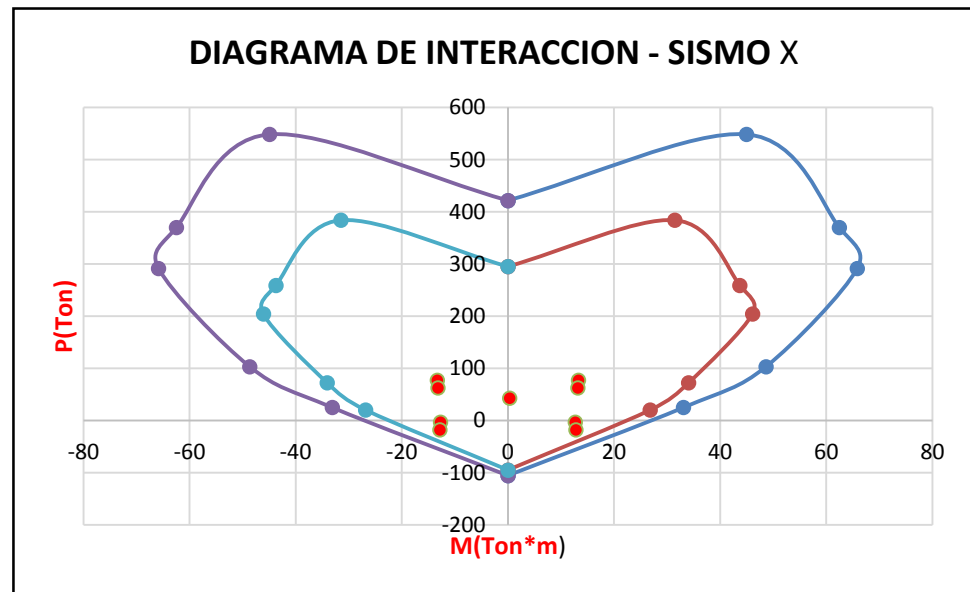
PUNTOS	Mn(Ton*m)	Pn (Ton)	Φ	Mu(Ton*m)	Pu(Ton)
P1	0	422.00	0.7	0	295.40
P2	44.95	548.71	0.7	31.74	384.09
P3	62.47	370.30	0.7	43.73	259.21
P4	65.85	291.79	0.7	46.09	204.25
P5	48.66	103.44	0.7	34.06	72.41
P5-a	33.11	25.19	0.81	26.82	20.40
P6	0	-105.17	0.9	0	-94.65

Tabla 51: .Resulatdo de Mu, Pu obtenidas manualmente.

Combinaciones de Carga en la dirección X:

COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M(Ton*m)
	1.4CM+1.7CV	43.34871	0.32972
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	77.641725	13.2832
	1.25(CM+CV)-CSXX	-2.714475	-12.7122
	0.9CM+CSXX	62.98356	13.17338
	0.9CM-CSXX	-17.37264	-12.82202
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	77.641725	-13.2832
	1.25(CM+CV)-CSXX	-2.714475	12.7122
	0.9CM+CSXX	62.98356	-13.17338
	0.9CM-CSXX	-17.37264	12.82202

Diagrama de Interacción con excentricidad en X.

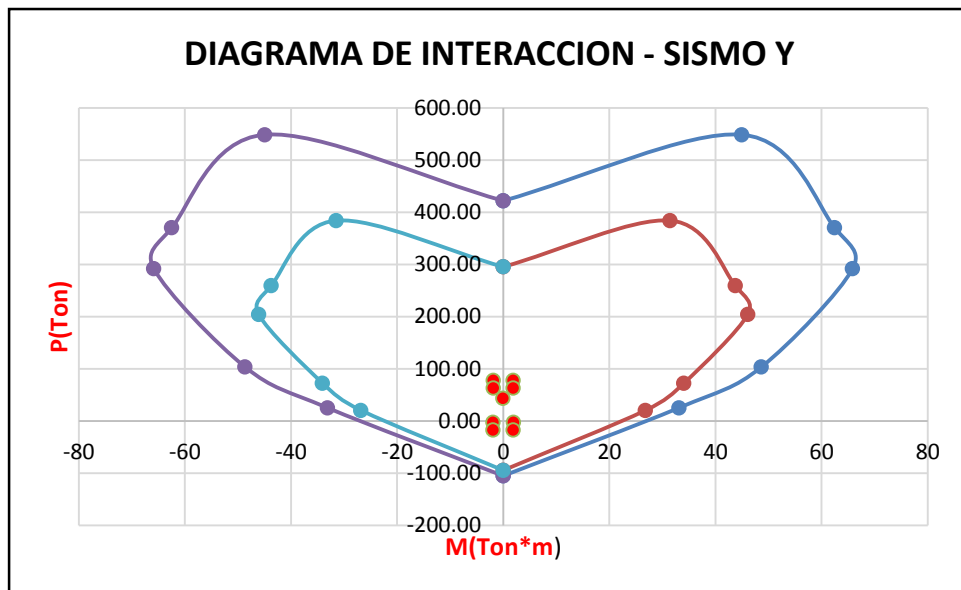


Se observa que las cargas axiales y momentos últimos se encuentran dentro del diagrama de interacción calculada manualmente para la dirección X.

Combinaciones de Carga en la dirección Y:

COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M(Ton*m)
	1.4CM+1.7CV	43.34871	-0.04273
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	77.641725	1.849275
	1.25(CM+CV)-CSXX	-2.714475	-1.922525
	0.9CM+CSXX	62.98356	1.86466
	0.9CM-CSXX	-17.37264	-1.90714
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	77.641725	-1.849275
	1.25(CM+CV)-CSXX	-2.714475	1.922525
	0.9CM+CSXX	62.98356	-1.86466
	0.9CM-CSXX	-17.37264	1.90714

Diagrama de Interacción con excentricidad en Y.



Se observa que las cargas axiales y momentos últimos se encuentran dentro del diagrama de interacción calculada manualmente para la dirección Y.

Obtenido estos resultados, se concluye que el diseño por flexocompresión de la columna 1-C esta óptimamente calculada.

Diseño por corte: El diseño de corte se realizó mediante El Reglamento Nacional de Edificaciones específicamente en la Norma E.060, donde nos proporcionan los criterios a utilizar para un diseño de columnas de un sistemas estructural Dual Tipo II ,estribos en columnas:

ACERO	db
Long. Φ $\frac{3}{4}$	1.91
Estribos Φ $\frac{3}{8}$	0.95cm

Tabla 52: Diametro de barras de los aceros.

Por capacidad:

COMBINACION	Pu(Ton)	ϕ	Pn(Ton)	Mn(ton*m)	Mpr(ton*m)	Vpr(ton)	Vc(ton)	Vs(ton)	S(cm)
1.4CM+1.7CV	43.349	0.7	61.93	0.471	0.589	0.324	55.93	54.93	-52.11
1.25(CM+CV)+CS	77.662	0.7	110.92	18.976	23.72	13.033	-39.98	-39.98	71.60
1.25(CM+CV)-CS	24.466	0.7	34.95	-18.160	-22.70	-12.473	69.98	69.98	-40.91
0.9CM+CS	62.984	0.7	89.98	18.819	23.523	12.925	40.11	40.11	71.38
0.9CM-CS	-40.002	0.7	-57.15	-18.317	-22.896	-12.580		70.09	40.84

Tabla 53: Espaciamiento de estribos en la columna 1-C.

Se observa en la tabla N° 53 que el concreto por si solo soporta fuerzas cortantes, por tal motivo se colocara la cantidad mínima de estribos como menciona la Norma E.060 de Concreto Armado.

a) Espaciamiento de refuerzo transversal dentro del nudo:

$$S_{max}=15$$

b) Espaciamiento de refuerzo transversal en zona de confinamiento:

$$\diamond So \leq \frac{\text{dimension minima del elemeto}}{3}$$

$$So \leq \frac{60cm}{3} = 20cm$$

$$\diamond So \leq 6(\text{diámetro de refuerzo longitudinal})$$

$$So \leq 6(2.54) = 15.24 \text{ cm}$$

$$\mathbf{So \max = 10cm}$$

c) Longitud en la zona de confinamiento:

$$\diamond Lo \geq \frac{hn}{6}$$

$$Lo \text{ min} = \frac{319}{6} = 0.55 \text{ cm}$$

$$\diamond Lo \geq B_{max} (\text{peralte máximo})$$

$$Lo \text{ min} = 54 \text{ cm}$$

$$\diamond Lo \geq 50 \text{ cm}$$

$$Lo \text{ min} = 50cm$$

Detallado de columna

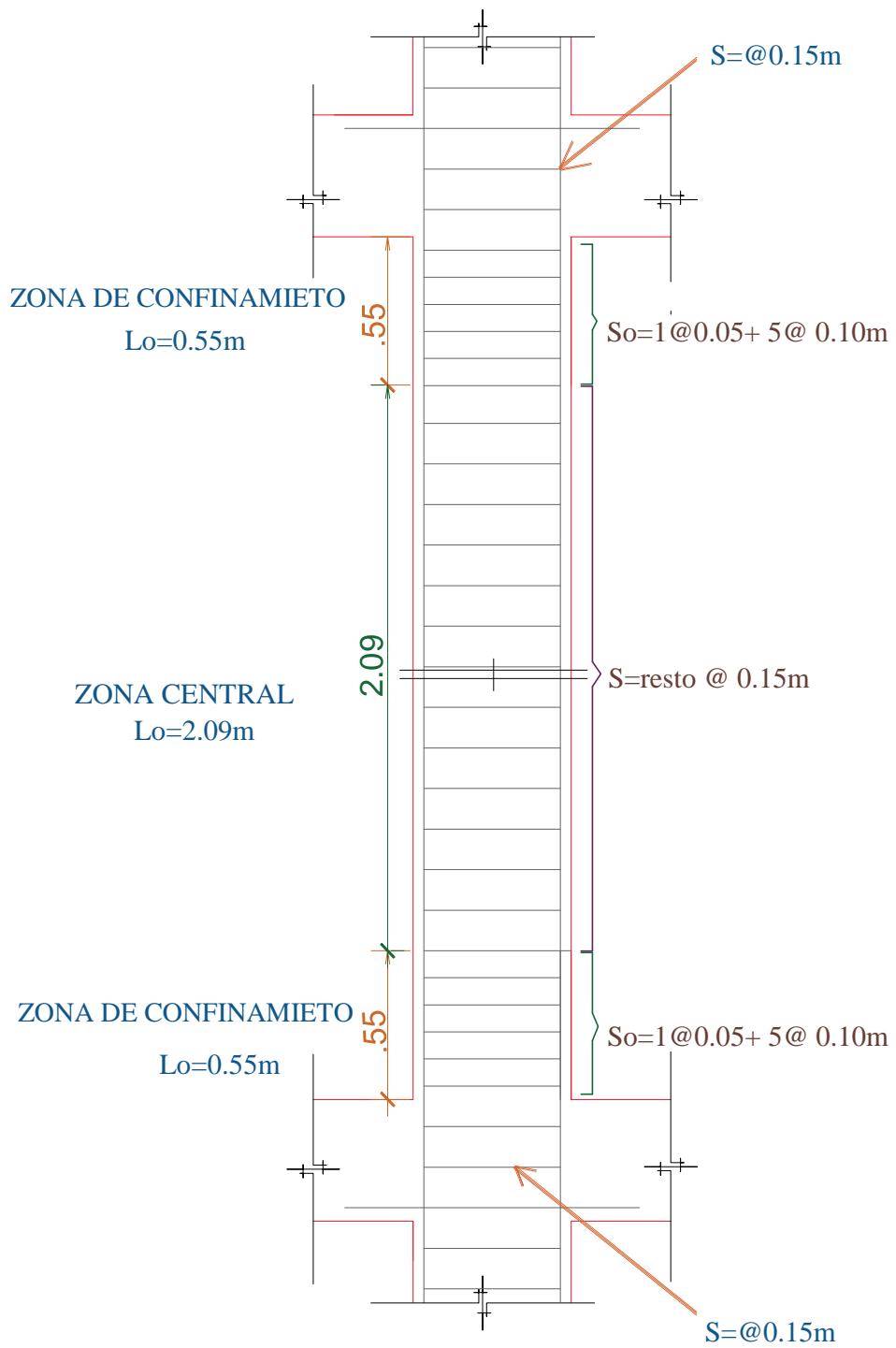


Figura 111: Detalle de estribos en la columna 1-A3

B.4 COLUMNA 1-B

Se presenta el diseño de la columna 1-A3 (30X60cm). En la siguiente imagen se muestra el armado propuesto para dicha columna, cuenta con cuatro varillas de diámetro de 5/8" y seis varillas de 3/4 ".

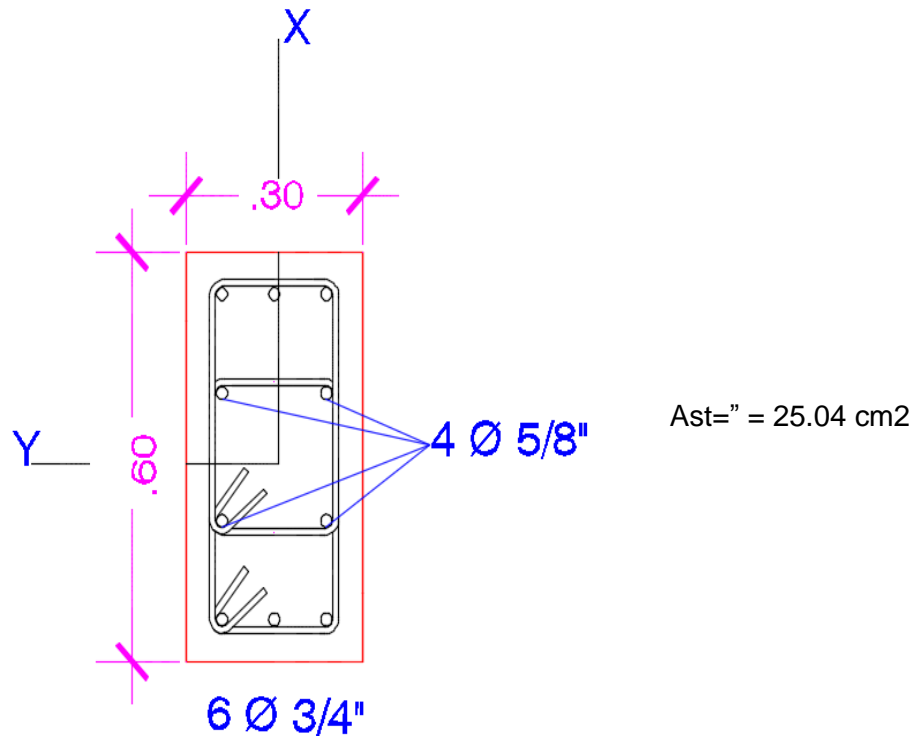


Figura 112: Columna 1-B

Para el diseño de columnas , empezamos tanteando el area de acero en la columna colocando asi $6\Phi 3/4" + 4\Phi 5/8"$, para lo cual tenemos los siguientes datos :

Column Forces													
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Element	Element Stat m	
PISO 1	C5	170	Dead	0	-36.4012	0.0466	-0.7991	0.0029	-0.8888	0.0632	170	0	
PISO 1	C5	170	Live	0	-8.4275	0.0368	-0.3158	0.0012	-0.3548	0.0481	170	0	
PISO 1	C5	170	SISMO XX Max	0	13.6516	3.7154	2.6827	0.2092	7.1018	6.2159	170	0	
PISO 1	C5	170	SISMO YY Max	0	15.8954	3.329	3.4967	0.1732	9.7547	5.5661	170	0	

Figura 113: Datos proporcionados del programa etabs, donde nos muestra la carga axial y momentos actuantes en la columna 1-B.

Tomamos los valores de cargas y momentos que nos proporciona el programa ETABS, el cual nos sirve para dibujar el diagrama de interacción.

Load Case/Combo	Station	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	T(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
Dead	0	-36.4012	0.0466	-0.7991	0.0029	-0.8888	0.0632
Live	0	-8.4275	0.0368	-0.3158	0.0012	-0.3548	0.0481
SISMO XX Max	0	13.6516	3.7154	2.6827	0.0051	7.1018	6.2159
SISMO YY Max	0	15.8954	3.329	3.4967	-0.0129	9.7547	5.5661

Tabla 54: Carga axial, cortantes y momentos de la columna 1-B.

Combinaciones de carga (X): Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33).

SISMO XX				
COMBINACION	COMBO	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	65.28843	-1.84748	0.17025
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	69.687475	5.5473	6.355025
	1.25(CM+CV)-CSXX	42.384275	-8.6563	-6.076775
	0.9CM+CSXX	46.41268	6.30188	6.27278
	0.9CM-CSXX	19.10948	-7.90172	-6.15902
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	69.687475	-5.5473	-6.355025
	1.25(CM+CV)-CSXX	42.384275	8.6563	6.076775
	0.9CM+CSXX	46.41268	-6.30188	-6.27278
	0.9CM-CSXX	19.10948	7.90172	6.15902

Tabla 55: Combinaciones de carga en la direccion X

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 55 se procede a insertar en el diagrama de iteración, donde se puede observar que los puntos de (Pu, M33) y también (Pu, M22) se encuentran dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

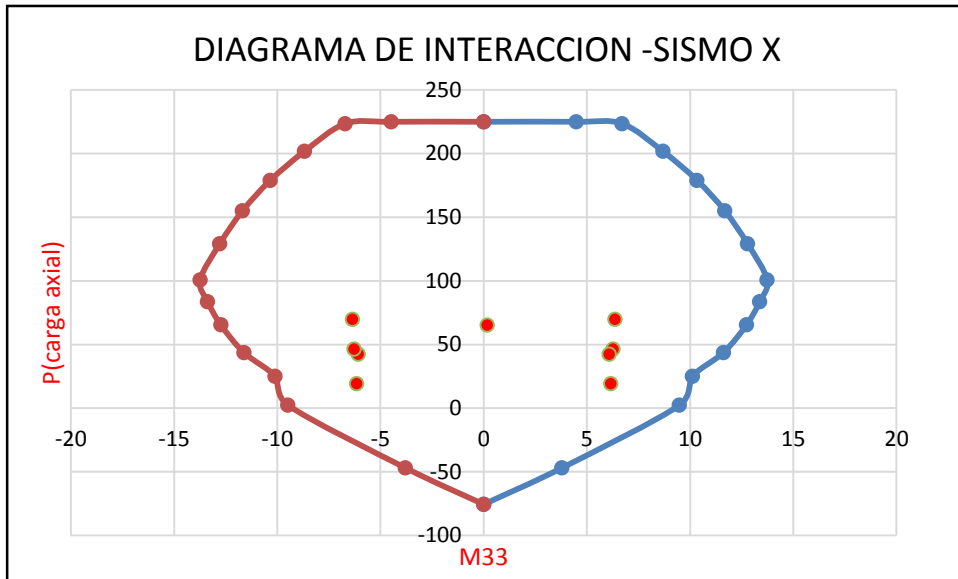


Figura 114: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)

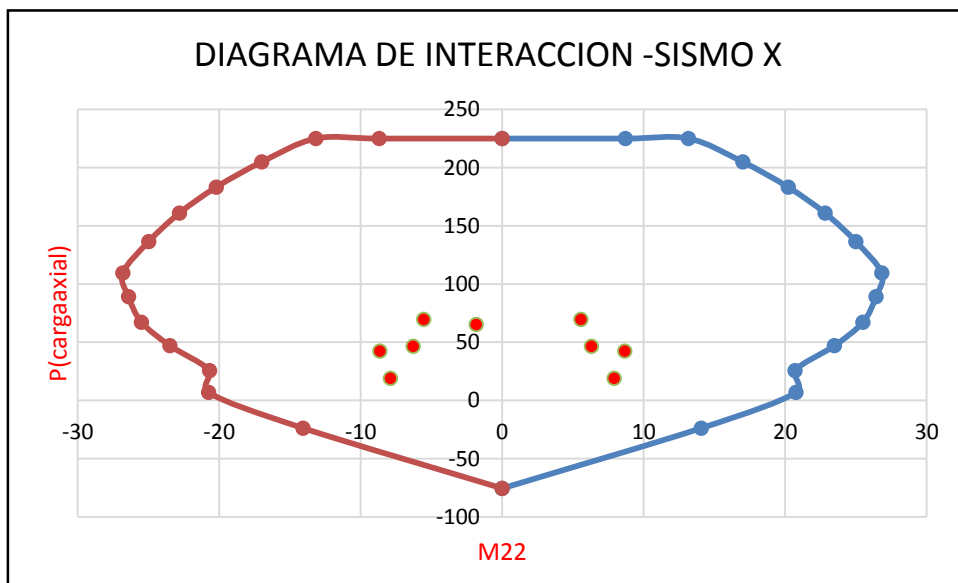


Figura 115: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22)

Combinaciones de carga (Y): Verificamos las combinaciones del sismo en Y, en la Tabla N° 56 se observa las cargas últimas halladas en el primer entrepiso de la estructura.

SISMO YY				
COMBINACION	COMBO	P	M2	M3
		1.4CM+1.7CV	65.28843	-1.84748
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	71.931275	8.2002	5.705225
	1.25(CM+CV)-CSYY	40.140475	-11.3092	-5.426975
	0.9CM+CSYY	48.65648	8.95478	5.62298
	0.9CM-CSYY	16.86568	-10.5546	-5.50922
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	71.931275	-8.2002	-5.705225
	1.25(CM+CV)-CSYY	40.140475	11.3092	5.426975
	0.9CM+CSYY	48.65648	-8.95478	-5.62298
	0.9CM-CSYY	16.86568	10.55462	5.50922

Tabla 56: Combinaciones de carga en la dirección Y

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 56 se procede a insertar en el diagrama de interacción, donde se puede observar que los puntos de (Pu, M33) y también (Pu, M22) se encuentran dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

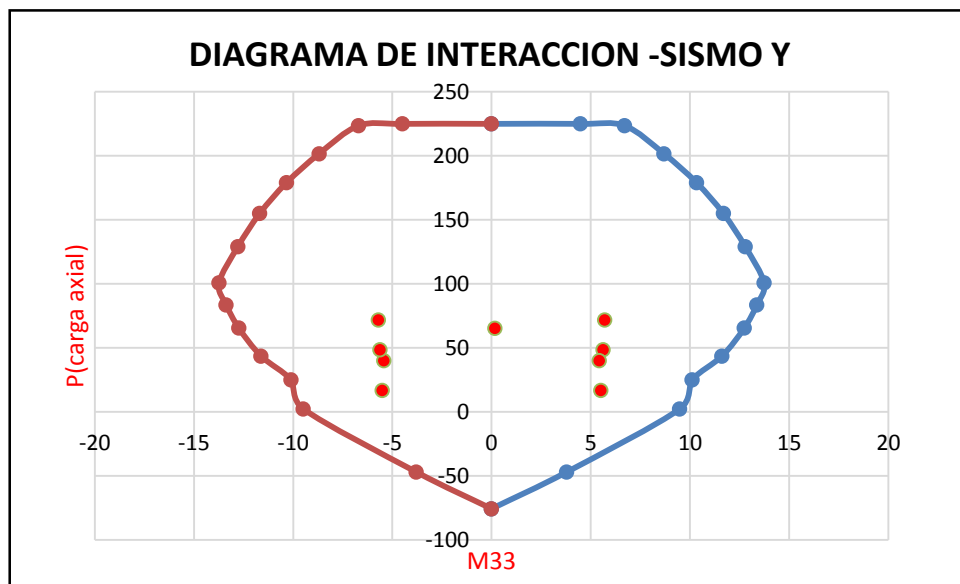


Figura 116: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33)

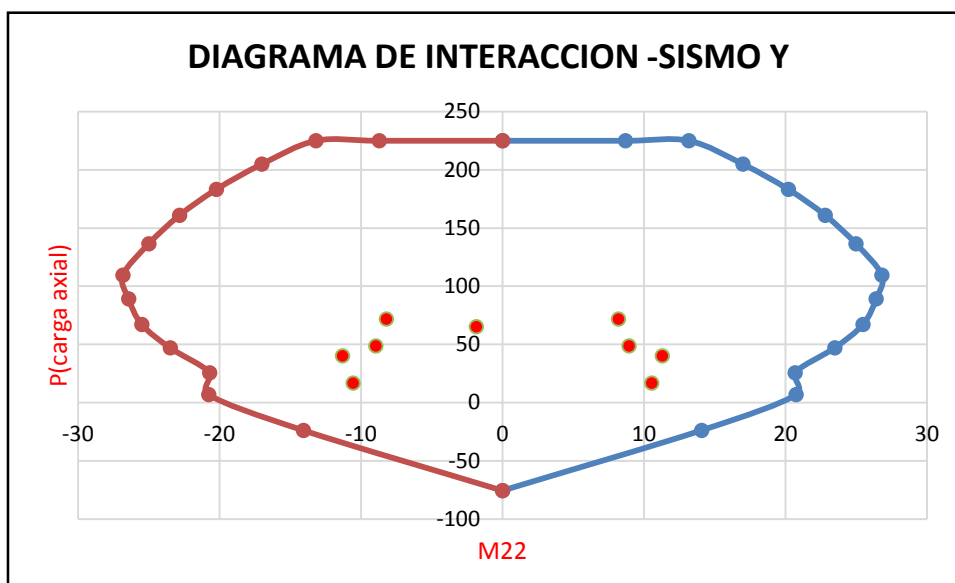


Figura 117: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu,M22)

Diseño por corte: El diseño de corte se realizó mediante El Reglamento Nacional de Edificaciones específicamente en la Norma E.060, donde nos proporcionan los criterios a utilizar para un diseño de columnas de un sistemas estructural Dual Tipo II ,estribos en columnas:

ACERO	db
Long. Φ $\frac{3}{4}$	1.91cm
Estribos Φ $\frac{3}{8}$	0.95cm

Tabla 57: Diamtero de barras de los aceros.

Por capacidad:

COMBINACION	Pu(Ton)	Φ	Pn(Ton)	Mn(ton*m)	Mpr(ton*m)	Vpr(ton)	Vc(ton)	Vs(ton)	S(cm)
1.4CM+1.7CV	65.288	0.7	93.27	0.2432	0.3040	0.167	55.31	-55.12	-51.94
1.25(CM+CV)+CS	69.687	0.7	99.55	9.0786	11.348	6.235	55.31	-47.98	-59.67
1.25(CM+CV)-CS	42.384	0.7	60.55	-8.681	-10.85	-5.962	55.31	-62.32	-45.93
0.9CM+CS	46.413	0.7	66.30	8.961	11.201	6.154	55.31	-48.07	-59.55
0.9CM-CS	19.109	0.7	27.30	-8.799	-10.998	-6.043	55.30	-62.41	-45.87

Tabla 58: Espaciamiento de estribos en la columna 1-B.

Se observa en la tabla N° 58 que el concreto por si solo soporta fuerzas cortantes, por tal motivo se colocara la cantidad mínima de estribos como menciona la Norma E.060 de Concreto Armado.

a) Espaciamiento de refuerzo transversal dentro del nudo:

$$S_{max}=15$$

b) Espaciamiento de refuerzo transversal en zona de confinamiento:

$$\text{❖ } S_o \leq \frac{\text{dimension minima del elemeto}}{3}$$

$$S_o \leq \frac{60cm}{3} = 20cm$$

$$\text{❖ } S_o \leq 6(\text{ diámetro de refuerzo longitudinal})$$

$$S_o \leq 6(2.54) = 15.24 \text{ cm}$$

$$\text{So max} = \mathbf{10cm}$$

c) Longitud en la zona de confinamiento:

$$\text{❖ } L_o \geq \frac{hn}{6}$$

$$L_o \text{ min} = \frac{319}{6} = 0.55 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } L_o \geq B_{max} (\text{peralte máximo})$$

$$L_o \text{ min} = 54 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } L_o \geq 50 \text{ cm}$$

$$L_o \text{ min} = 50cm$$

Detallado de columna

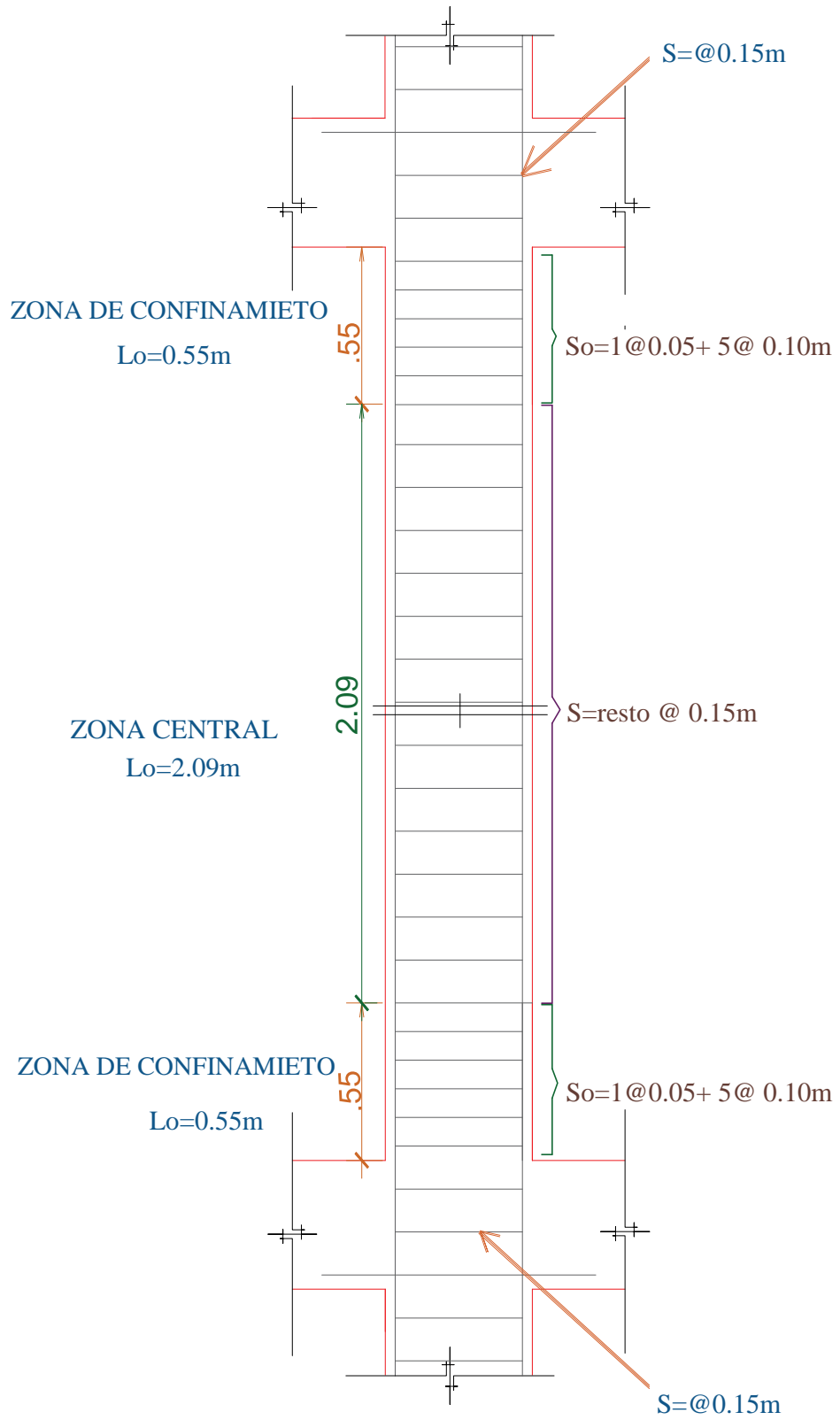


Figura 118: Detalle de estribos en la columna 1-B

C) Diseño de placas de concreto

Diseño por flexocompresión

Según la Norma E.060 de concreto armado consta que para diseño de placas, se tiene que establecer una cuantía vertical de acero como:
 $\rho_v \geq 0.0025 + 0.5(2.5H/L)(\rho_h - 0.0025) > 0.0025$.

En el caso de que $V_u \leq 0.5\phi V_c$, la cuantía puede ser: $\rho_v \geq 0.0015$

La sección de diseño se considerara en la parte inferior del muro, ya que dicha sección por lo general es la de mayor sollicitación. Para poder construir el diagrama de interacción será necesario realizar un armado tentativo el refuerzo vertical distribuido a lo largo del muro, además de proponer el armado de refuerzo vertical en las cabezas (extremos).

Es correcto el diseño cuando los diferentes pares de carga axial y momento últimos (P_u , M_u) que se obtienen de las diferentes combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama de interacción.

Diseño por corte

Se determinara que la cuantía mínima horizontal es: $\rho_h \geq 0.0025$.

Si $V_u \leq 0.5\phi V_c$, la cuantía será: $\rho_h \geq 0.0020$.

Es espaciamiento no deberá exceder de:

- $L/3$
- $3/t$
- 45 cm

La resistencia a corte esta obtiene por el aporte del concreto tanto como del acero de refuerzo (acero longitudinal), donde se establece que:
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$.

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_{ct}} \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) + \phi \frac{A_v f_y d}{S}$$

Fuente: "Norma E0.60"

Donde:

- Nu (kg) : Representa la carga axial amplificada
- “L” y “t”; Representa la longitud y espesor del muro en centímetros, respectivamente.
- “d” : Representa el peralte efectivo

El último se puede estimar como 0.8L, con la única finalidad de que se evite una falla frágil por corte.

El diseño se realizara por capacidad de tal manera que

$$Vu \geq Vua \cdot \frac{Mur}{Mua}$$

Fuente: “Norma E0.60”

Donde:

- Vua: Es la fuerza cortante que proviene del análisis
- Mua: Es el momento flector que proviene del análisis
- Mur: Momento flector teórico que está asociado a la carga axial ultima (Pu), la cual resiste a la sección con el refuerzo proporcionado, no se considerara el factor de reducción de capacidad (ϕ).

C.1 PLACA L1:

Se presenta el diseño de la placa L1, en la siguiente imagen se muestra la sección reforzada de la placa.

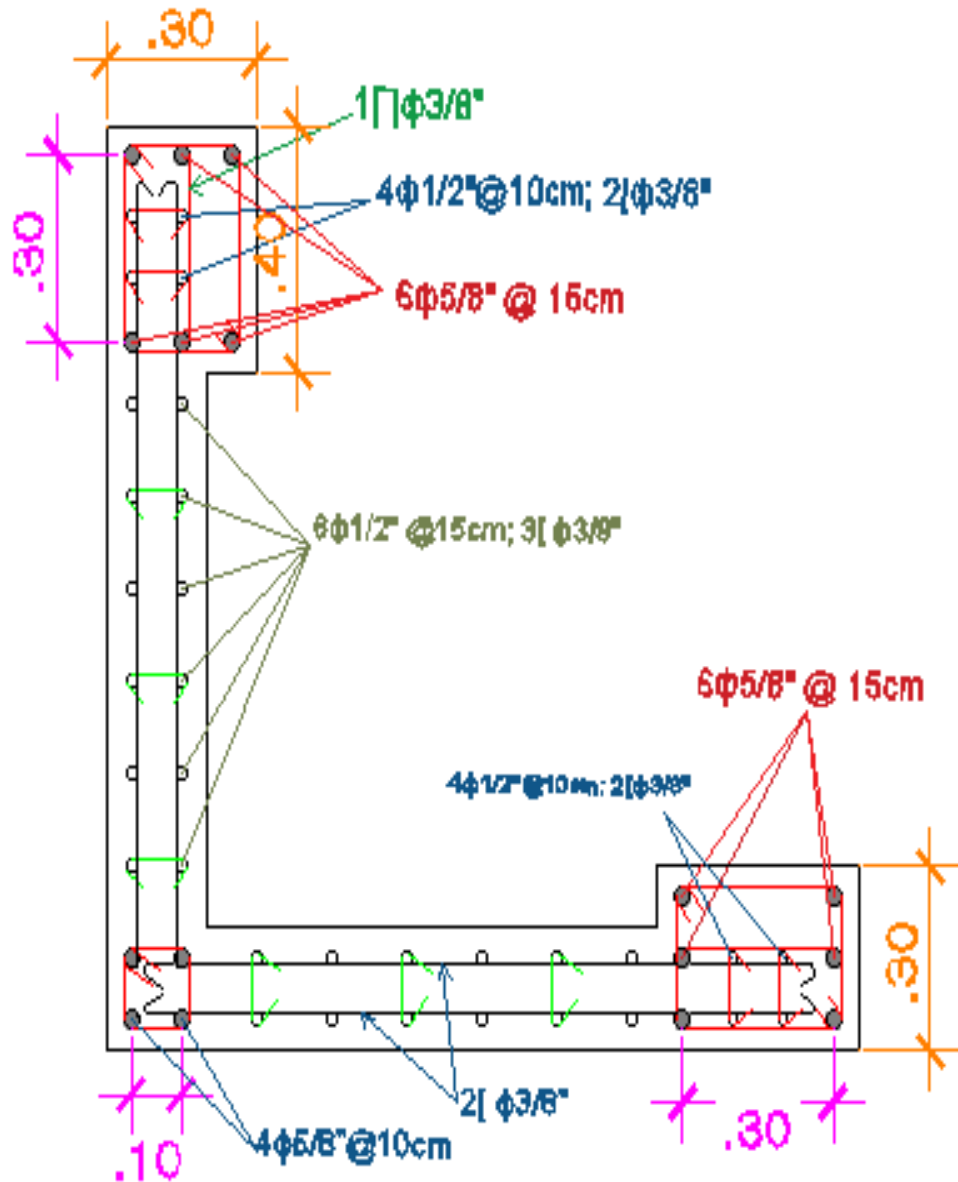


Figura 119: Detalle de Placa L1

DISEÑO POR FLEXION :

Según ACI 318 estructuras sismoresistentes, se calculara la longitud minima de zona de confinamiento teniendo en cuenta lo siguiente:

Como es una placa en L, primero se hallara en la longitud X siendo:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5 \frac{\rho_u}{h_w})} \text{ necesita zona de confinamiento en la zona de compresion}$$

Donde :

$$C=45 \text{ cm} \quad L_w=150 \text{ cm} \quad \rho_u=4.1 \quad h_w=3140 \text{ cm}$$

$$\rho_u / h_w = 0.0013$$

$$\rho_u / h_w(\text{minimo}) = 0.005$$

$$c \geq \frac{150}{600(1.5 * 0.005)}$$

$$45 \text{ cm} \geq 33.33 \text{ cm} \equiv \mathbf{30 \text{ cm}} \text{ (Es necesario zona de confinamiento)}$$

Entonces :

- **c-0.1lm** ≤ seccion de cabeza \longrightarrow 30 cm
- **c/2** ≤ seccion de cabeza \longrightarrow 22.5 cm

Deducimos que el elemento de borde o la zona confinada medira como minimo 30 cm, tal como se muestra en la figura 119.

Calculo de la zona de confinamiento la longitud Y siendo:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5 \frac{\rho_u}{h_w})} \text{ necesita zona de confinamiento en la zona de compresion}$$

Donde :

$$C=55 \text{ cm} \quad L_w=200 \text{ cm} \quad \rho_u=4.1 \quad h_w=3140 \text{ cm}$$

$$\rho_u / h_w = 0.0013$$

$$\rho_u / h_w(\text{minimo}) = 0.005$$

$$c \geq \frac{200}{600(1.5 * 0.005)}$$

$$55 \text{ cm} \geq 37.30 \text{ cm} \equiv \mathbf{30 \text{ cm}} \text{ (Es necesario zona de confinamiento)}$$

Entonces :

- **c-0.1lm** ≤ seccion de cabeza \longrightarrow 30 cm
- **c/2** ≤ seccion de cabeza \longrightarrow 22.5 cm

Deducimos que el elemento de borde o la zona confinada medira como minimo 30 cm, tal como se muestra en la figura 119.

DISEÑO DEL ELEMENTO DE BORDE.

Momento flector en la direccion X= 57.31 Ton*m

Datos:

F'c= 210 kg/cm² F'y= 4200kg/cm² Mu=57.31 ton*m Vu=42.65 ton

Φ=0.9

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * z}$$

Se debe cumplir : $0.8*L < Z < L$, donde L=1.50 m

Z=0.9*L = 1.35

Entonces : As = 11.23 cm²

Se colocara $4\Phi 1/2'' + 4 \Phi 5/8'' = 13.16 \text{ cm}^2$

Nota: Por efectos de anclaje con la viga se añadira 2 varillas de acero 5/8'' , en ambos elementos de borde .

Espaciamiento de estribos en los elementos de borde:

Basandonos en la Norma ACI 318 e espaciamiento de estribos en los elementos de borde es:

- 6 veces el diametro de barra longitudinal \longrightarrow 9.54cm
- 1/3 de la menor seccion transversal (20cm/3) 6.67cm
- $10 \text{ cm} < 10 + (35-hx)/3 < 15 \text{ cm}$, donde hx viene a ser la distancia entre estribos. 11.67cm

Entonces se separara los estribos cada 10cm en os elementos de borde.

DISEÑO DEL ALMA

Donde:

P=0.0025 t o b=20cm L=150cm Alma=0.8

As min vertical = $0.0025*b*h = \emptyset 1/2'' @ 15\text{cm}$

As min horizontal = $0.0025*b*h = \emptyset 1/2'' @ 15\text{cm}$

Se determino el refuerzo vertical minimo, tal que el muro tiene una responsabilidad sismica:

$$A_{sv}=(0.0025)(100)(20)=5.00 \text{ cm}^2$$

Se predimensionaron los nucleos de 0.40 m a los extremos, cada una con $6\Phi 5/8"@.15\text{m}$ y un nucleo en el intermedio de 0.10m con $4\Phi 5/8"@.10\text{m}$ en la zona no confinada se propuso $6\Phi 1/2"@.15\text{m}$ con 3 grapas de $\Phi 3/8"$.

Para el diseño de placas , empezamos tanteando el area de acero en la placa en L , para lo cual tenemos los siguientes datos :

Tomamos los valores de cargas y momentos que nos proporciona el programa ETABS, el cual nos sirve para dibujar el diagrama de interacción.

Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Dead	Bottom	41.8044	-2.212	-0.0823	0.0081	-1.1105	-0.9877
Live	Bottom	6.1198	-0.7255	-0.0267	0.0026	-0.3629	-0.186
SISMO XX Max	Bottom	40.1833	43.142	0.2859	0.3294	122.0775	0.5659
SISMO YY Max	Bottom	73.3563	42.6499	0.3259	0.3083	58.37	99.9688

Tabla 59: Carga axial , cortantes y momentos de la palca en L.

Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33).

COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
	[1.4CM+1.7CV	42.85158	-0.1035	0.50704
SISXX	1.25(CM+CV)+CSXX	112.4797	0.23205	57.310125
	1.25(CM+CV)-CSXX	-38.6887	-0.40755	-56.474875
	0.9CM+CSXX	97.5631	0.27228	57.07529
	0.9CM-CSXX	-53.6053	-0.36732	-56.70971
SIS YY	1.25(CM+CV)+CSYY	148.762	0.49595	55.362325
	1.25(CM+CV)-CSYY	-74.971	-0.67145	-54.527075
	0.9CM+CSYY	133.8454	0.53618	55.12749
	0.9CM-CSYY	-89.8876	-0.63122	-54.76191

Tabla 60: Se muestra las diferentes combinaciones de carga en el sismo X y sismo Y.

Combinaciones de carga (X): Verificamos las combinaciones del sismo, en la Tabla N° 61 se observa las cargas últimas halladas en el primer entrepiso de la estructura.

SISMO XX				
COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
	1.4CM+1.7CV	42.85158	-0.1035	0.50704
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	42.4797	0.23205	57.310125
	1.25(CM+CV)-CSXX	-38.6887	-0.40755	-56.474875
	0.9CM+CSXX	47.5661	0.27228	57.07529
	0.9CM-CSXX	-53.6053	-0.36732	-56.70971
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	42.4797	-0.23205	-57.310125
	1.25(CM+CV)-CSXX	-38.6887	0.40755	56.474875
	0.9CM+CSXX	47.5661	-0.27228	-57.07529
	0.9CM-CSXX	-53.6053	0.36732	56.70971-

Tabla 61: Combinaciones de carga en la direccion X

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 61 se procede a insertar en el diagrama de iteración, donde se puede observar que los puntos de (Pu, Mu) se encuentra dentro del diagrama, en este diagrama se consideró una Excentricidad para la dirección X por tanto se deduce que el diseño es correcto.

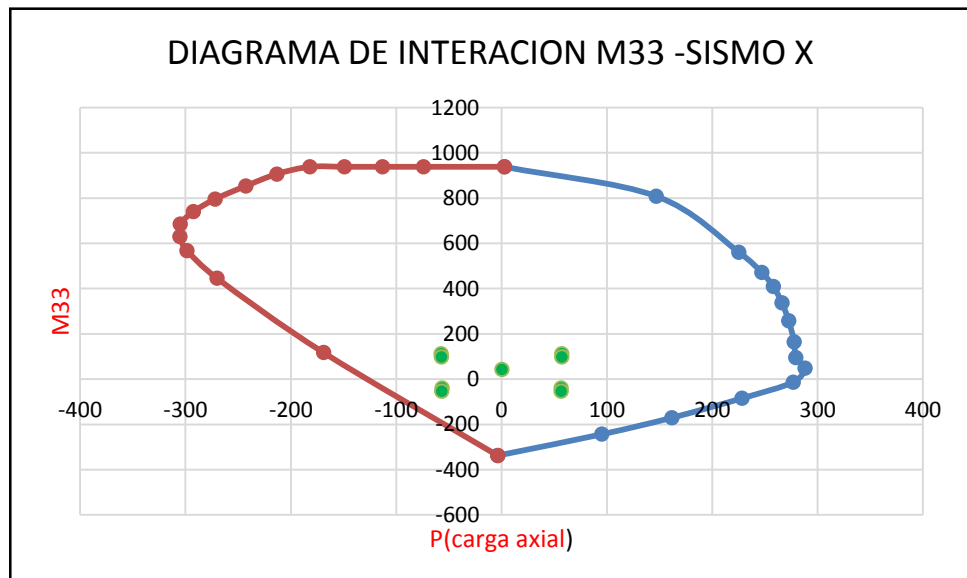


Figura 120: Diagrama de interacción de la combinaciones (Pu,M33)- Sismo X.

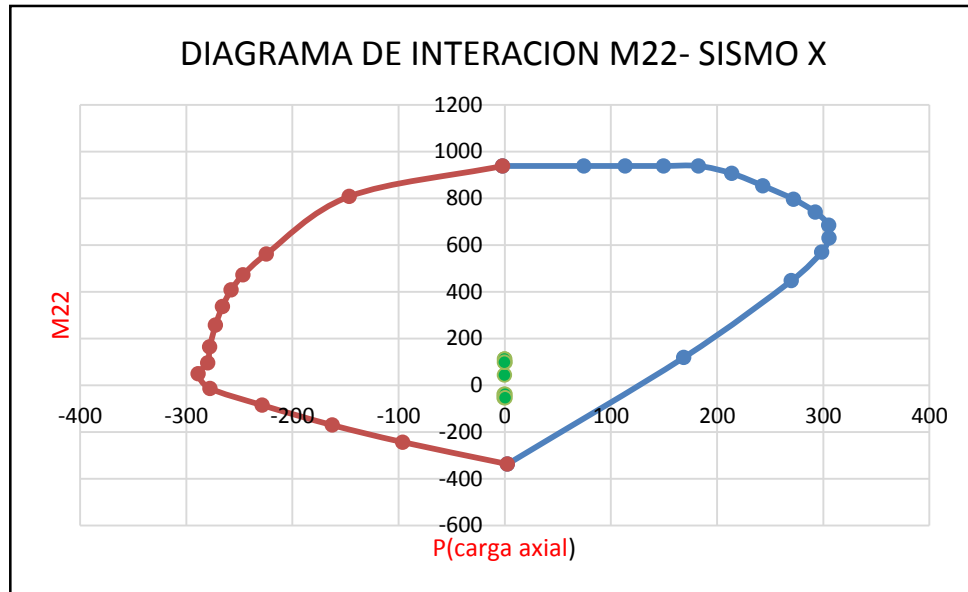


Figura 121: Diagrama de interacción de la combinaciones (Pu,M22)- Sismo X.

Combinaciones de carga (Y): Verificamos las combinaciones del sismo en Y, en la Tabla N° 62 se observa las cargas últimas halladas en el primer entepiso de la estructura.

SISMO YY				
COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
	1.4CM+1.7CV	42.85158	-0.1035	0.50704
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	48.762	0.49595	55.362325
	1.25(CM+CV)-CSYY	-74.971	-0.67145	-54.527075
	0.9CM+CSYY	33.8454	0.53618	55.12749
	0.9CM-CSYY	-39.8876	-0.63122	-54.76191
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	48.762	-0.49595	-55.362325
	1.25(CM+CV)-CSYY	-74.971	0.67145	54.527075
	0.9CM+CSYY	33.8454	-0.53618	-55.12749
	0.9CM-CSYY	-39.8876	0.63122	54.76191

Tabla 62: Combinaciones de carga en la direccion Y

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 62 se procede a insertar en el diagrama de iteración, donde se puede observar que los puntos de (Pu, Mu) se encuentra dentro del diagrama, en este diagrama se consideró

una Excentricidad para la dirección Y, por lo tanto se deduce que el diseño es correcto.

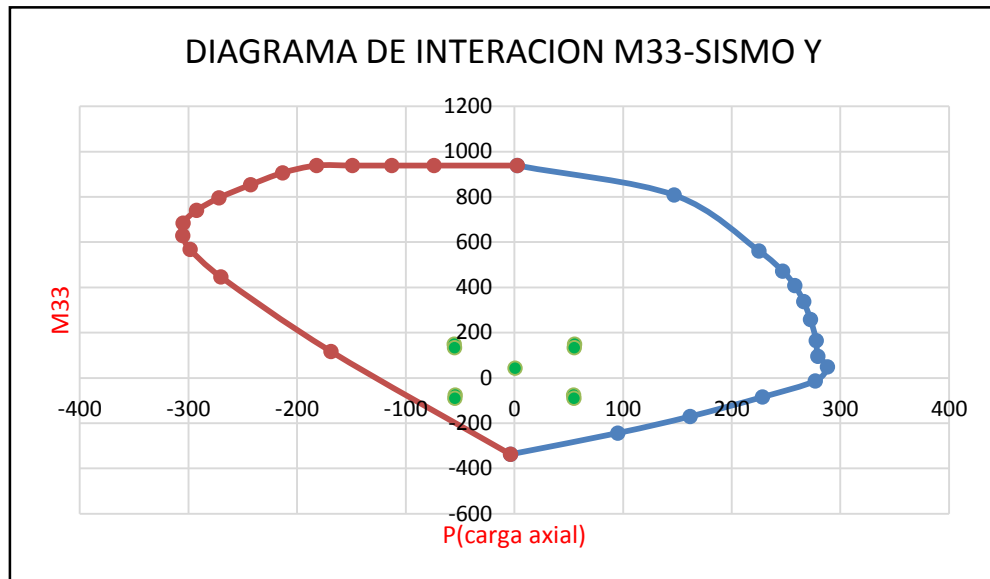


Figura 122: Diagrama de interacción de la combinaciones (Pu, M33)-Sismo Y.

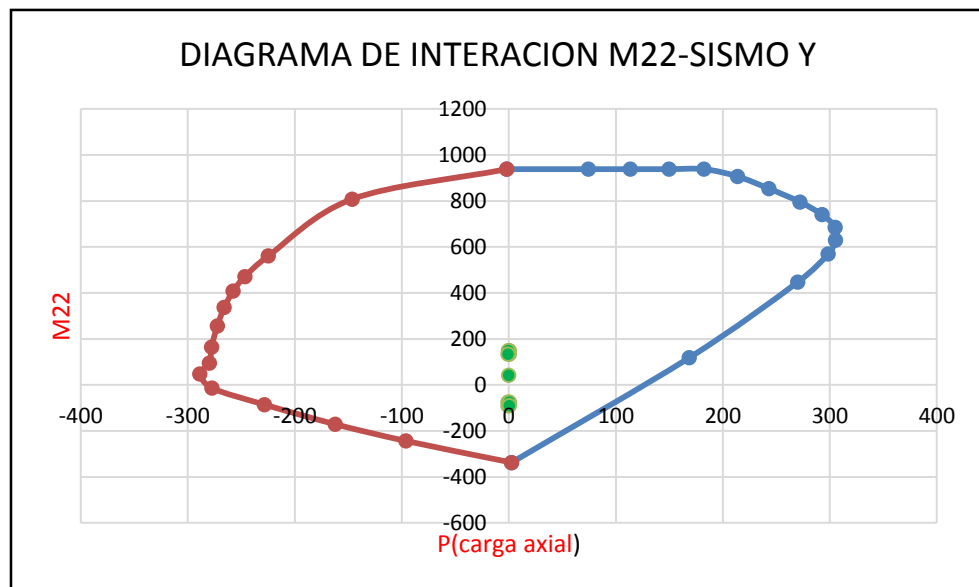


Figura 123: Diagrama de interacción de la combinaciones (Pu, M22)-Sismo Y.

Diseño de corte:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Datos:

$$V_{ua} = 42.65 \text{ ton} \quad \text{Mur} = 58.37 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad \text{M}_{ua} = 57.31 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Entonces:

$$V_u \geq 43.44 \text{ Ton}$$

Hallando la cortante que resiste el concreto:

$$\text{Datos: } t = 20 \text{ cm} \quad d = 0.8 \cdot 200 = 160 \text{ cm} \quad V_{ua} = 43.44 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 160 \cdot (1 + 0.0071 \left(\frac{73360}{6600} \right))$$

$$\phi V_c = 22539.42 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 22.54 \text{ ton}$$

Hallando la cortante que resiste el acero:

$$V_s = (V_{ua} / 0.85) - \phi V_c$$

$$V_s = (43.44 / 0.85) - 22.52$$

$$V_s = 24585.88 \text{ kg}$$

Espaciamiento: Con estribos de 3/8".

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ cm}^2 \quad d = 160 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = (1.42 \cdot 4200 \cdot 160) / 24585.88 = 23.12 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{S = 15 \text{ cm}}$$

Donde:

$$S_{\max} \left[\begin{array}{ll} L/5 = 150/5 & = 30 \text{ cm} \\ 3t = 3 \cdot 25 & = 75 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} & = 45 \text{ cm} \end{array} \right] \quad S_{\max} = \mathbf{45 \text{ cm} > 15 \text{ cm}}$$

Verificaciones de cuantía mínima

$$\rho_h = 2 \cdot 1.42 / (20 \cdot 10) = 0.0142 > 0.0025 \text{ ok}$$

Concluyendo que se armara en ambas caras de la placa de concreto armado con estribos de $\Phi 3/8$ " espaciados cada **15 cm** tal como se muestra en la figura 119.

C.2 PLACA:

Se presenta el diseño de la placa, en la siguiente imagen se muestra la sección reforzada de la placa.

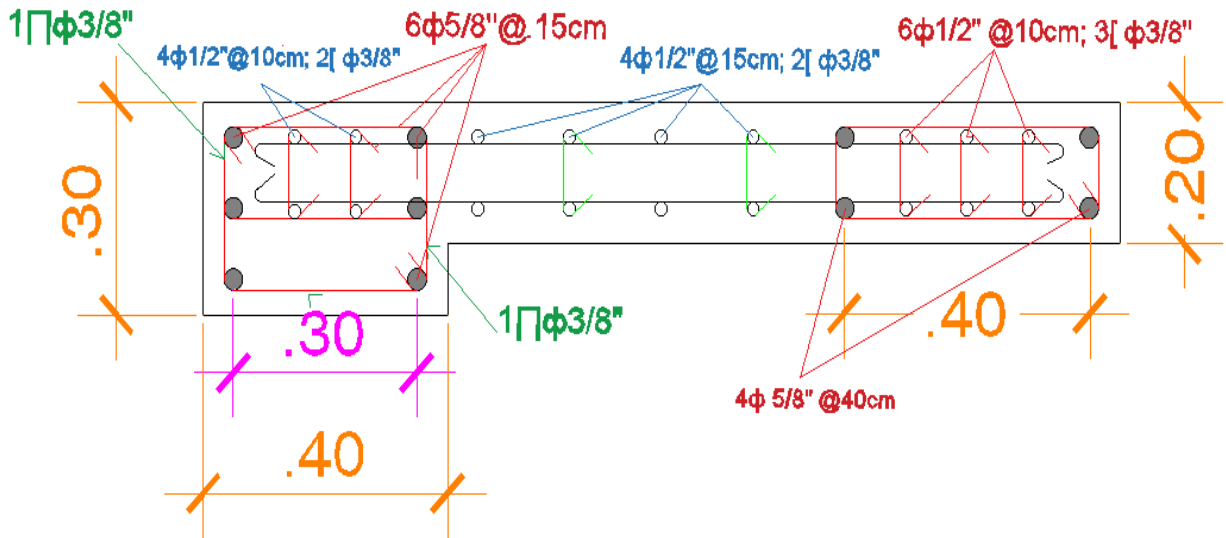


Figura 124: Detalle de Placa

DISEÑO POR FLEXIÓN :

Según ACI 318 estructuras sismoresistentes, se calculara la longitud minima de zona de confinamiento teniendo en cuenta lo siguiente:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5 \frac{\epsilon_u}{h_w})} \text{ necesita zona de confinamiento en la zona de compresion}$$

Donde :

$$C=45 \text{ cm} \quad L_w=150 \text{ cm} \quad \epsilon_u=4.1 \quad h_w=3140 \text{ cm}$$

$$\epsilon_u / h_w = 0.0013$$

$$\epsilon_u / h_w(\text{minimo}) = 0.005$$

$$c \geq \frac{150}{600(1.5 * 0.05)}$$

$$45 \text{ cm} \geq 33.33 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm} \text{ (Es necesario zona de confinamiento)}$$

Entonces :

- $c-0.1l_m \leq$ seccion de cabeza \longrightarrow 30 cm

- $c/2 \leq$ seccion de cabeza \longrightarrow 22.5 cm

Deducimos que el elemento de borde o la zona confinada medira como minimo 30 cm, tal como se muestra en la figura 119.

DISEÑO DEL ELEMENTO DE BORDE.

Momento flector en la direccion X= 57.31 Ton*m

Datos:

$F'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ $F'y= 4200\text{kg/cm}^2$ $Mu=57.31 \text{ ton}^*\text{m}$ $Vu=42.65 \text{ ton}$

$\Phi=0.9$

$$As = \frac{Mu}{\Phi * fy * z}$$

Se debe cumplir : $0.8*L < Z > L$, donde $L=1.50 \text{ m}$

$Z=0.9*L = 1.35$

Entonces : $As = 11.23 \text{ cm}^2$

Se colocara $4\Phi 1/2'' + 4 \Phi 5/8'' = 13.16 \text{ cm}^2$

Nota: Por efectos de anclaje con la viga se aÑadira 2 varillas de acero $5/8''$, en ambos elementos de borde .

Espaciamiento de estribos en los elementos de borde:

Basandonos en la Norma ACI 318 e espaciamiento de estribos en los elementos de borde es:

- 6 veces el diametro de barra longitudinal \longrightarrow 9.54cm
- $1/3$ de la menor seccion transversal ($20\text{cm}/3$) \longrightarrow 6.67cm
- $10 \text{ cm} < 10+ (35-hx)/3 < 15 \text{ cm}$, donde hx viene a ser la distancia entre estribos. \longrightarrow 11.67cm

Entonces se separara los estribos cada 10cm en os elementos de borde.

DISEÑO DEL ALMA

Donde:

$P=0.0025$ $t \text{ o } b=20\text{cm}$ $L=150\text{cm}$ $Alma=0.8$

$As \text{ min vertical} = 0.0025*b*h= \emptyset 1/2'' @ 15\text{cm}$

$As \text{ min horizontal} = 0.0025*b*h= \emptyset 1/2'' @ 15\text{cm}$

Se determino el refuerzo vertical minimo , tal que el muro tiene una responsabilidad sismica:

$$A_{sv}=(0.0025)(100)(20)=5.00 \text{ cm}^2$$

Se predimensionaron los nucleos uno de 0.30 y el 0.40 m ubicados a los extremos, con $6\Phi 5/8"@0.15\text{m}$ y $4\Phi 5/8"@0.4\text{m}$ respectivamente un refuerzo vertical el muro de $4\Phi 1/2"$ espaciados cada 15cm con 2 grapas de $\Phi 3/8$.

Para el diseño de placas , empezamos tanteando el area de acero en la placa, para el cual tenemos los siguientes datos :

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PISO 1	plaquita	Dead	Bottom	-36.5156	-1.8916	-0.0957	0.0863	-0.1399	-1.2053
PISO 1	plaquita	Live	Bottom	-7.5586	-0.1465	-0.0401	0.0261	-0.0546	0.067
PISO 1	plaquita	SISMO XX Max	Bottom	26.4629	26.5498	0.9278	0.4066	1.2418	41.043
PISO 1	plaquita	SISMO YY Max	Bottom	35.0234	30.7676	1.4717	0.353	2.0309	43.9588

Figura 125: Datos proporcionados por el programa Etbas donde se nos muestra carga axial ,cortante y momento de la placa .

Tomamos lo valores de carga y momentos que nos proporciona el programa ETABS, el cual nos sirve para dibujar el diagrama de iteración.

Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Dead	Bottom	-36.5156	-1.8916	-0.0957	0.0863	-0.1399	-1.2053
Live	Bottom	-7.5586	-0.1465	-0.0401	0.0261	-0.0546	0.067
SISMO XX Max	Bottom	26.4629	26.5498	0.9278	0.4066	1.2418	41.043
SISMO YY Max	Bottom	35.0234	30.7676	1.4717	0.353	2.0309	43.9588

Tabla 63: Carga axial , cortantes y momentos de la placa .

Seguidamente procedemos a realizar las combinaciones de carga con las respectivas cargas axiales y momentos (M22) y (M33).

COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
		1.4CM+1.7CV	63.97146	-0.28868
SISXX	1.25(CM+CV)+CSXX	81.55565	0.998675	39.620125
	1.25(CM+CV)-CSXX	28.62985	-0.5469	-42.465875
	0.9CM+CSXX	59.32694	1.11589	39.95823
	0.9CM-CSXX	6.40114	-1.36771	-42.12777
SIS YY	1.25(CM+CV)+CSYY	90.11615	1.787775	42.535925
	1.25(CM+CV)-CSYY	20.06935	-2.274025	-45.381675
	0.9CM+CSYY	67.88744	1.90499	42.87403
	0.9CM-CSYY	-2.15936	-2.15681	-45.04357

Tabla 64: Se muestra las diferentes combinaciones de carga en el sismo X y sismo Y.

Combinaciones de carga (X): Verificamos las combinaciones del sismo en la Tabla N° 65 se observa las cargas últimas halladas en el primer entrepiso de la estructura.

SISMO XX				
COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
		1.4CM+1.7CV	63.97146	-0.28868
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	81.55565	0.998675	39.620125
	1.25(CM+CV)-CSXX	28.62985	-0.5469	-42.465875
	0.9CM+CSXX	59.32694	1.11589	39.95823
	0.9CM-CSXX	6.40114	-1.36771	-42.12777
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSXX	81.55565	-0.998675	-39.620125
	1.25(CM+CV)-CSXX	28.62985	0.5469	42.465875
	0.9CM+CSXX	59.32694	-1.11589	-39.95823
	0.9CM-CSXX	6.40114	1.36771	42.12777

Tabla 65: Combinaciones de carga en la direccion X

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 65 se procede a insertar en el diagrama de interacción, donde se puede observar que los puntos de (Pu, Mu) se encuentra dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

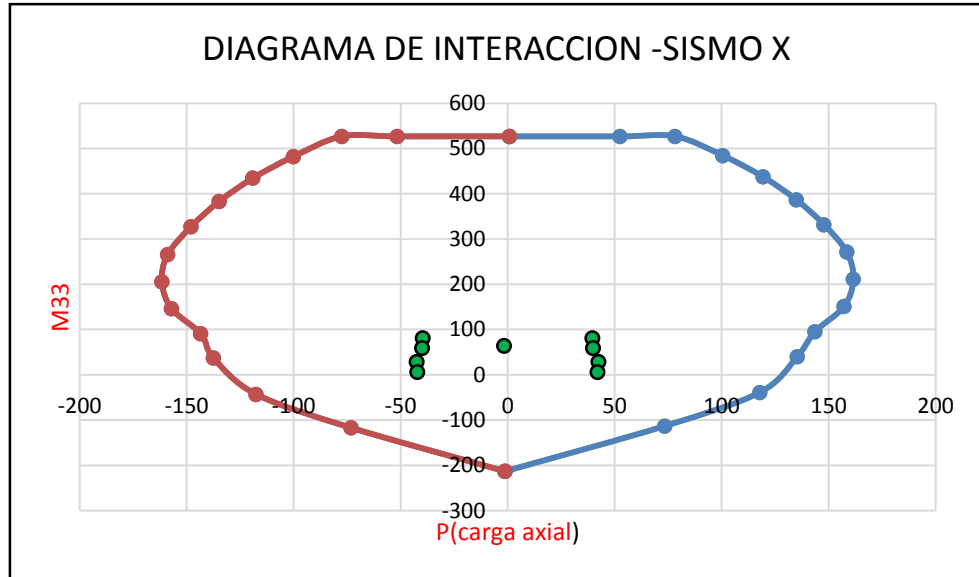


Figura 126: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33), sismo X

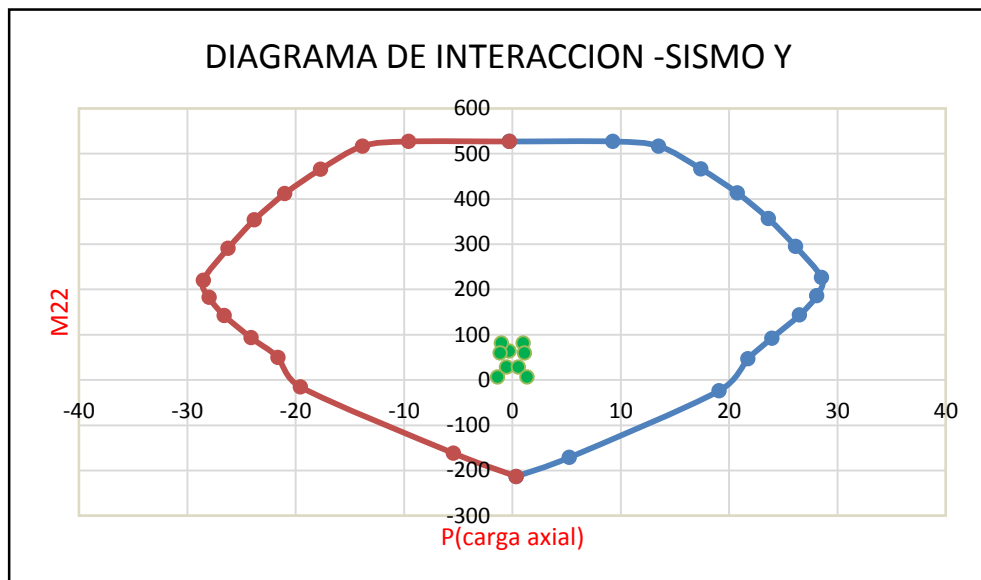


Figura 127: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M22).sismo X.

Combinaciones de carga (Y): Verificamos las combinaciones del sismo en X, en la Tabla N° 66 se observa las cargas últimas halladas en el primer entrepiso de la estructura.

SISMO YY				
COMBINACION	COMBO	P(Ton)	M2(Ton*m)	M3(Ton*m)
	1.4CM+1.7CV	63.97146	-0.28868	-1.57352
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	90.11615	1.787775	42.535925
	1.25(CM+CV)-CSYY	20.06935	-2.274025	-45.381675
	0.9CM+CSYY	67.88744	1.90499	42.87403
	0.9CM-CSYY	-2.15936	-2.15681	-45.04357
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+CSYY	90.11615	-1.787775	-42.535925
	1.25(CM+CV)-CSYY	20.06935	2.274025	45.381675
	0.9CM+CSYY	67.88744	-1.90499	-42.87403
	0.9CM-CSYY	-2.15936	2.15681	45.04357

Tabla 66: Combinaciones de carga en la direccion Y

Con los puntos mostrados en la Tabla N° 62 se procede a insertar en el diagrama de iteración, donde se puede observar que los puntos de (Pu, Mu) se encuentra dentro del diagrama, por tanto se deduce que el diseño es correcto.

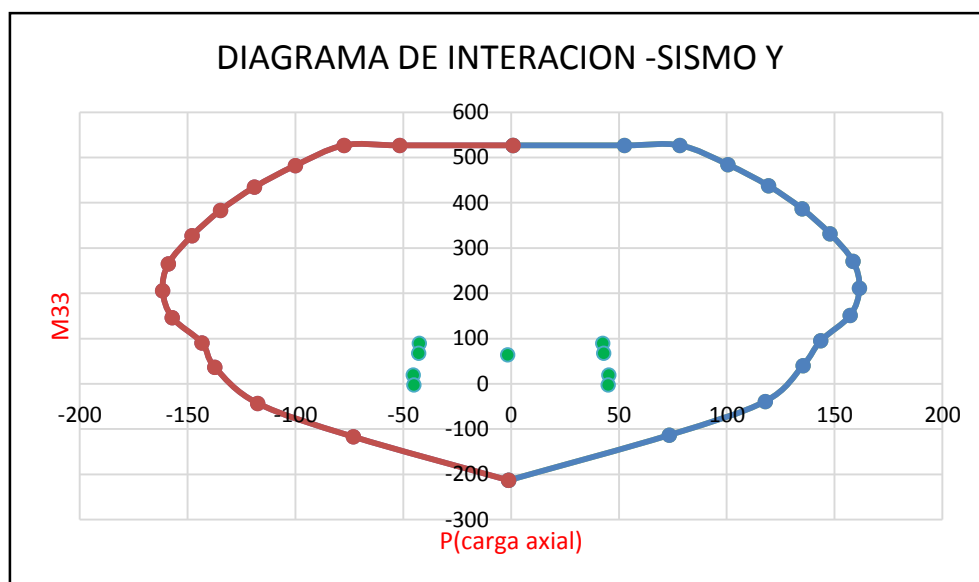


Figura 128: Diagrama de interacción de las combinaciones (Pu, M33), sismo

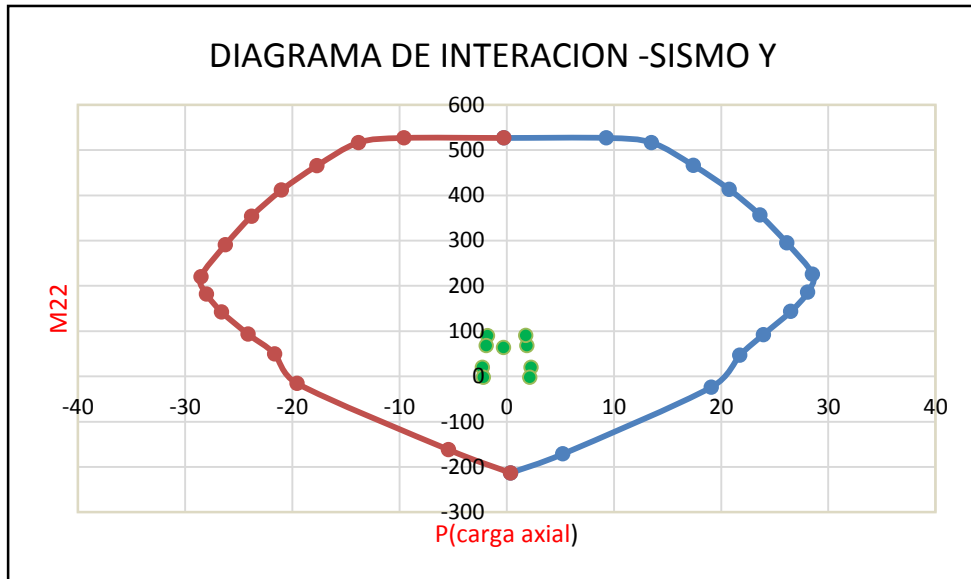


Figura 129: Diagrama de interacción de las combinaciones (P_u, M_{22}) , sismo Y.

Diseño por corte:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Datos:

$$V_{ua} = 38.76 \text{ Ton} \quad M_{ur} = 43.95 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad M_{ua} = 42.87 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculando: $V_u \geq 39.74 \text{ Ton}$

Hallando la cortante que resiste el concreto:

Datos: $t=20\text{cm}$ $d=0.8 \cdot 150 = 120 \text{ cm}$ $V_u=39.74 \text{ Ton}$

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 120 \cdot (1 + 0.0071 \left(\frac{67890}{3000} \right))$$

$$\phi V_c = 18185.51 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 18.19 \text{ ton}$$

Donde:

$$V_u > \phi V_c = 39.74 \text{ Ton} > 18.19 \text{ Ton} \text{ (Necesita refuerzo por corte)}$$

Hallando la cortante que resiste el acero:

$$V_s = (V_{ua}/0.85) - \phi V_c$$

$$V_s = (39.74/0.85) - 18.19$$

$$V_s = 25352.94 \text{ Kg}$$

Espaciamiento: Con estribos de 3/8"

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ cm}^2$$

$$d = 120 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$S = (1.42 * 4200 * 120) / 25352.94 = 20.45 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{S = 15 \text{ cm}}$$

Donde:

$$S_{\max} \left[\begin{array}{ll} L/5 = 150/5 & = 30 \text{ cm} \\ 3t = 3 * 20 & = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} & = 45 \text{ cm} \end{array} \right] \quad S_{\max} = \mathbf{30 \text{ cm} > 15 \text{ cm}}$$

Verificaciones de cuantía mínima

$$\rho_h = 2 * 1.42 / (20 * 10) = 0.1136 > 0.0025 \text{ ok}$$

En el área de la placa la cuantía de acero vertical colocada (ρ_{vcol}):

- $\rho_{vcol} = 255.84 / 18550 = 0.0138$

Para una altura $H = 364 \text{ cm}$ y una longitud $L = 150 \text{ cm}$

- $\rho_v = (0.0025 + 0.25(2.5 - 364/150)(0.0138 - 0.0025))$
- $\rho_v = 0.0138 > \rho_h = 0.1136 \text{ ok}$

Concluyendo que se armara en ambas caras de la placa de concreto armado con estribos de $\Phi 3/8$ " espaciados cada **15 cm** tal como se muestra en la figura 124.

D) Diseño de zapatas

Para el diseño de la cimentación del proyecto se consideró zapatas aisladas, conectadas y combinadas, tal como se muestra en la figura N° 129 plano de estructuración de cimentaciones.

Para cada una de estas cimentaciones propuestas, la resistencia de los elementos de cimentación son igual o mayores a las solicitaciones sísmicas últimas, de este modo garantizando que no se produzcan asentamientos diferenciales

Las zapatas se dimensionaron con cargas de gravedad y sismo, verificándose la presión ejercida en esta no sea menor que la presión admisible

Para del presente trabajo de investigación, la capacidad admisible (q_a) es 1.6 kg/cm², con una profundidad mínima de cimentación de 1.5 m

La presión del terreno se calcula asumiendo una distribución lineal de las presiones, donde el esfuerzo se determina:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M}{BL^2}$$

Diseño por corte:

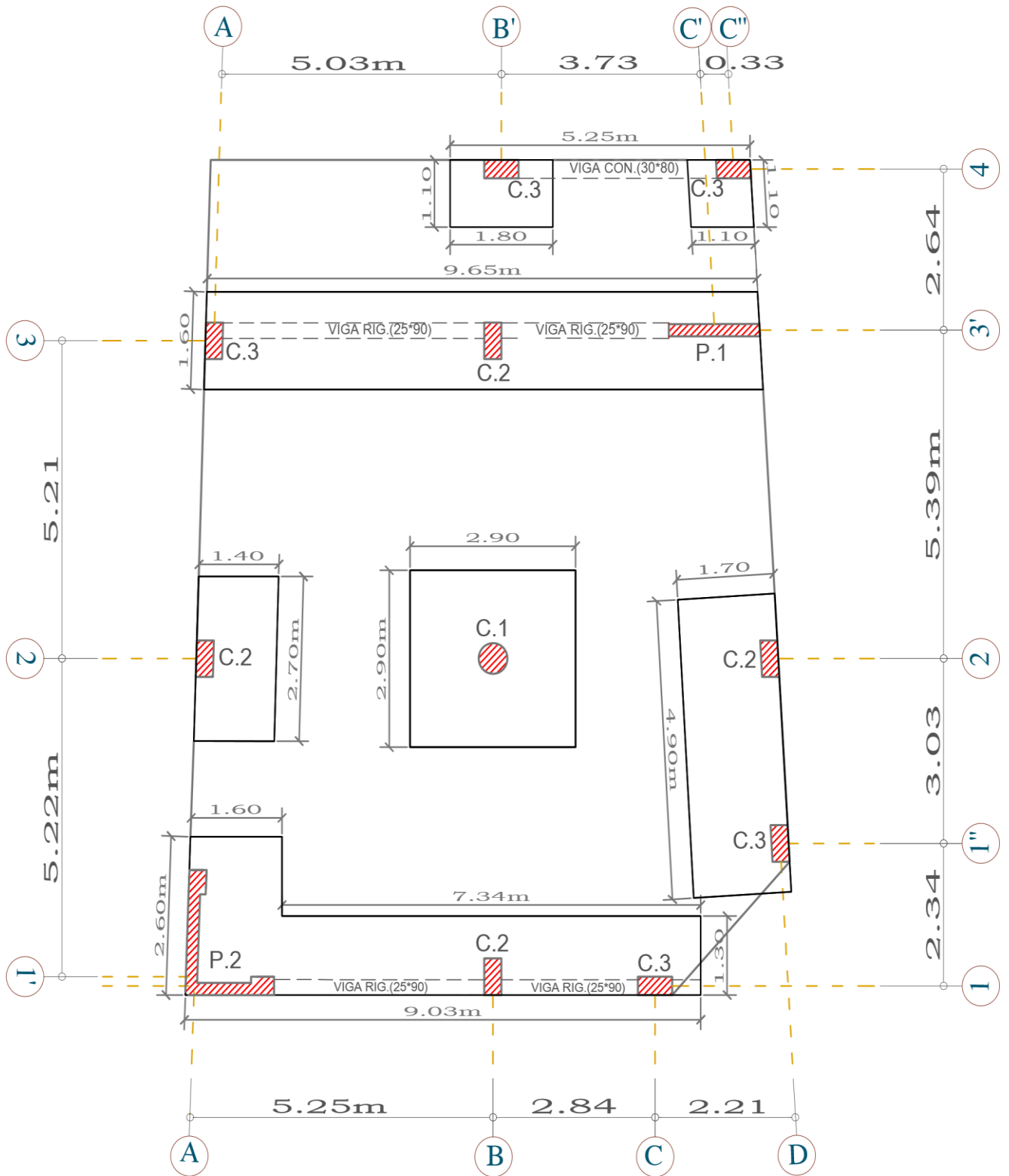
Las zapatas tienen un peralte adecuado, con tal que el concreto soporte esfuerzos por punzonamiento y corte ($\phi V_c \geq V_u$)

- “Corte: La fuerza cortante se calcula a una distancia “d” ,desde la cara de la columna donde la resistencia del concreto es :

$$\phi V_c = 0.85(0.53)(\sqrt{f'_c})bd$$

- Punzonamiento: Se calcula en una sección perimetral a una distancia $d/2$ desde la cara de la columna. Tal que la resistencia del concreto se calcula:

$$\phi V_s = 0.85(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c})\sqrt{f'_c}cbd$$



PLANTA DE CIMENTACIÓN

Figura 130: Plano de cimentacion

Diseño por flexión:

En el diseño por flexión se asume una cuantía mínima de 0.0018, donde el diseño se realiza a la cara del elemento vertical.

Se asume la cuantía mínima de 0.0018, similar al de las losas macizas, el diseño se realizó desde la cara del elemento vertical.

D.1 Zapata central aislada:

Datos de provenientes de la columna B-2, en el dimensionamiento utilizamos la carga axial P=11.98 Ton.

Pm=	94.3575	ton	Psx=	0.4238	ton
Pv=	21.6252	ton	Psy=	1.0069	ton
Mmx=	0.1995	ton*m	Mmy=	-1.4549	ton*m
Mvx=	0.0324	ton*m	Mvy=	-0.4463	ton*m
Msx=	7.7184	ton*m	Msy=	10.0801	ton*m

Tabla 67: Datos Provenientes de la columna B-2

a) Dimensionamiento

Calculamos un área tentativa, asumiendo la resistencia del terreno, para prever la presencia de momentos.

$$P=P_m+P_v=11.98\text{ton} \quad f_s=1.09 \quad \sigma_{adm}= 16 \text{ ton/m}^2$$

Calculo de área:

$$A = \frac{P * f_s}{\vartheta_{adm}}$$

$$A = 7.76 \text{ m}^2$$

Dónde: $L = 2.79 = 2.9 \text{ m}$; $B = 2.79 = 2.9 \text{ m}$

Nueva área: En la figura se muestra el diseño de la zapata Z-1 de (2.9X2.9m);

$$A = 9 \text{ m}^2.$$

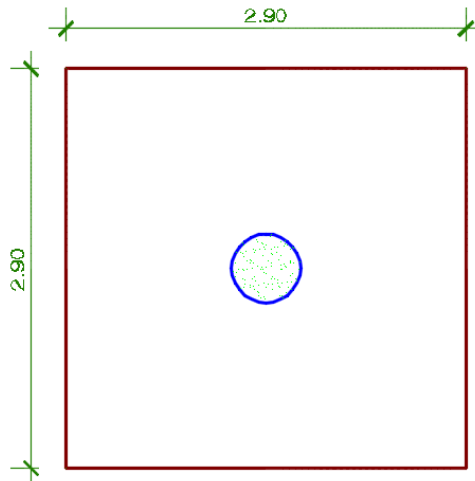


Figura 131: Area de zapata aislada.

Esfuerzos de aplastamiento:

Momentos en una dirección: $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2}$

$\sigma_x = 13.90 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_y = 14.05 \text{ ton/m}^2$

Momentos en dos direcciones: $\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} \pm \frac{6M}{B^2L}$

a) Momentos por cargas de gravedad

$\sigma = 13.01 \text{ ton/m}^2$
ton/m²

$\sigma_u = 1.5 \cdot 13.01 = 19.52$

b) Verificación (sismo en X)

$\sigma = 14.85 \text{ ton/m}^2$
ton/m²

$\sigma_u = 1.25 \cdot 14.85 = 18.57$

c) Verificación (sismo en Y)

$\sigma = 14.81 \text{ ton/m}^2$
ton/m²

$\sigma_u = 1.25 \cdot 14.81 = 18.52$

b) Diseño por punzonamiento

Se elige la mayor capacidad admisible, para el diseño por punzonamiento

$\sigma_u = 19.52 \text{ ton/m}^2$

Datos:

$h = 0.75\text{m}$ $d = 0.65\text{m}$ $r = 0.55\text{m}$ $b_o = 2\pi r = 3.455\text{m}$

$A_o = \pi(r^2) = 0.95\text{m}^2$ $A_t = 9.00 \text{ m}^2$

Cortante ultima

$$V_u = \sigma \cdot (A_t - A_o)$$

$$V_u = 157.11 \text{ Ton}$$

Cortante nominal

$$V_c = (0.53 + (1.1/\beta)) \cdot \sqrt{210} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 189773.31 \text{ Kg}$$

Cortante que resiste el concreto

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 189773.31$$

$$\Phi V_c = 161307.31 \text{ kg} = 161.31 \text{ ton}$$

*Verificamos sí:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

$$157.10 \leq 161.31 \quad \text{OK}$$

c) Diseño por corte

Cortante ultima: $\sigma = 19.52 \text{ ton/m}^2$

$$c = 1.2 \text{ m}$$

$$d = 0.65 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma \cdot (c - d)$$

$$V_u = 10.73 \text{ Ton}$$

Cortante nominal: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 65 \text{ cm}$$

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

$$V_c = 49922.79$$

$$V_c = 49.92 \text{ ton}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 49.92$$

$$\Phi V_c = 42.42 \text{ ton}$$

Dónde:

$$V_u < \Phi V_c$$

$$10.73 < 42.43 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

d) Diseño por flexión:

Datos: $\sigma = 19.52 \text{ ton/m}^2$

$$c = 1.2 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 65 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{\sigma \cdot c^2}{2}$$

$$M_u = 14.05$$

Hallando el área de acero: Para un $K_u=3.325$; $\rho=0.009$; $\rho_{min}=0.0018$

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 11.7 \text{ cm}^2; A_s \text{ colocado} = 12 \text{ cm}^2 = 6\phi 5/8$$

$$\begin{aligned} 12 &\longrightarrow 100\% \\ 1.99 &\longrightarrow x \\ s = 0.1658 &= 0.15\text{m} \end{aligned}$$

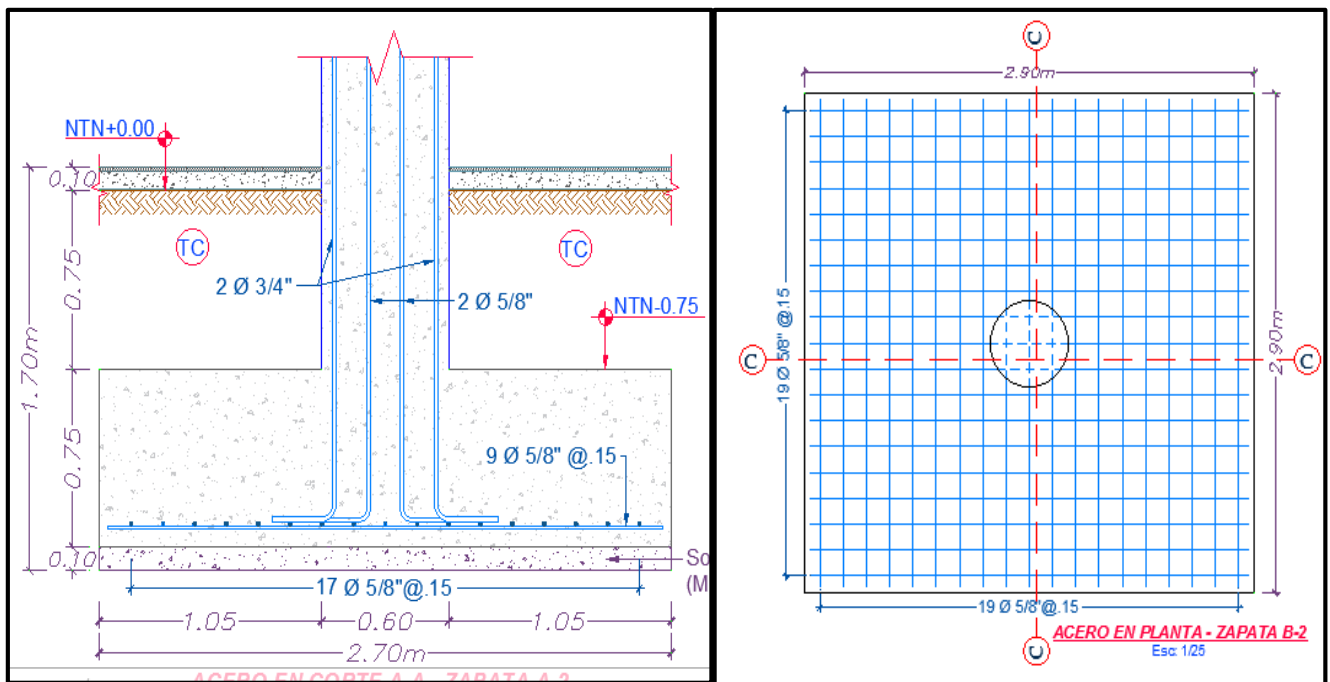


Figura 132: Detalle de zapata aislada en corte y planta respectivamente.

D.2 Zapata combinada:

Se diseñó zapatas combinadas con viga rígida en el eje 1 y eje 3; mientras que en los ejes 2 y 4 se optó por diseñar zapatas combinadas sin viga rígida debido a la distribución de esfuerzos de las columnas.

Se procederá a diseñar la zapata combinada con viga rígida del eje 1, en dicho eje interviene la placa 1-A, columna 1-B y la columna 1-C.

Se procede a sacar los datos de la placa y columnas de carga axiales, momentos sometidos estos a carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y.

Para proceder con el diseño de la zapata combinada en el eje mencionado.

Columna 1-B:

Pm=	36.4012	ton	Psx=	13.6516	ton
Pv=	8.4275	ton	Psy=	15.8954	ton
Mmx=	-0.888	ton*m	Mmy=	-0.0632	ton*m
Mvx=	0.3548	ton*m	Mvy=	-0.0481	ton*m
Msx=	7.1018	ton*m	Msy=	5.5661	ton*m

Tabla 68: Datos Provenientes de la columna 1-B.

Columna 1-C:

Pm=	25.3394	ton	Psx=	40.1781	ton
Pv=	4.6315	ton	Psy=	38.3199	ton
Mmx=	-0.0236	ton*m	Mmy=	-0.1952	ton*m
Mvx=	-0.0057	ton*m	Mvy=	-0.0332	ton*m
Msx=	1.8859	ton*m	Msy=	11.5668	ton*m

Tabla 69: Datos Provenientes de la columna 1-C.

Con los datos sacados de cargas y momentos en el primer entrepiso de cada columna, se procede a definir el área de la zapata combinada.

Calculando la carga axial y momentos por carga viva y carga muerta tenemos:

$$P= 74.7996 \text{ Ton}$$

Con un factor de seguridad y una capacidad admisible de:

$$fs.=1.15$$

$$\sigma_{adm} =13 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Donde el área calculada es de: } A = \left(\frac{74.7996}{13} \right) * 1.15 = 9.15 \text{ m}^2$$

Considerando un B =7.35 m y T=1.3 m, así teniendo una nueva área de A=9.55 m².

Se hallara las dimensiones para la placa teniendo las siguientes cargas axiales y momentos:

Placa :

Pm=	41.8044	ton	Psx=	40.1833	ton
Pv=	6.1198	ton	Psy=	73.3563	ton
Mmx=	-1.1105	ton*m	Mmy=	0.9877	ton*m
Mvx=	-0.3629	ton*m	Mvy=	0.186	ton*m
Msx=	122.0775	ton*m	Msy=	99.9688	ton*m

Tabla 70: Datos Provenientes de la Placa.

Con los datos sacados de cargas y momentos en el primer entrepiso de la placa, se procede a definir el área de la zapata.

Calculando la carga axial y momentos por carga viva y carga muerta tenemos:

$$P=47.9242 \text{ Ton}$$

Con un factor de seguridad y una capacidad admisible de:

$$fs.=1.15$$

$$\sigma_{adm}=13 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Donde el área calcula es de: } A = \left(\frac{47.9242}{13} \right) * 1.15 = 4.14 \text{ m}^2$$

Considerando un B =2.6 m y T=1.6 m, así teniendo una nueva área de A=4.16 m².

Se determinó el centro de gravedad siendo:

$$Xg=4.05 \text{ m}$$

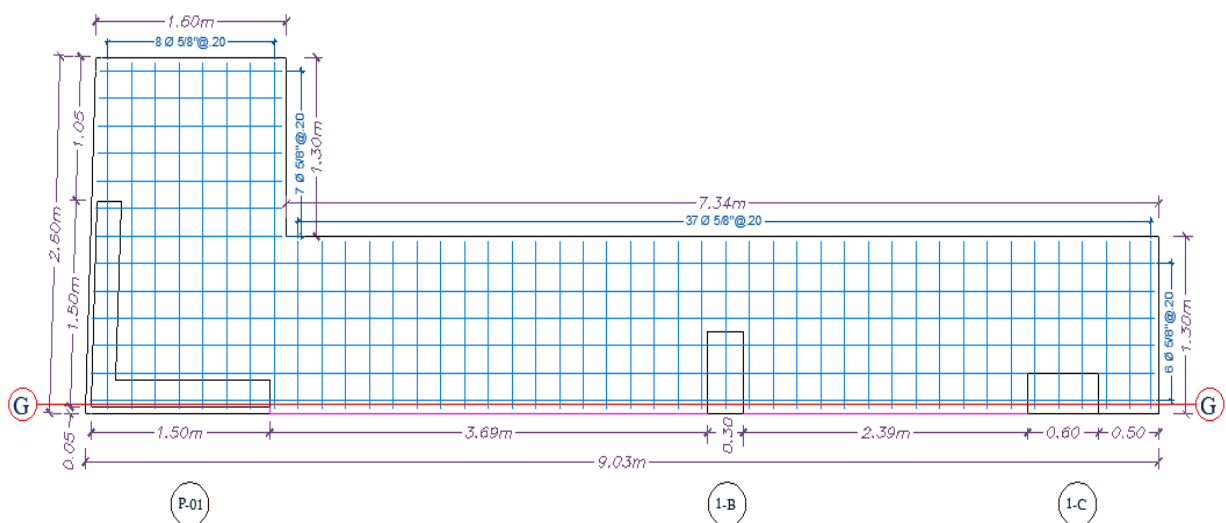


Figura 133: Dimensionamiento de la zapata combinada.

Hallada las dimensiones de la zapata combinada se procede a verificar:

1) Verificación con momentos de cargas de gravedad transversales:

Para $P= 122.72 \text{ ton}$ $M= 0.834 \text{ ton}\cdot\text{m}$

$\sigma_1 = \sigma_3 = 15.81 \text{ Ton/m}^2$

$\sigma_2 = \sigma_4 = 15.25 \text{ Ton/m}^2$

2) Considerando 50% de carga viva en la placa:

Siendo $X_g \text{ nuevo} = 4.31$

Teniendo una excentricidad de $e = 0.26$

$\sigma_1=15.20 \text{ ton}$ $\sigma_2=15.86 \text{ ton}$ $\sigma_3=13.32 \text{ ton}$ $\sigma_4=14.23 \text{ ton}$

3) Considerando 50% de carga viva en la columna 1-B:

Tomando momentos en el eje de la columna 1-B se tiene un $X_g \text{ nuevo} = 4.00$

Teniendo una excentricidad contraria de $e= -0.05$, se mantienen los momentos

$\sigma_1=14.51 \text{ ton}$ $\sigma_2=13.24 \text{ ton}$ $\sigma_3=15.45 \text{ ton}$ $\sigma_4=15.62 \text{ ton}$

4) Considerando 50% de carga viva en la columna 1-C:

Tomando momentos en el eje de la columna 1-C se tiene un $X_g \text{ nuevo} = 4.35$

Teniendo una excentricidad contraria de $e= -0.3$, se mantienen los momentos

$\sigma_1=12.01 \text{ ton}$ $\sigma_2=11.8 \text{ ton}$ $\sigma_3=15.45 \text{ ton}$ $\sigma_4=13.74 \text{ ton}$

5) Verificación por momentos sísmicos antihorarios:

Cargas axiales:

$P_1= 7.7365 \text{ ton}$ $P_2=31.18 \text{ ton}$ $P_3=10.19 \text{ ton}$

Momentos longitudinales:

$M_1=123.55 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $M_2= -7.635 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $M_3= -1.89 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Momentos transversales:

$M_1=1.17 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $M_2= -0.1113 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $M_3= -0.23 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Entonces se comprueba el centro de gravedad con las cargas y momentos cálculos obteniendo:

$X_g=4.032\text{m}$, prácticamente coincide con el centro de gravedad inicialmente calculada.

Las verificaciones son:

$$\sigma_1=18.55 \text{ ton} \quad \sigma_2=16.34 \text{ ton}$$

6) Verificación por momentos sísmicos horarios:

Cargas axiales:

$$P_1= 88.10 \text{ ton} \quad P_2=58.49 \text{ ton} \quad P_3=70.15 \text{ ton}$$

Momentos longitudinales:

$$M_1=120.06 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_2= 8.34 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_3= 1.88 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Momentos transversales:

$$M_1=1.17 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_2= -0.1113 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad M_3= -0.23 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Entonces se comprueba el centro de gravedad con las cargas y momentos cálculos obteniendo:

$X_g=3.89\text{m}$, prácticamente coincide con el centro de gravedad inicialmente calculada.

La verificación es:

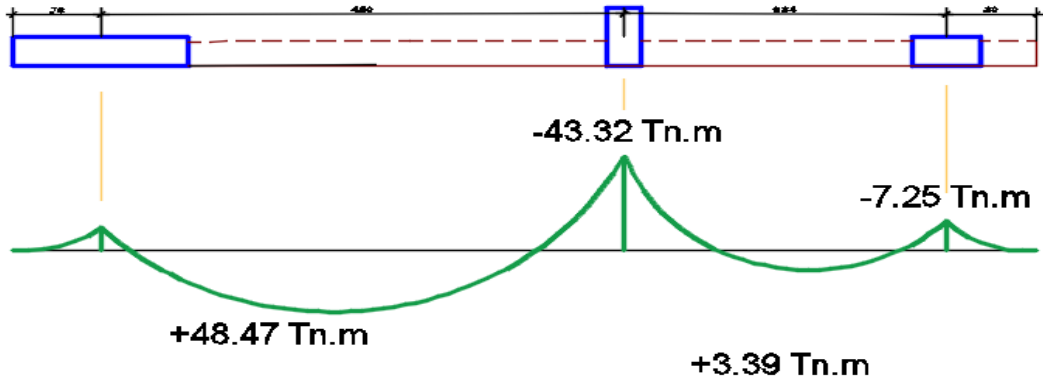
$$\sigma_1=20.6 \text{ ton}$$

DISEÑO DE LA VIGA RIGIDA:

La presión ejercida en la viga es la presión máxima de 20.6 ton multiplicado por el ancho de la zapata combinada, obteniendo así la carga última obtenida (26.78 Tn/m), se calculó los momentos máximos para el diseño a la cara del apoyo, como se muestra en el siguiente gráfico:

(Por fines didácticos, se dibujó el DMF invertido, el esfuerzo producto del terreno es de abajo hacia arriba, el DMF debe ser inverso).

Figura 134: Diagrama del momento flector de la vida rigida del eje 1.



Se consideró para el diseño un ancho equivalente (Viga T de 150*90 cuando la tracción está en la parte inferior del DMF y una sección de 25*90 cuando la tracción está en la parte superior del DMF). Al ser la viga de 90 cm de peralte, se consideró además el acero lateral para evitar fisuraciones.

	M+	M-	M-	M+
Momento	+48.47	-43.32	-7.25	+3.39
Ku	29.55	26.41	4.42	2.07
ρ	0.0087	0.0077	0.0006	0.0006
As calculado	17.65	15.56	0.96	1.12
As. min	4.86	4.86	4.86	4.86
As. colocado	2Ø1''+3Ø3/4''	2Ø1''+2Ø3/4''	2Ø1''	2Ø1''

Tabla 71: Area de acero colocado en la viga rigida

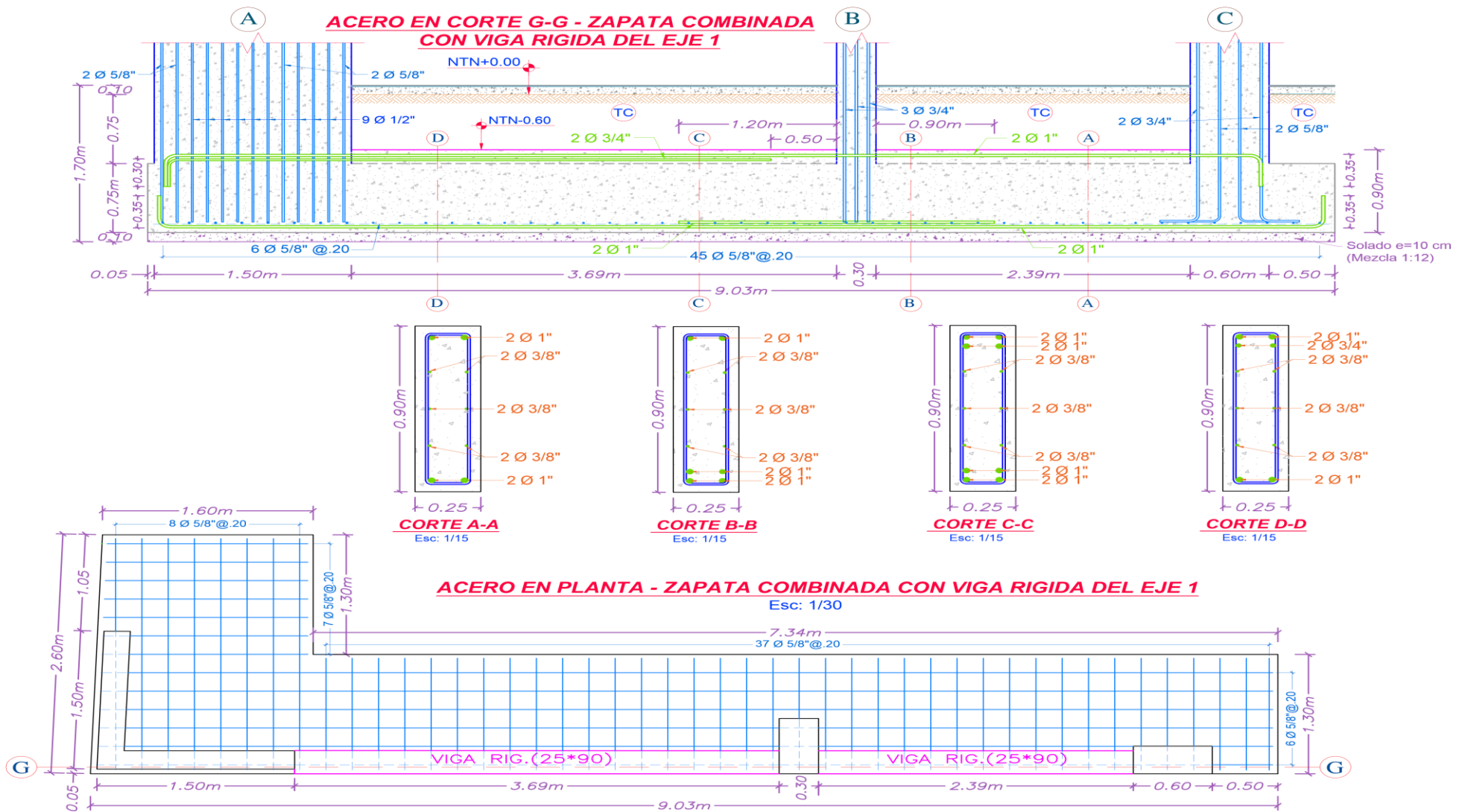


Figura 135: Zapata combinada con viga rigida del eje 1, distribucion de acero longitudinal y transversal.

CONCLUSIONES

- En el análisis estructural se debe considerar una distribución de rigideces y masas, los cuales deben ser adecuados, para poder determinar aspectos en el comportamiento dinámico. Para estructuras de albañilería y/o de concreto armado los sistemas que tienen una función de diafragmas rígidos, considerando un modelo con tres grados de libertad por cada diafragma, considerando masa concentradas.
- El peso sísmico fue determinado para el cálculo de la fuerza cortante sísmica, donde se toma la carga muerta total y un % de la carga viva, el cual varía según el uso de la edificación
- Al insertar la masa sísmica y al insertar la aceleración espectral se optó por elaborar un cálculo previo realizado en el Excel, el programa Etabs procesa internamente la cortante dinámica (cortante basal) actuante en la edificación para ambas direcciones ($V_{basal\ x,y} = S_a * M_{sísmica}$).
- Los desplazamientos obtenidos en el modelamiento de la estructura aporticada en las direcciones de "X" y "Y" son de 0.0321m y 0.0178 m respectivamente, debido a estos desplazamientos se obtuvo las derivas máximas de entrepiso de 0.0329 y 0.0094 estas derivas no se encuentra dentro del límite permitido por la Norma E.030, en vista a esos resultados se propuso un nuevo estructuramiento.
- En el nuevo estructuramiento con placas (muros de corte), se obtuvieron desplazamientos son de 0.009923m y 0.007916m en las direcciones de "X" y "Y", obteniendo así derivas máximas de entrepiso de 0.007 y 0.005, cumpliendo así con la exigencia de la Norma E.030 donde menciona el límite permitido de 0.007 para estructuras de concreto armado. Las placas se ubicaron respetando la arquitectura del proyecto, las dimensiones fueron calculadas a través de un proceso interactivo de análisis y diseño, obteniendo así una rigidez lateral óptima para el edificio.
- La cimentación fue diseñada con zapatas aisladas, conectadas y combinadas con viga rígida, principalmente en el eje 1 y 3, donde se encuentra ubicadas las placas de concreto, debido a que los momentos producidos por sismo son importantes y generan áreas considerables para las placas, resultando factible, económico y práctico .
- Como se observa en los planos la estructura tiene un sistema estructural Dual Tipo II, donde las placas se llevan un 58.73 % de la cortante basal en la dirección X y un 34.17% en la dirección Y, por lo cual se tomó criterios de diseño especificados en la Norma E.060.

RECOMENDACIONES

- Es conveniente que las edificaciones incurrieren en la etapa inelástica, frente a un evento de sismo severo.
- Se debe optimizar y determinar el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica según la Norma E.030 la cual recomienda que: $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$.
- Determinar y verificar los factores de irregularidad (I_a , I_p), correspondiendo a los factores de irregularidades estructurales existentes en altura como en planta; ya que estos factores van a afectar al factor de reducción R , así lo estipula la Norma E.030.
- Verificar la distorsión o drift máximo de entrepiso que se obtiene en el proyecto, este debe de ser menor o igual a lo que especifica la Norma E.030, de no estar dentro del rango establecido, se procede a estructurar nuevamente los elementos estructurales.
- Es conveniente realizar los siguientes pasos para un buen diseño de la estructura en concreto armado :
 - En base a la arquitectura se predimensionan los elementos estructurales.
 - Modelar en cualquier programa de estructuras, aplicando cargas vivas, muertas y sísmicas según las combinaciones de carga mostradas.
 - Identificar bien el tipo de sistema estructural, ya que de este dependerá el factor de reducción a utilizar y el diseño de los elementos estructurales.
 - Verificar los desplazamientos de entrepisos y deflexiones de vigas y losas; asimismo en el cálculo del refuerzo se verificó la cuantía máxima y mínima.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ottazzi Pasino, Gianfranco. “Diseño en Concreto Armado”. Editorial Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto. Perú – Lima 2011.

Blanco Blasco, A. (s.f.). “Concreto Armado II. Apuntes del curso Concreto Armado II”. Lima: PUCP.

Blanco Blasco, A. (s.f.). “Diseño y Construcción de Cimentaciones”. Colegio de Ingenieros del Perú - Lima, 1999.

Blanco Blasco, A. Estructura y Diseño de Estructuras de Concreto armado. Lima, 2009.

San Bartolomé, Ángel. “Construcción de Albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural”. Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú – Lima 1998.

San Bartolomé, Ángel, Daniel y Silva, Wilson. “Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería”. Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú – Lima 2011.

Morales Morales, Roberto. “Diseño en Concreto Armado”. Tercera Edición. Fondo: ICG- Lima.

Pique Del Pozo, Javier y Scaletti Farina, H. “Análisis Sísmico de Edificios”. Libro 9 de la Colección del Ingeniero Civil. Perú 1990- 1991.

Bazán, Enrique y Meli, Roberto. “Diseño Sísmico de Edificios”. Editorial Noriega Editores. México 1985.

HIBBELER, R.C. Tipo de estructuras y cargas. [Aut. Libro] R.C. Hibbeler. Análisis estructural. México: Pearson, 2010.

HARMSSEN, Teodoro E. “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002.

Fratelli Graciela, M. “Suelos, Fundaciones y Muros”. Astrom. Caracas. 1993.

Calavera Ruiz, J. “Cálculo de Estructuras de Cimentación.” INTEMAC, Madrid, 1982.

Clarence W.D. “Cimentaciones de Estructuras”. Taller Grafico de Ediciones Castilla S.A. Madrid, 1968.

Karl von, T. “Mecánica de Suelos. El Ateneo” - Barcelona, 1973.

Hurtado Eduardo Jorge “Análisis Matricial de Estructura” editorial. Universidad Nacional de Colombia - 2009.

Ochoa Laguna Jeysi K. “Diseño Estructural de un Edificio de 8 Pisos y Un Sótano en Huancayo “- Universidad Continental- Perú, Huancayo, 2017.

Rojas Rojas Marco. “Análisis Estructural de un Edificio de Concreto Armado de 8 y Diseño de la Cimentación, Columnas y Placas“- Universidad Continental- Perú, Huancayo.

Torre Hermoza, Pedro Julio. “Diseño de un Edificio de Vivienda de 6 Niveles en Concreto Armado “- Pontificia Universidad Católica del Perú, 2010.

Uchuypoma Silva, Eddison Marcial. “Influencia de la Rigidez Efectiva en el Análisis y Diseño Sísmico de un Edificio de Concreto Armado “. En la Universidad Nacional del Centro del Perú, Perú 2013.

Sánchez Arévalo Natividad .A. “Criterios estructurales para la enseñanza a los alumnos de arquitectura”- Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009.

Padilla Quincot Gonzalo. “Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú”- Pontificia Universidad Católica del Perú, 2010.

Reglamento Nacional De Edificaciones. Editorial Empresa Editora Macro E.I.R.L.
Perú - Lima 2016.

ACI, P. Normas Peruanas de Estructuras: Capitulo Peruano del American Institute-
Lima, 2001.

ANEXOS