



**Universidad  
Continental**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

**“Diseño estructural de un edificio de 8  
pisos y un sótano en Huancayo”**

**Jeysi Kathleen Ochoa Laguna**

Huancayo, 2017

Tesis para optar el Título Profesional de  
Ingeniera 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**

Mag. Ing. Natividad Sánchez Arévalo

## **DEDICATORIA**

A Dios, por darme la vida. A mis padres y hermana, por apoyarme en todo momento.

A mi asesora, Ing. Natividad Sánchez Arévalo, por su constante apoyo.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al Ing. Jacinto Arroyo Aliaga por su asesoría en el planteamiento del proyecto.

A mis amigos y compañeros: el Ingeniero Carlos Lermo y Jim Orihuela por sus comentarios y críticas constructivas. A Nélide Buitrón, Jean Carlos Espinoza, Anthony Martínez y Nick Astorayme por la colaboración en los dibujos y planos. A Kevin Lavado por su apoyo en la traducción del resumen.

## ÍNDICE

PORTADA .....	i
ASESOR.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS .....	iv
ÍNDICE .....	v
LISTA DE TABLAS.....	ix
LISTA DE FIGURAS .....	xi
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT .....	xvi
INTRODUCCIÓN.....	xvii
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	1
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	9
1.2. OBJETIVOS .....	10
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	10
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	10
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	10
1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	11
1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL .....	11
1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS .....	11
1.5. NORMAS EMPLEADAS.....	11
1.6. DELIMITACIÓN DE ESTUDIO.....	11
1.7. METODOLOGÍA.....	12
CAPITULO II ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL .....	17
2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	17
2.2. ESTRUCTURACIÓN O CONFIGURACIÓN .....	23
2.2.1. ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	27
2.2.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	30
2.2.3. COLUMNAS .....	31
2.2.4. PLACAS .....	31
2.2.5. VIGAS.....	31
2.2.6. LOSAS.....	31
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO .....	32
2.3.1. LOSA MACIZA .....	32

2.3.2.	LOSA ALIGERADA .....	35
2.3.3.	VIGAS.....	39
2.3.4.	COLUMNAS .....	40
2.3.5.	PLACAS .....	43
2.3.6.	VERIFICACIÓN POR CORTE DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS) .....	44
2.3.7.	VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS) .....	45
CAPITULO III METRADO DE CARGAS Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....		54
3.1.	CARGAS DE DISEÑO .....	54
3.2.	METRADO DE CARGAS .....	55
3.2.1.	METRADO DE CARGAS DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS .....	55
3.2.2.	METRADO DE CARGAS DE VIGAS .....	59
3.2.3.	METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS Y PLACAS .....	89
3.2.4.	METRADO DE CARGAS DE ESCALERA .....	107
3.3.	IDEALIZACIONES.....	109
3.3.1.	IDEALIZACIÓN DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS.....	109
3.3.2.	IDEALIZACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS.....	124
3.4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE GRAVEDAD .....	126
3.4.1.	ANÁLISIS DE LOSA ALIGERADA.....	126
3.4.2.	ANÁLISIS DE LOSA MACIZA .....	144
3.4.3.	ANÁLISIS DE VIGAS .....	150
3.5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE SISMO.....	153
3.5.1.	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	156
3.5.2.	PELIGRO SÍSMICO .....	166
3.5.3.	CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO .....	169
3.5.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	182
3.5.5.	ANÁLISIS DINÁMICO .....	190
3.5.6.	VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	196
3.5.7.	FUERZAS CORTANTES EN LA BASE .....	200
3.5.8.	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES.....	200
CAPITULO IV DISEÑO ESTRUCTURAL .....		203
4.1.	MÉTODO DE DISEÑO.....	203
4.1.1.	MÉTODO POR RESISTENCIA.....	203
4.1.2.	MÉTODO POR ESFUERZOS ADMISIBLES .....	205
4.2.	DISEÑO DE LOSA ALIGERADA .....	205
4.2.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	206

4.2.2.	CÁLCULO DE DEFLEXIONES .....	209
4.2.3.	DISEÑO POR CORTANTE .....	212
4.2.4.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA.....	214
4.3.	DISEÑO DE LOSA MACIZA .....	226
4.3.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	226
4.3.2.	CÁLCULO DE DEFLEXIONES .....	227
4.3.3.	DISEÑO POR CORTANTE .....	231
4.3.4.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA LOSA MACIZA.....	231
4.4.	DISEÑO DE VIGAS.....	239
4.4.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	240
4.4.2.	DISEÑO POR CORTANTE .....	247
4.4.3.	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	249
4.4.4.	CONTROL DE FISURACIÓN.....	250
4.4.5.	ANCLAJE .....	251
4.4.6.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA VIGA.....	253
4.5.	DISEÑO DE COLUMNAS .....	262
4.5.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN .....	263
4.5.2.	DISEÑO POR CORTE .....	266
4.5.3.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA COLUMNA .....	270
4.6.	DISEÑO DE PLACAS.....	277
4.6.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN .....	277
4.6.2.	DISEÑO POR CORTANTE .....	278
4.6.3.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA PLACA .....	284
4.7.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN .....	291
4.7.1.	DIMENSIONAMIENTO DEL ÁREA DE CONTACTO .....	292
4.7.2.	DIMENSIONAMIENTO DEL PERALTE DE LA ZAPATA.....	294
4.7.3.	DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA.....	297
4.7.4.	EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ EN LA CIMENTACIÓN .....	298
4.7.5.	DATOS OBTENIDOS DEL EMS Y DE LA NORMA E.050 .....	301
4.7.6.	ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN .....	302
4.7.7.	ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	308
4.7.8.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN RETICULAR .....	311
4.8.	DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO .....	328
4.8.1.	DESCRIPCIÓN DEL MURO DE SÓTANO .....	330
4.8.2.	PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO .....	335
4.9.	DISEÑO DE ESCALERA .....	339



4.9.1.	DESCRIPCIÓN DE LA ESCALERA.....	340
4.9.2.	IDEALIZACIÓN.....	340
4.9.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	341
4.9.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	342
4.10.	DISEÑO DE CISTERNA.....	342
4.10.1.	CAPACIDAD DEL TANQUE .....	343
4.10.2.	CÓDIGO DEL MEDIO AMBIENTE ACI 350.....	345
4.10.3.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE CADA ELEMENTO QUE CONFORMA LA CISTERNA 347	
	CONCLUSIONES.....	356
	RECOMENDACIONES .....	357
	BIBLIOGRAFÍA.....	358
	ANEXOS.....	361

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Proceso de análisis estructural y métodos de diseño utilizados.....	14
Tabla 2: Criterios para una buena estructuración.....	24
Tabla 3: Cuadro comparativo entre la concepción estructural de la Norma E.030 y del Ing. Antonio Blanco.....	25
Tabla 4: Categoría de las edificaciones.....	26
Tabla 5: Carga axial en el primer piso.....	41
Tabla 6: Área de columna requerida en el primer piso.....	41
Tabla 7: Carga axial en el segundo piso.....	42
Tabla 8: Área de columna requerida en el segundo piso.....	42
Tabla 9: Carga axial en placas del primer piso.....	43
Tabla 10: Área de placa requerida en el primer piso.....	43
Tabla 11: Distribución de fuerzas actuantes por piso $F_i$ .....	46
Tabla 12: Rigidez de elementos resistentes a cargas de sismo.....	47
Tabla 13: Aporte de cada eje en la resistencia de la cortante sísmica.....	47
Tabla 14: Distribución de fuerzas cortantes por piso $F_i$ para el eje C.....	48
Tabla 15: Desplazamientos laterales en el eje C (sismo x).....	49
Tabla 16: Cortantes por piso para el eje 1.....	50
Tabla 17: Desplazamientos laterales en el eje 1 (sismo y).....	51
Tabla 18: Limitaciones para utilizar el método de coeficientes.....	144
Tabla 19: Factor de suelo "S".....	168
Tabla 20: Períodos TP y TL.....	168
Tabla 21: Irregularidades de la edificación analizada en altura.....	179
Tabla 22: Irregularidades de la edificación analizada en altura.....	180
Tabla 23: Distribución de la cortante basal en las placas y columnas en porcentajes.....	182
Tabla 24: Distribución de la fuerza actuante por piso $F_i$ .....	184
Tabla 25: Excentricidad accidental en cada dirección de análisis.....	185
Tabla 26: Momento torsor por excentricidad en la dirección y.....	185
Tabla 27: Momento torsor por excentricidad en la dirección x.....	186
Tabla 28: Límites para la distorsión del entrepiso.....	188
Tabla 29: Desplazamientos relativos máximos permisibles.....	189
Tabla 30: Desplazamientos obtenidos en la dirección x para el análisis estático.....	189
Tabla 31: Desplazamientos obtenidos en la dirección x para el análisis estático.....	190
Tabla 32: Periodos fundamentales de vibración.....	191
Tabla 33: Desplazamientos obtenidos en la dirección x para el análisis dinámico.....	192
Tabla 34: Desplazamientos obtenidos en la dirección y para el análisis dinámico.....	193
Tabla 35: Masa participativa considerada en cada dirección de análisis.....	195
Tabla 36: Categoría y regularidad de las edificaciones.....	197
Tabla 37: Momento de volteo de la edificación.....	199
Tabla 38: Fuerza cortante basal estática y dinámica.....	200
Tabla 39: Áreas de acero mínimo y máximo para una vigueta de 0.25m de peralte sometida a flexión.....	209
Tabla 40: Deflexiones obtenidas en la losa aligerada con 0.25m de peralte.....	224
Tabla 41: Deflexiones obtenidas en la losa aligerada con 0.20m de peralte.....	225
Tabla 42: Deflexiones máximas admisibles E060.....	230
Tabla 43: Deflexiones obtenidas en la losa maciza con 0.15m de peralte.....	238
Tabla 44: Casos de bloque comprimidos en una sección T.....	243
Tabla 45: Cálculo del ancho efectivo de ala "be" en vigas T.....	244
Tabla 46: Longitudes de desarrollo de barras en tracción.....	252

Tabla 47: Diámetro de acero mínimo para estribos.....	281
Tabla 48: Cuantías mínimas según la fuerza cortante. ....	282
Tabla 49: Módulo de elasticidad y módulo de reacción para diferentes tipos de suelo.....	301
Tabla 50: Tabla 1.82 proporcionada por Richard Bares para la obtención de momentos de losas en dos direcciones.....	349

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Principales sismos de los últimos años en América Latina. ....	2
Figura 2: Mapa de zonificación de peligro sísmico. ....	3
Figura 3: Ubicación de la falla del Huaytpallana. ....	4
Figura 4: Licencias de construcción otorgadas periodo 2008-2013 en Junín .....	5
Figura 5: Licencias de apertura otorgadas periodo 2008-2013 en Junín .....	6
Figura 6: Vivienda-comercio, ubicada en prolongación Piura y Atahualpa. ....	6
Figura 7: Edificación ubicada en Jr. Piura 355, Huancayo .....	7
Figura 8: Edificación ubicada en Jr. Huancas y Psje. 12 de Agosto.....	8
Figura 9: Edificación ubicada en Jr. Huancas y Cajamarca. ....	9
Figura 10: Ubicación del proyecto (a) ubicación departamental, (b) ubicación específica. ....	17
Figura 11: Estudio de Mecánica de Suelos del C. E. 30209 Saños Chico, el Tambo. ....	18
Figura 12: Planos iniciales de arquitectura en planta. ....	21
Figura 13: Primera alternativa de estructuración. ....	28
Figura 14: Segunda alternativa de estructuración. ....	29
Figura 15: Paño de losa maciza con las dimensiones más críticas.....	33
Figura 16: Dimensiones de la losa aligerada en elevación.....	36
Figura 17: Dirección de losa aligerada y maciza. ....	37
Figura 18: Vigas en los extremos de la caja del ascensor y escalera. ....	40
Figura 19 Modelamiento del pórtico C. ....	48
Figura 20: Desplazamientos relativos .....	49
Figura 21: Modelamiento del pórtico 1.....	50
Figura 22: Resultado final de la configuración y predimensionamiento.....	52
Figura 23: Vigas peraltadas en la losa del sótano y del primer nivel.....	59
Figura 24: Vigas peraltadas en la losa del piso típico y octavo nivel.....	60
Figura 25: Área tributaria para el metrado de la viga B por el método del sobre. ....	61
Figura 26: Armado de losas aligeradas unidireccionales y macizas bidireccionales en cada piso. 89	
Figura 27: Áreas tributarias de cada columna y placa en cada piso. ....	90
Figura 28: Escalera típica.....	107
Figura 29: 7 Método de Marcus .....	112
Figura 30: Tipos de losa maciza en sótano y primer nivel.....	113
Figura 31: Tipos de losa en planta típica y octavo nivel (azotea) .....	113
Figura 32: Ilustración de apoyos en la losa maciza .....	114
Figura 33: Losa en dos direcciones sobre apoyos de borde simples: (a) flexión de la franja central de la losa, (b) modelo reticular de la losa. ....	146
Figura 34: Ubicación de longitudes y franjas para el método de coeficiente.....	147
Figura 35: Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección y .....	149
Figura 36: Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección x.....	149
Figura 37: Modelo simplificado para el análisis por cargas verticales .....	150
Figura 38: DMF típico de pórticos elevados cuando no se contempla el proceso constructivo ....	151
Figura 39: Sismicidad en el mundo .....	154
Figura 40: Subducción de la Placa Oceánica en la Placa Continental .....	154
Figura 41: Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura .....	155
Figura 42: Ancho contributivo en el análisis de pórticos planos. ....	158
Figura 43: Ubicación del centro de gravedad CG y centro de rigidez CR. ....	161
Figura 44: Idealización de los apoyos del sótano. ....	165
Figura 45: Modelamiento de la estructura en el software SAP 2000.....	166
Figura 46: Zonas sísmicas del Perú.....	167
Figura 47: a Irregularidad de piso blando .....	170

Figura 48: b Irregularidad de piso débil.....	171
Figura 49: Irregularidad de peso .....	172
Figura 50: Irregularidad de geometría vertical. ....	173
Figura 51: Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes.....	174
Figura 52: Irregularidad por torsión (a) En la dirección x. (b) En la dirección y .....	175
Figura 53: Irregularidad de esquinas entrantes. ....	176
Figura 54: Irregularidad de discontinuidad del diafragma. ....	177
Figura 55: Diafragma rígido con abertura. ....	178
Figura 56: Excentricidad accidental de la edificación en cada dirección .....	184
Figura 57: Análisis del momento torsor en ambos sentidos para la excentricidad en y .....	187
Figura 58: Análisis del momento torsor en ambos sentidos para la excentricidad en x .....	187
Figura 59: Espectro de la estructura analizada.....	192
Figura 60: Distribución de fuerza cortante en el primer nivel en cada dirección .....	201
Figura 61: Secciones a considerar en el diseño a flexión de la losa. ....	206
Figura 62: Distancias del eje neutro hacia la fibra más traccionada ( $Y_t$ ).....	207
Figura 63: Falla balanceada en una sección T. ....	208
Figura 64: División de franjas para una losa bidireccional.....	228
Figura 65: Momentos últimos en la losa maciza con comportamiento direccional del sótano .....	232
Figura 66: Momentos últimos en la losa maciza con comportamiento direccional del sótano. ....	234
Figura 67: : Deformaciones en el acero y concreto. ....	240
Figura 68: Curva de esfuerzo-deformación unitaria del concreto .....	241
Figura 69: Curva de esfuerzo-deformación unitaria del acero. ....	241
Figura 70: Bloque equivalente de la zona comprimida. ....	242
Figura 71: Área de aceros mínimos en toda la longitud de las vigas sísmicas .....	246
Figura 72: Fuerza cortante de diseño en vigas.....	248
Figura 73: Distribución mínima de estribos en vigas para un sistema de muros estructurales o dual tipo I.....	249
Figura 74: Anclaje con gancho estándar.....	252
Figura 75: Elevación de viga VA-1°.....	253
Figura 76: Envoltorio sísmico de la viga VA-1° .....	255
Figura 77: Ubicación de zona comprimida y zona traccionada en una columna.....	264
Figura 78: Deformación unitaria de los aceros y esfuerzo de compresión en una columna. ....	265
Figura 79: Resistencia a flexión de las columnas y vigas en las caras de los nudos.....	266
Figura 80: Fuerza cortante de diseño en columnas.....	267
Figura 81: Ubicación de la columna más cargada. ....	270
Figura 82: Diagrama de interacción de la columna.....	272
Figura 83: Elementos de borde de una placa. ....	279
Figura 84: Elementos confinados de borde en muro. ....	280
Figura 85: Elementos de borde en placas L, T, U.....	281
Figura 86: Anclaje de la placa en el elemento borde .....	282
Figura 87: Diagrama de interacción de la placa PL1A ^ PL3A 1°-4° con excentricidad en X.....	287
Figura 88: Diagrama de interacción de la placa PL1A ^ PL3A 1°-4° con excentricidad en Y.....	287
Figura 89: Distribución de acero longitudinal y transversal en la placa 1A y 3A .....	291
Figura 90: Tipos de cimentación. ....	292
Figura 91: Distribución de presiones de contacto .....	293
Figura 92: Ubicación de la cortante crítica a una distancia “d” de la cara del apoyo. ....	294
Figura 93: Ubicación de la fuerza cortante crítica en la cara del apoyo. ....	295
Figura 94: Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento. ....	296
Figura 95: Sección crítica para el diseño por flexión. ....	298

Figura 96: (a) Distribución de presiones en un suelo cohesivo bajo una zapata rígida con carga axial. (b) Distribución de presiones en un suelo granular bajo una zapata rígida con carga axial. (c) Distribución de presiones bajo una zapata flexible. ....	299
Figura 97: Profundidad de cimentación (Cimentación superficial con sótano). ....	302
Figura 98: Área de contacto para zapatas aisladas. ....	303
Figura 99: Áreas de contacto para zapatas conectadas. ....	304
Figura 100: Áreas de contacto para zapatas combinadas. ....	305
Figura 101: Planta de la alternativa utilizando losa de cimentación. ....	307
Figura 102: Área de contacto para una zapata reticular. ....	308
Figura 103: Viga de cimentación del eje 3. ....	320
Figura 104: (a) idealización, (b) deformada, (c) diagrama de momento flector, (d) diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación para una carga de 1ton/m. ....	321
Figura 105: Vuelo de la zapata en el eje 3. ....	322
Figura 106: Muro de sótano. ....	329
Figura 107: Vista en planta del muro de sótano. ....	331
Figura 108: Muro de sótano con comportamiento unidireccional. ....	331
Figura 109: Muros del sótano con comportamiento bidireccional. ....	332
Figura 110: Distribución del acero en muro. (Harmsen, 2002) ....	334
Figura 111: (a) Idealización del muro con comportamiento del sótano, (b) diagrama de momento flector y (c) diagrama de fuerza cortante. ....	336
Figura 112: Idealización del muro con comportamiento bidireccional del sótano. ....	338
Figura 113: Ubicación del tanque cisterna en la planta del sótano. ....	343
Figura 114: Planta de la cisterna. ....	345
Figura 115: Cargas actuantes. ....	347

## RESUMEN

El desarrollo de esta investigación busca dar a conocer los conocimientos relacionados al análisis y diseño estructural de una edificación, además de la secuencia a seguir para obtener un diseño estructural óptimo que será plasmado en planos bien detallados, de tal manera que permita una construcción funcional, segura, económica y estética, respetando la arquitectura planteada.

La edificación en análisis será ubicada en el distrito de El Tambo y está conformada por ocho pisos y un sótano. El sótano y el primer piso están destinados a servir de tiendas con sus respectivos depósitos. En el segundo piso se encuentran los servicios de esparcimiento: restaurante, servicio de internet, comedor y sala de espera. Desde el tercer al octavo piso se encuentran las habitaciones del hotel. La edificación cuenta con un tanque cisterna de concreto armado que estará ubicado en el nivel del sótano y un tanque elevado prefabricado que se ubicará encima de la losa caja del ascensor-escalera de la azotea. El suelo de cimentación, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos, está constituido por grava arenosa GW con capacidad portante de 2 kg/cm<sup>2</sup>.

De acuerdo a la Norma Sísmica E.030 vigente desde enero 2016, la edificación se ubica en una zona sísmica de peligro medio alto (zona sísmica 3), motivo por el cual se realiza el análisis estructural para dos tipos de cargas: de gravedad y de sismo. Para el análisis de las cargas de gravedad se ha cuantificado previamente las cargas de acuerdo a lo especificado en la Norma de Cargas E.020 y para el análisis sísmico, en concordancia con la Norma Sísmica E.030, se ha utilizado dos métodos: estático y dinámico. El método estático solo se usa en el proceso de predimensionamiento y para fines de comprobar con los resultados obtenidos en el análisis dinámico. La estructura analizada posee una geometría en planta irregular, por lo que es obligatorio realizar el análisis estructural con el método dinámico.

El diseño en concreto armado se basa en las especificaciones de la Norma E.060. Para el diseño de los elementos estructurales que soportarán sismo se ha tenido en cuenta el capítulo 21 de la norma mencionada adecuada a la Norma Sismorresistente E.030 vigente. Para el diseño de los muros de sótano y cisterna se ha complementado el uso de la Norma Internacional del Medio Ambiente ACI 350 con el fin de garantizar durabilidad e impermeabilidad de estos elementos. Para el diseño de la cimentación se ha complementado con la Norma de Suelos y Cimentaciones E.050. Con el fin de optimizar el diseño de la cimentación se han propuesto previamente otras alternativas que han

conducido a elegir la más económica. Finalmente, se presentan planos adecuadamente detallados para facilitar un correcto proceso constructivo.



## ABSTRACT

The development of this research is oriented to make known the concepts related to analysis and structural design of a project, besides determining the sequence to obtain an optimal design to be presented in well detailed plans in a way that allows a functional, secure, economic and aesthetic construction following the proposed architectural design.

The analyzed edification will be set in the El Tambo district in Huancayo, it consists in eight floors and a basement. The basement and the first floor are destined to be used as stores with their respective deposits. Located in the second floor are the recreational services, which are a restaurant, an internet service local, the main dining room and the waiting room. From the third to eighth floor there are mainly the hotel rooms. The edification counts with a cistern water tank made out of reinforced concrete which will be located in the basement level and a prefabricated elevated tank which will be located above the stair-elevator box's slab. The foundation ground, by the Soil Mechanics study, is mainly constituted by well gradated sandy gravel with a carrying capacity of 2kg/cm<sup>2</sup>.

According to the Seismic Norm E.030 valid since January 2016, the edification is located on a seismic zone of middle to high danger (seismic zone level 3), which is the reason to the structural analysis is made for two types of charges: Gravity and seismic. For the gravity charge analysis, the charges have been previously quantified according to the specifics of the Charges Norm E.020 and for the seismic charge analysis, according to the Seismic Norm E.030, two methods were used: Static and Dynamic. The static method is only used in the pre- sizing process and for purposes of proving the obtained results in the dynamic analysis. The analyzed structure possesses an irregular geometry in plan, for which is obligatory to make the analysis with the dynamic method.

The reinforced concrete design is based on the specifications of the Norm E.060. For the structural elements design that will support the seismic accelerations it has been considered chapter 21 from the before mentioned Norm adjusted to the active Earthquake Resistant Norm E.030. For the basement walls and cistern, it has been complemented the use of the International Environmental Norm ACI350 with the purpose of guaranteeing durability and impermeability of these elements. For the founding design it has been complemented with the Soils and Foundations Norm E.050. With the purpose of optimizing the design of the foundation it has been proposed previously other alternatives that had led to choosing the most economic one. Finally, the adequately detailed plans are presented for a correct constructive process.

## INTRODUCCIÓN

Los objetivos de esta investigación son: 1) Realizar un modelo de diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo. 2) Definir las características que debe incluir una adecuada configuración estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo. 3) Seleccionar la alternativa de configuración estructural más conveniente en el modelamiento, análisis y diseño de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo. 4) Seleccionar la alternativa de cimentación más adecuada para un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo.

Para conseguir cumplir con los objetivos y obtener resultados acertados se tratan los siguientes temas en el desarrollo de esta investigación. En el capítulo I se describe y muestra los problemas encontrados en Huancayo, y se plantea así el problema de la investigación. En el capítulo II se realiza la descripción del proyecto, se evalúan los criterios de estructuración, se elige la alternativa más conveniente para este tipo de edificio, se realiza la descripción y predimensionamiento de cada elemento estructural y al final se realiza una verificación por corte de los elementos verticales resistentes (columnas y placas). En el capítulo III se definen las cargas de diseño, se realiza el metrado de cargas de las losas, vigas, columnas, placas y de la escalera; se muestran las idealizaciones de las losas, de las vigas y columnas; posteriormente se realiza el análisis estructural por cargas de gravedad y por cargas de sismo. En el capítulo IV se definen los métodos de diseño que se utilizan, se detalla los diseños de: la losa aligerada, losa maciza, vigas, columnas, placas, muros de sótano, la cimentación, escalera y el diseño del tanque cisterna.

# **CAPÍTULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**

### **1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Los movimientos sísmicos son sollicitaciones originadas por fenómenos naturales imprevistos que han provocado gran destrucción a lo largo del tiempo en el mundo entero, como en los terremotos de Chile en 1960 con 9.5 grados (Plantea y resuelve, 2012), de Alaska en 1964 con 9.2 grados (USGS, 2014) y de Japón en 2011 con 9 grados de magnitud de momento (USGS, 2011). Estos movimientos se deben a la existencia de placas tectónicas, volcanes y fallas geológicas, siendo los más frecuentes y peligrosos los de origen tectónico.

En los últimos años, América Latina fue sacudida por varios sismos que son muy recordados debido a su magnitud y a la destrucción que causaron. Tomando como referencia la figura 1, Chile tuvo el sismo con mayor magnitud, 8.8 grados en la escala de Richter; sin embargo, la mayor cantidad de pérdida de vidas se dio en sismos con menor magnitud como fue el caso de Haití (2010), de El Salvador (2001) y Perú (2007), donde los números de muertos fueron 250 000, 1142 y 600 muertes respectivamente. En estos tres últimos países citados, los sismos fueron de características moderadas. Por lo que se puede afirmar que la principal causa de las muertes están relacionadas con la vulnerabilidad sísmica de sus edificaciones.

Figura 1: Principales sismos de los últimos años en América Latina.



Fuente: Correo, 2014

Perú es un país que tiene tres zonas sísmicas definidas como alta, media y baja. El departamento de Junín se ubica en la zona sísmica intermedia, según el mapa de zonificación sísmica de la norma E-030 (Figura 2), sin embargo la poca actividad sísmica (Indeci, 2015) ha hecho que los habitantes bajen la guardia a este fenómeno natural.

Figura 2: Mapa de zonificación de peligro sísmico.



Fuente: Norma E.030, 2016

Junín, en su historial sísmico, lleva varios episodios que retratan la destrucción pura como el terremoto en Tarma en 1938, que dejó 350 muertos; el terremoto en Satipo en 1947 de 7.8 grados, que acompañado de deslizamientos, provocó la muerte de 2235 personas; el sismo de Ulcumayo en 1962 de 6.1 grados, llevando consigo la muerte de 30 personas y el terremoto en Pariahuanca en 1969 de 7 grados, que causó la muerte de 1300 personas. Este último producto de la falla geológica del Huaytapallana (Vargas, 2014).

De lo que antecede se puede deducir que el departamento de Junín ha pasado por diferentes periodos sísmicos. Actualmente, Junín se encuentra con silencio sísmico desde hace 50 años, con la probabilidad de un movimiento sísmico de gran magnitud ocasionado por la acumulación de energía.

El departamento de Junín tiene tres fallas geológicas muy importantes: la del Huaytapallana, Ricrán (Jauja) y Satipo, esto significa que, de activarse alguna de estas fallas, se podrían generar movimientos telúricos de gran magnitud.

**Figura 3: Ubicación de la falla del Huaytapallana.**



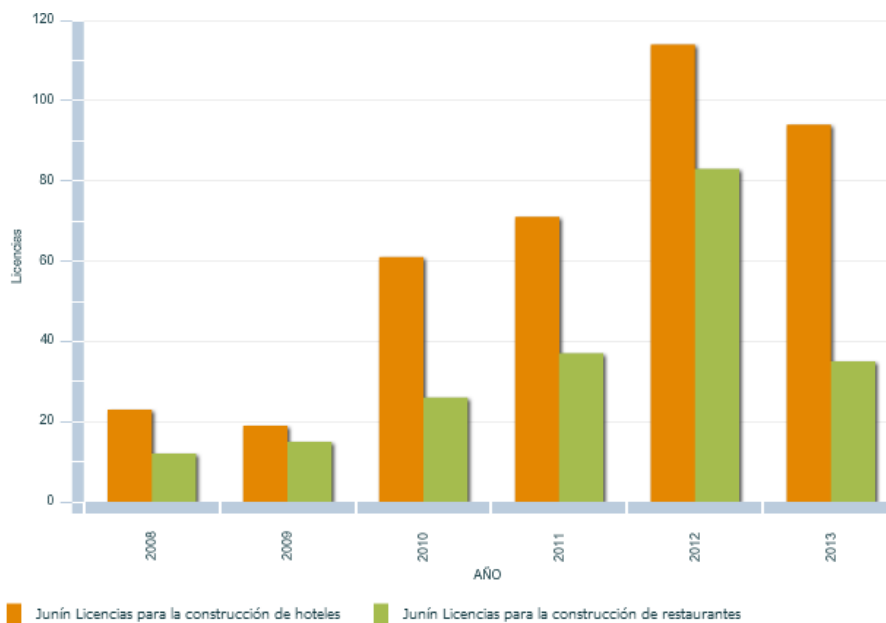
**Fuente: El Comercio, 2010**

Con respecto a la ciudad de Huancayo, capital del departamento de Junín, existen comentarios de expertos que alertan a la población que de producirse un terremoto en esta ciudad provocaría el colapso de hasta el 80 % de las viviendas, edificios, centros de salud e instituciones diversas, así como el corte del servicio de agua y luz (Vargas, 2014). Asimismo, de producirse un movimiento sísmico de 8 grados en la escala de Richter, los resultados serían devastadores, pues colapsarían las construcciones rústicas por su antigüedad. Esto también sucedería con las viviendas de material noble que se construyeron y se siguen construyendo sin una dirección técnica y en lugares prohibidos como pendientes o quebradas (Durán Basurto, 2010).

La construcción civil en nuestro país se ha convertido en una necesidad importante. Esta actividad se viene desarrollando a través de diversas obras como las de edificaciones, urbanismo, infraestructura vial, eléctricas, sanitarias, etc. Actualmente se ha visto un gran apogeo en la construcción de edificaciones altas para diversos usos como: departamentos, centros comerciales, tiendas por departamentos, oficinas, universidades, institutos, clínicas, etc.; y todas deben garantizar un adecuado comportamiento durante su vida útil.

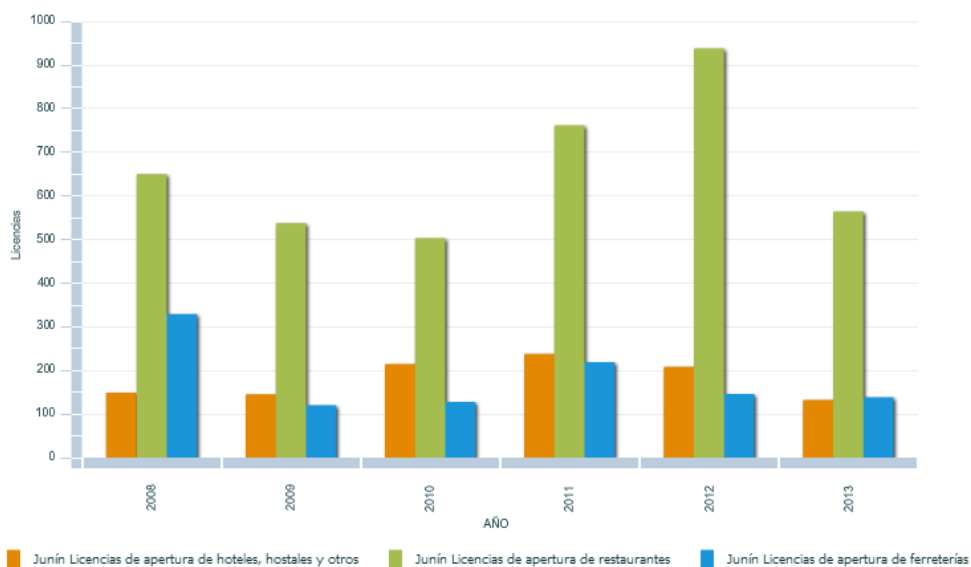
En Junín se ha ido incrementando la construcción de edificaciones como se ve en las figuras 4 y 5. Llama la atención que, según datos estadísticos a partir del 2012, esta actividad presenta una baja; sin embargo, al recorrer diversos lugares da la sensación que es todo lo contrario ya que las construcciones abundan actualmente, posiblemente sea una consecuencia de la informalidad.

**Figura 4: Licencias de construcción otorgadas periodo 2008-2013 en Junín**



**Fuente: (INEI-RENAMU, 2013)**

**Figura 5: Licencias de apertura otorgadas periodo 2008-2013 en Junín**



**Fuente: (INEI-RENAMU, 2013)**

La informalidad hace que se presenten malos hábitos en la construcción y sobre todo hace a las edificaciones, muy vulnerables ante cargas sísmicas. Los sismos afectan a edificaciones con problemas de configuración como en la figura 6 donde se presentaría falla por piso blando debido a la poca rigidez de sus columnas del primer piso y la alta cantidad de tabiquería en los pisos superiores.

**Figura 6: Vivienda-comercio, ubicada en prolongación Piura y Atahualpa.**

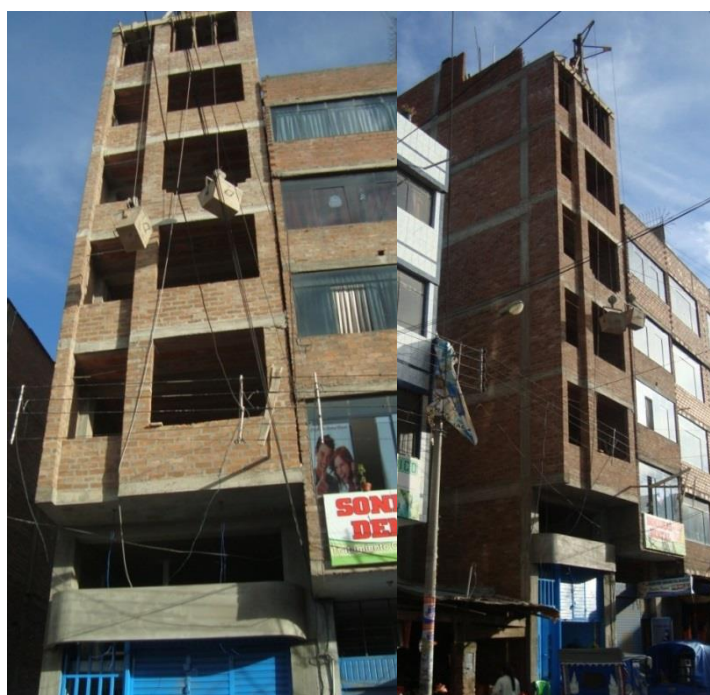


**Fuente: propia**



Se observa que la edificación (fig. 7) se verá afectada ante un sismo puesto que no tiene junta que lo separe de la edificación vecina, además que es una edificación muy esbelta (aprox. 2.50m de fachada y 18m de altura) y no presenta buena rigidez lateral (sistema de pórticos con columnas cuadradas) sobre todo paralelo a la fachada.

**Figura 7: Edificación ubicada en Jr. Piura 355, Huancayo**



**Fuente: Propia**

Otro problema de configuración es la variación en dimensiones de los elementos estructurales (fig.8), donde se ve un pronunciado cambio de peralte en las vigas, además que en la viga del primer nivel la sección no es completamente de concreto ya que hay espacio ocupado por trozos de ladrillos de arcilla.

**Figura 8: Edificación ubicada en Jr. Huancas y Psje. 12 de Agosto.**



**Fuente: propia**

También se presentan problemas de configuración cuando se conciben arquitecturas complicadas (fig.9), que atentan la estabilidad de la estructura. La estructura mostrada posiblemente fallaría por cargas de sismo debido a la poca rigidez de sus elementos, sobre todo en los elementos de apoyo del tanque elevado y la escalera.

**Figura 9: Edificación ubicada en Jr. Huancas y Cajamarca.**



**Fuente: propia**

Estos son algunos ejemplos de mala configuración estructural debido a falta de criterio sismo resistente que se deben tomar estrictamente en cuenta para construcciones en Huancayo. La construcción en Huancayo crece desordenadamente, y lo más grave es el aumento de vulnerabilidad sísmica a causa de la imprudencia y falta de supervisión de los profesionales responsables.

### **1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **A. Problema general**

¿Cuáles son los componentes para realizar un modelo de diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo?

#### **B. Problemas específicos**

¿Cuáles son las características que debe incluir una adecuada configuración estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo?

¿Cuál es la alternativa de configuración estructural más conveniente en el modelamiento, análisis y diseño de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo?

¿Cuál es la alternativa de cimentación más adecuada para un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo?

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar un modelo de diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Definir las características que debe incluir una adecuada configuración estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo

Seleccionar la alternativa de configuración estructural más conveniente en el modelamiento, análisis y diseño de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo

Seleccionar la alternativa de cimentación más adecuada para un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo

## **1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

El poco criterio en el diseño sísmico y deficiencias en la supervisión (por las entidades responsables) en las construcciones conlleva al aumento de vulnerabilidad sísmica en Huancayo, además los propios habitantes ponen en riesgo sus vidas autoconstruyendo de manera informal.

En primer lugar, el desarrollo de esta tesis englobará y afianzará los conocimientos de la autora recibidos en la universidad, para así desempeñarse con criterio y ética durante su vida profesional, y así poder contribuir en el desarrollo de la sociedad.

También, el desarrollo de esta tesis brindará información manejable para guiar a las personas dedicadas a la construcción hacia una correcta configuración y diseño de

edificios que responda satisfactoriamente ante cargas de gravedad y sismo, con la finalidad principal es que en Huancayo, centro de comercio masivo, se construya edificios más seguros y así cumplir con la filosofía de la Norma E030-RNE “Evitar pérdida de vidas y asegurar la continuidad de servicios básico”.

## **1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES**

### **1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL**

Se realizará el diseño estructural de un edificio comercio-hotel de 8 pisos más un sótano en Huancayo, tomando en cuenta la configuración sísmica, modelamiento, análisis estructural, diseño y el correcto detallado de los planos.

### **1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

Las alternativas de configuración estructural se analizan en base a la rigidez lateral, y a la funcionalidad arquitectónica.

La alternativa de configuración más conveniente es la que me brinde mejor comportamiento ante cargas de sismo.

## **1.5. NORMAS EMPLEADAS**

Las normas empleadas para el desarrollo de esta tesis son las que se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones: E020, E030, E050, E060, A010, A030, A070 e IS010. El ACI 350 y el ACI 318 del 2014.

## **1.6. DELIMITACIÓN DE ESTUDIO**

Para la presente tesis, se tiene como puntos de partida: la arquitectura y el estudio de mecánica de suelos.

Partiendo de los datos expuestos, la tesis comprende los siguientes temas: la configuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis estructural con el uso del SAP2000, el diseño estructural con cálculos manuales, verificación de estados límites de servicio y el detallado final de los siguientes elementos que conforman la edificación:

- Losas aligeradas
- Losas macizas en una y dos direcciones
- Vigas
- Columnas
- Placas
- Muros de sótano
- Cimentación
- Escalera
- Cisterna

## **1.7. METODOLOGÍA**

**Paso 1:** Descripción de las características del proyecto que incluyen:

- Ubicación geográfica
- Características arquitectónicas, distribución de espacios en planta y elevación, dimensiones, usos.
- Características del suelo de cimentación.

**Paso 2:** Configuración estructural:

Se propondrá alternativas de configuración de acuerdo a las características de la edificación y según su arquitectura.

**Paso 3:** Predimensionamiento

Este paso se realizará para la alternativa de configuración seleccionada.

Se realizará el predimensionamiento de cada tipo de elemento estructural como losas, vigas, columnas, placas, escaleras) en base a recomendaciones de ingeniería dados en el RNE y otros autores. Estas dimensiones propuestas serán verificadas y si es conveniente serán modificadas posteriormente dependiendo al análisis y diseño.

#### **Paso 4:** Metrado de cargas de gravedad

Este paso se realizará para la alternativa de configuración seleccionada.

Se calculará de acuerdo a las cargas muertas y cargas vivas dependiendo de la influencia que tienen en cada elemento estructural.

#### **Paso 5:** Análisis estructural

Este paso se realizará para cada alternativa de configuración.

- Para elementos sometidos solo a cargas de gravedad como losas y vigas no sísmicas.
- Para elementos sometidos a cargas de gravedad y sismo como vigas, columnas y placas.

Para estos elementos se procederá con el análisis sísmico: Se realizará un análisis preliminar de zonificación sísmica, condiciones geotécnicas, de acuerdo al tipo de edificación y se realizará mediante:

Análisis estático

Análisis dinámico

Para este paso en general se utilizará como herramienta de apoyo adicional el análisis y modelamiento en el SAP 2000.

#### **Paso 6:** Diseño estructural

Este paso se realizará solo para la alternativa de configuración seleccionada como la más conveniente.

Se realizará utilizando el método por resistencia, el cual se basa en la amplificación de cargas y en utilizar factores de reducción de resistencia, para así lograr un diseño considerando que la estructura incursionará en el rango inelástico.

La secuencia para el diseño de los elementos se realizará en el siguiente orden:

- Losas aligeradas
- Losas macizas
- Vigas

- Columnas
- Placas o muros de corte
- Muros de sótano
- Cimentaciones (concreto armado, simple o ciclópeo)
- Otros (escaleras, tanque cisterna)

**Paso 7:** Verificación de estados límites de servicio: deflexiones, fisuras y recubrimientos.

**Paso 8:** Por último se plasmará todos los diseños desarrollado en un correcto detallado en planos mediante el uso del software Autocad.

A continuación se muestra la tabla 1.1 referida al proceso de análisis y diseño utilizados para cada elemento estructural. También se muestra el flujograma de la metodología utilizada en el proceso de este trabajo.

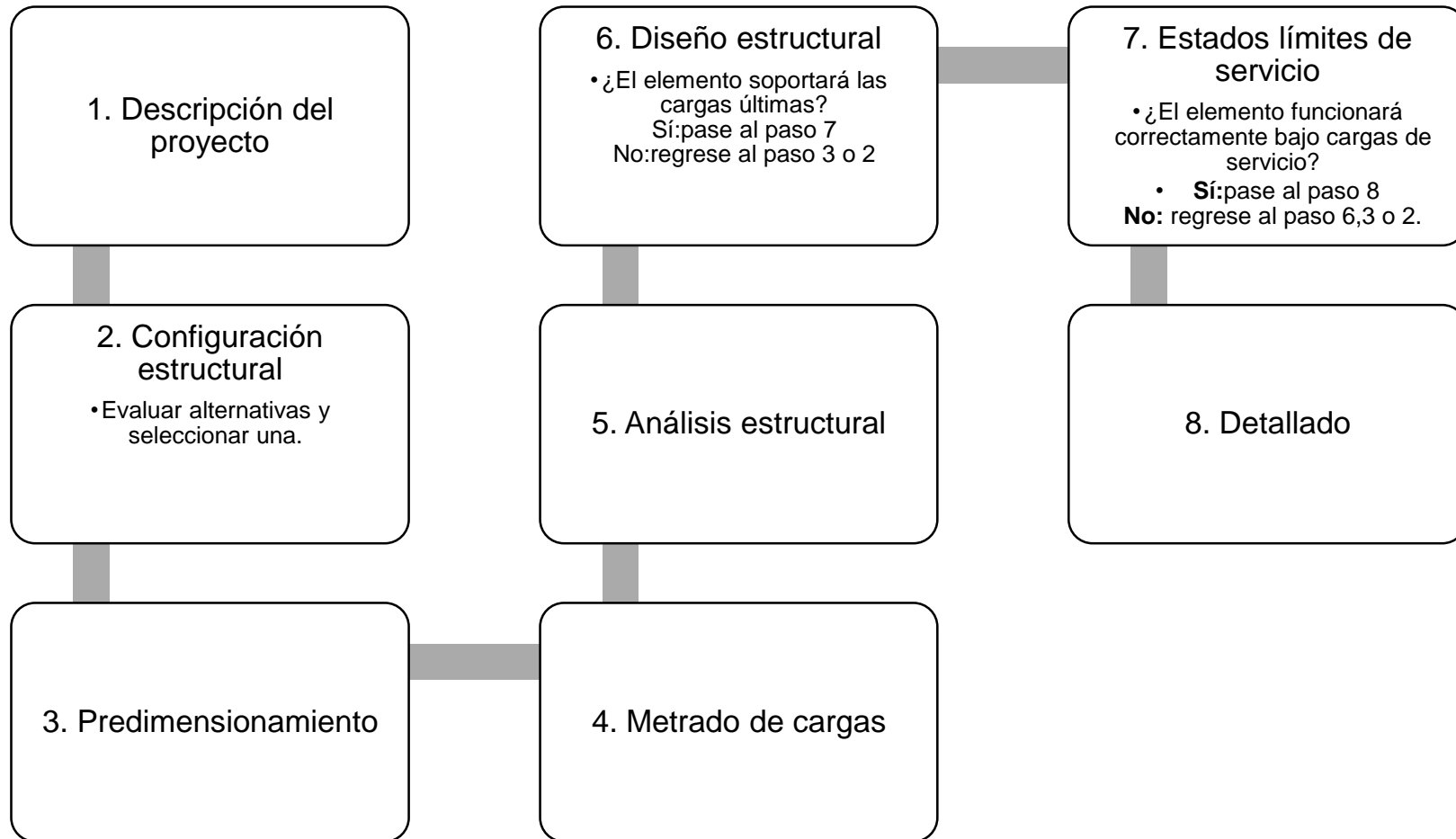
**Tabla 1: Proceso de análisis estructural y métodos de diseño utilizados.**

ELEMENTO ESTRUCTURAL	PROCESO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	MÉTODO DE DISEÑO
Losa aligerada	SAP 2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Método de resistencia</li> <li>▪ Esfuerzos admisibles para verificación de buen funcionamiento de la estructura en etapas de servicio</li> </ul>
Losa maciza en una dirección	SAP 2000 Coeficientes para momentos (E.060)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Método de resistencia</li> <li>▪ Esfuerzos admisibles para verificación de buen funcionamiento de la</li> </ul>



		estructura en etapas de servicio
Losa maciza en dos direcciones	Método de Marcus Coeficientes para momentos (E.060) SAP 2000	Método de resistencia Esfuerzos admisibles para verificación de buen funcionamiento de la estructura en etapas de servicio
Vigas	SAP 2000	Método de resistencia (para flexión) Método de capacidad (para cortante)
Columnas	SAP 2000	Método de resistencia
Placas	SAP 2000	Método de resistencia
Muros de sótano	Coeficientes para momentos (E.060) SAP 2000	Método de resistencia (concordante con el código ambiental )
Cimentación	SAP 2000	Método de resistencia (flexión y corte)
Escalera	SAP 2000	Método de resistencia
Cisterna	Coeficientes para momentos (E.060) Tabla de Bares SAP 2000	Método de resistencia (concordante con el código ambiental )

### Flujograma de la metodología utilizada



## CAPITULO II

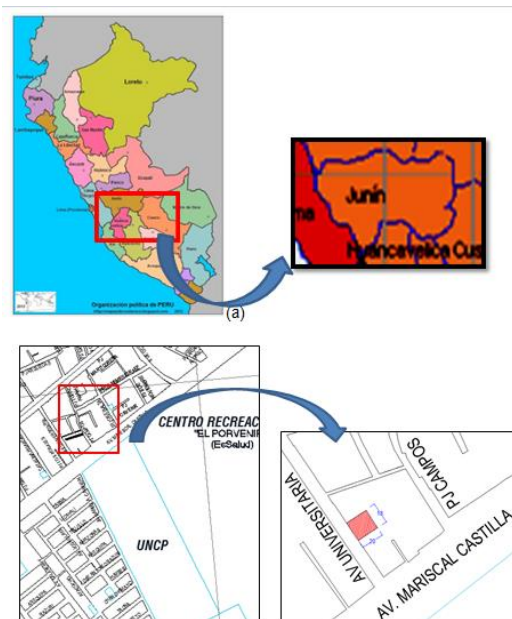
### ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

En este capítulo se va a tratar lo siguiente: 1) Descripción del proyecto, 2) Estructuración y 3) Predimensionamiento de elementos estructurales.

#### 2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se basa en el diseño estructural de un edificio destinado al comercio-hotel de 8 pisos y un sótano, ubicado en el caso urbano de Huancayo, en un terreno entre la Av. Mariscal Castilla y la Av. Universitaria, en el distrito de El Tambo (Figura 10).

**Figura 10: Ubicación del proyecto (a) ubicación departamental, (b) ubicación específica.**



El suelo donde se ubicará el proyecto según en EMS de una zona cercana (Estudio de Suelos con fines de cimentación del C.E. 30209 Saños Chico, El Tambo) está conformado por grava arenosa (material granular de estado de compacidad media a compacto) con capacidad portante de 2 kg/cm<sup>2</sup>, ángulo de fricción de 38°, peso unitario de 2000kg/m<sup>3</sup> y una profundidad mínima de cimentación de 1.20m considerado desde el nivel de piso terminado del sótano. (Figura 11)

Figura 11: Estudio de Mecánica de Suelos del C. E. 30209 Saños Chico, el Tambo.

JORGE H. OCHOA FERNANDEZ  
INGENIERO CIVIL CIP.42446  
CONSULTORIA - PROYECTOS - SUPERVISIONES

SENDA DORADA N°119 CP.291  
PUEBLO LIBRE  
Tels. 461-2227 / 965-7522

## INFORME TECNICO

### ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

C.E N°30209

SOLICITADO : *Ministerio de Educación - Oficina de Infraestructura  
Educativa - INFES - BID.*

PROYECTO : *Rehabilitación y/o Ampliación del C.E. N°30209*

LUGAR : *El Tambo - Huancayo - Junin.*

CONSULTOR : *Ing. Civil Jorge H. Ochoa Fernández,  
Reg. CIP. 42446  
Reg. Conasuco N°1470*

OCTUBRE - 98

  
REVISADO  
FOLIO 20 117 588  
TRADESUB S.A.  
  
OSCAR ZAMALLOA S.

cuales transmiten sus cargas al terreno de cimentación mediante cimientos corridos, zapatas aisladas, combinadas o conectadas mediante vigas "T" invertidas o vigas de cimentación. En la TABLA 5 del ANEXO aparecen los Términos de referencia proporcionados por el INFES, en los que se muestran las dimensiones de las cimentaciones para diferentes presiones de contacto.

### II.6.1 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN

Basado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos, características de las estructuras que viene edificando el Infes, se recomienda cimentar en la grava arenosa, de estado de compactidad media a compacto, a una profundidad de cimentación mínima de:  $D_f = 1.20$  mt, con respecto al nivel natural del terreno.

### II.6.2 TIPO DE CIMENTACIÓN

Cada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas se recomienda utilizar una cimentación superficial, tal como cimentación corrida y zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación.

### II.6.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), con los parámetros de Vesic (1971). De acuerdo a las dimensiones de cimientos corridos y zapatas aisladas empleados en los sistemas de diseños que emplea el INFES (ver ANEXO III.2-TAB.Nº5), se ha considerado un ancho de cimentación de 0.75m para el cimiento corrido y una dimensión de 1.40m x 1.55m para zapata rectangular.

Debido a este tipo de suelo conformado por gravas arenosas, no fue posible realizar ensayos de densidad de campo, lo que se hizo fue evaluar la compactidad de la matriz del suelo y del conjunto en su totalidad, encontrándose que el suelo donde irá cepilantada la cimentación se encuentra en un estado de compactidad media a compacto. Según pruebas de penetración Estándar, para material granular de estado de compactidad media a compacto el ángulo de fricción varía de  $38^\circ$  a  $39^\circ$ . En base a esta referencia, los parámetros seleccionados son :

Cohesión :  $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

Angulo de fricción :  $\phi = 38^\circ$

Considerando posibles eventualidades como filtraciones de agua en el suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del ángulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local :

  
INSTITUTO NACIONAL DE FERROCARRILES  
INFE S  
CALLE DE LA UNIÓN No. 17000

Ing. Jorge H. Ochoa Fernández C.P. 42444 Consultor de Ingeniería		REGISTRO ESTRATIGRAFICO			CALICATA C-4	
Solicitado : INFES - BID		Nivel freático : No presentó			Profundidad : 2.50m	
Proyecto : C.E. N°30209		Ubicación : EL TAMBO - HUANCAYO - JUNIN			Cota : 49.45m	
Fecha : Nov-88						
PROF. Mts.	TIPO DE EXC.	MUESTRA	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIF. (SUCS)	SIMBOLO	
0.00	A	S/M	Material de arena, color marrón claro húmedo de consistencia semidura, con presencia de raíces.	SC		
0.30		S/M	Material arcilloso de color marrón claro, conteniendo poco porcentaje de gravas de tamaño máximo promedio de 4", de regular contenido de humedad, de consistencia semidura.	SC		
0.55		M-1	Material gravoso de matriz arenosa, color marrón claro a blanquesino, debido a la presencia de carbonatos de calcio, de poco contenido de humedad, conteniendo regular porcentaje de gravas subredondeadas y agnos rodadas de tamaño máximo promedio de 10", presentandose este estrato en su conjunto en estado de compactación semicompacto a compacto.	GW		
2.50						

TRADESOS S.A.

*[Handwritten signature]*

REVISADO: Ing. Jorge Ochoa F.

JORGE OCHOA FERNANDEZ  
C.P. 42444  
Consultor de Ingeniería

El área techada por piso es de 275,4 m<sup>2</sup>, con fachada de 18 m.

La altura de entrepiso para:

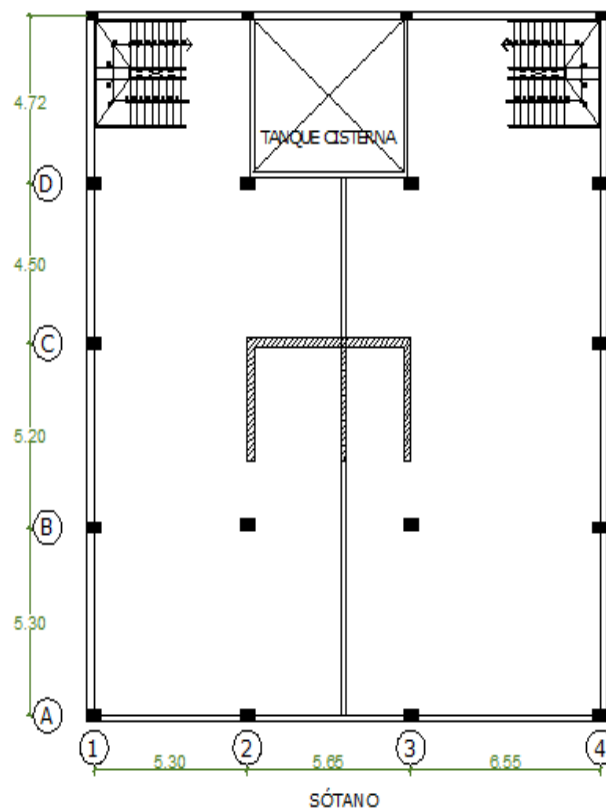
- El primer nivel es de 3.10 m.- Según el RNE, en la norma A070, la altura mínima es de 3m.
- Del segundo al octavo nivel es de 2.9 m.- Según la norma A010, para los ambientes con techos horizontales, la altura mínima de piso a techo es de 2.30m y las vigas y dinteles, deberán estar a una altura mínima de 2.1m sobre el piso terminado.
- La altura total es de 26.5 m.

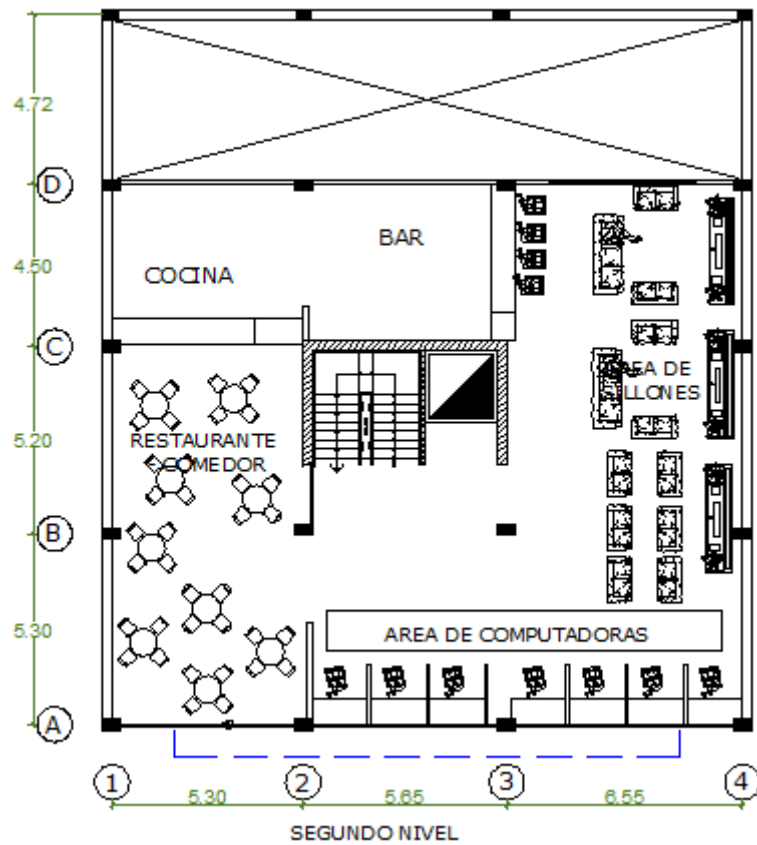
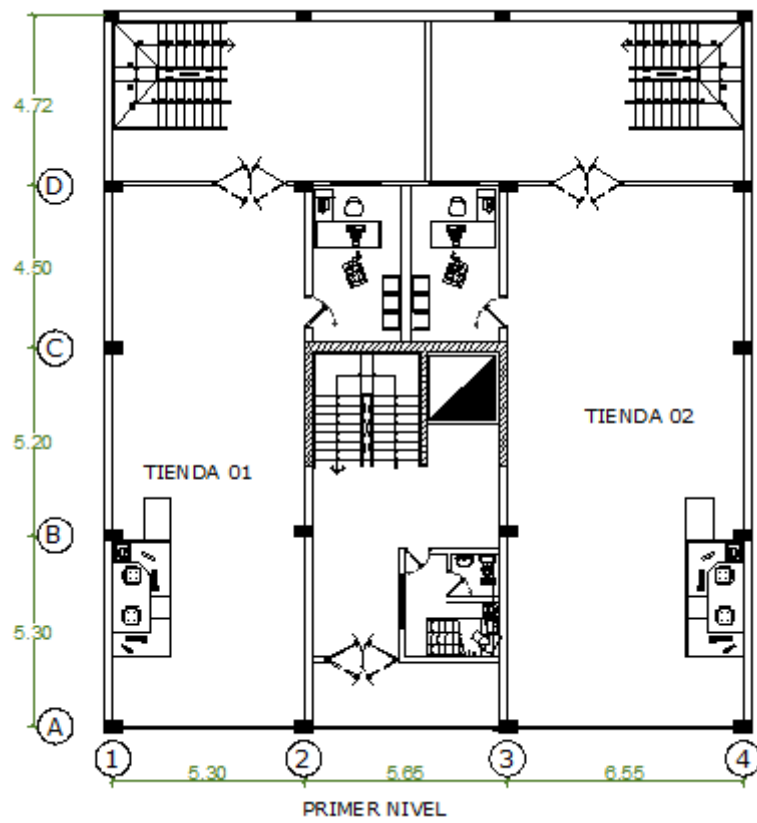
Usos:

- Sótano: Se ubicará la cisterna y los almacenes de las tiendas
- 1.º piso: Será de uso mixto para las 2 tiendas y la recepción del hotel.
- 2.º piso: Se ubicará la cocina, comedor, área de computadoras y sala común.
- 3.º- 8.º piso: Será uso exclusivo para habitaciones del hotel.

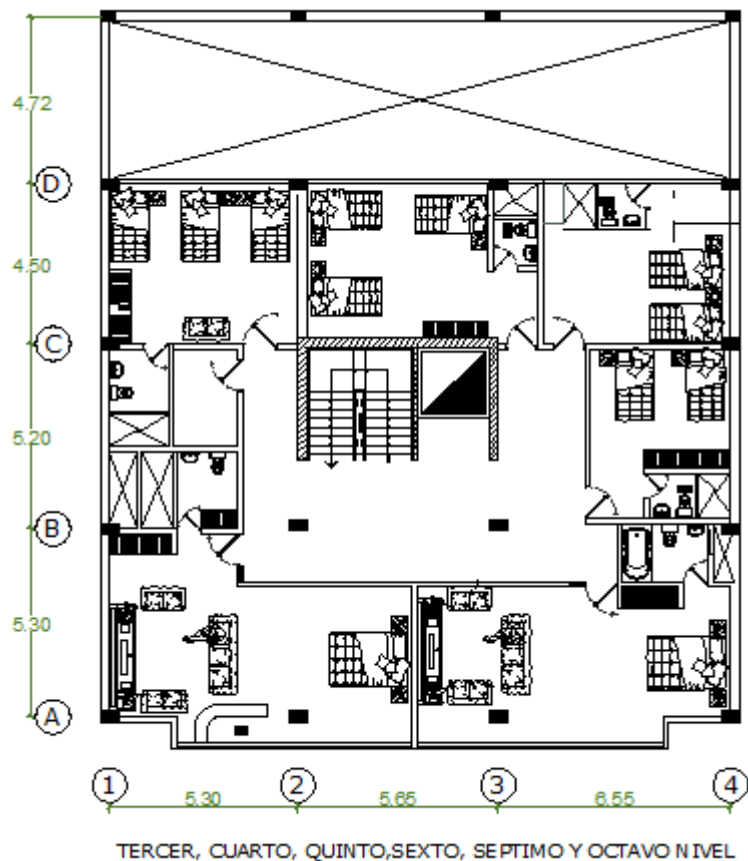
A continuación se muestran los planos de arquitectura iniciales, donde la ubicación y dimensión de las columnas son sugeridas por el arquitecto. (Figura 12)

**Figura 12: Planos iniciales de arquitectura en planta.**









## 2.2. ESTRUCTURACIÓN O CONFIGURACIÓN

Estructurar un edificio es la etapa donde se trabaja en conjunto con otros profesionales para así conseguir la distribución adecuada de los elementos y que no perjudiquen en la funcionalidad de otros servicios.

En esta etapa consiste en definir el tipo de sistema estructural, distribución, dimensiones, características y materiales de los elementos estructurales, es darle dimensiones y forma al edificio.

Según (Blanco Blasco, 1996), ya que el Perú es un país sísmico, se debe dar importancia a las fuerzas de sismo tan igual como se les da a las cargas de gravedad, y no solo como una verificación adicional. Además, para conseguir una forma estructural adecuada que se comporte satisfactoriamente durante un sismo, “deben actuar de forma coordinada arquitectos e ingenieros”.

Para esta etapa se tomó los criterios indicados en la Norma sismorresistente E030 y las de (Blanco Blasco, 1996).

Filosofía y principios del diseño sismorresistente:

- a. Evitar pérdida de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad

**Tabla 2: Criterios para una buena estructuración**

CRITERIOS	DEFINICIÓN
Simplicidad y simetría	Las estructuras simples se comportan mejor durante sismos porque se puede predecir mejor su comportamiento. Al tener simetría no habrá efectos torsionales.
Resistencia y ductilidad	Debe tener resistencia sísmica por lo menos en 2 direcciones aproximadamente ortogonales para garantizar la estabilidad total y de cada elemento. Se prepara a la estructura para ingresar a una etapa plástica, sin llegar a la falla. La resistencia al corte debe ser mayor que la resistencia por flexión. Garantizar que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.
Hiperestaticidad y monolitismo	Las estructuras hiperestáticas logran una mayor capacidad resistente porque al producirse rótulas plásticas disipan en mejor forma la energía sísmica y otorgan a la estructura mayor grado de seguridad.
Uniformidad y continuidad	La estructura debe ser continua en planta y elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, con el fin de evitar concentración de esfuerzos.
Rigidez lateral	Proveer de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales con el fin de evitar deformaciones importantes cuando se apliquen fuerzas horizontales.
Diafragma rígido	El diafragma rígido unifica desplazamientos laterales para un determinado nivel.
Elementos no estructurales	En los sismos violentos, al agrietarse contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos estructurales.

**Fuente: Blanco Blasco, 1996**

A continuación, en la tabla 2.2 se presentan los criterios del ing. Blanco Blasco comparándolos con a la concepción estructural sismorresistente que indica la norma.

**Tabla 3: Cuadro comparativo entre la concepción estructural de la Norma E.030 y del Ing. Antonio Blanco.**

CRITERIOS E.030	CRITERIOS DEL ING. BLANCO BLASCO	ETAPA DE DISEÑO
Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces	Simplicidad y simetría	Configuración
Peso mínimo, especialmente en pisos altos.	Simplicidad y simetría	Arquitectura y configuración
Selección y uso adecuado de los materiales de construcción	Resistencia y ductilidad	Configuración
Resistencia adecuada	Resistencia	Configuración
Ductilidad	Ductilidad	Configuración
Continuidad de la estructura	Uniformidad y continuidad	Configuración
Deformación limitada	Rigidez lateral	Configuración
Inclusión de líneas sucesivas de resistencia	Hiperestaticidad y monolitismo	Configuración
Consideración de las condiciones locales.		Configuración y diseño
Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.		Construcción

Posteriormente se define el sistema estructural más conveniente considerando lo que se indica en la Tabla 2.3.

**Tabla 4: Categoría de las edificaciones.**

Categoría y estructura de las edificaciones		
Categoría	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema dual, muros de concreto armado. Albañilería armada o confinada.
A2	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema dual, muros de concreto armado. Albañilería armada o confinada.
	1	Cualquier sistema
B	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, sistema dual, muros de concreto armado. Albañilería armada o confinada. Estructuras de madera.
	1	Cualquier sistema
C	4,3,2 y 1	Cualquier sistema

**Fuente: NTE.030**

Se podría utilizar cualquier sistema, pero al tener en cuenta los criterios citados anteriormente es conveniente utilizar el sistema dual o de muros estructurales para dotar así de mejor rigidez lateral.

Sin embargo, en el artículo 27 de la norma E.070 se indica que la albañilería confinada está limitada para edificaciones hasta de 5 pisos o 15 metros de altura.

Al utilizar los sistemas estructurales mencionados, se propone dos alternativas de estructuración:

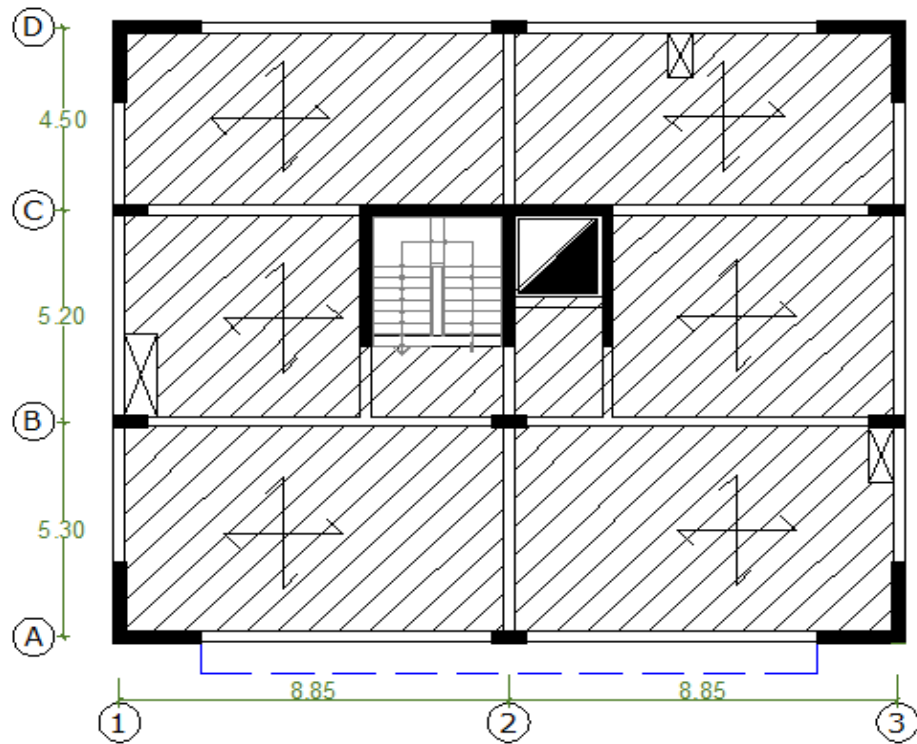
## **2.2.1. ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL**

### **2.2.1.1. Primera alternativa**

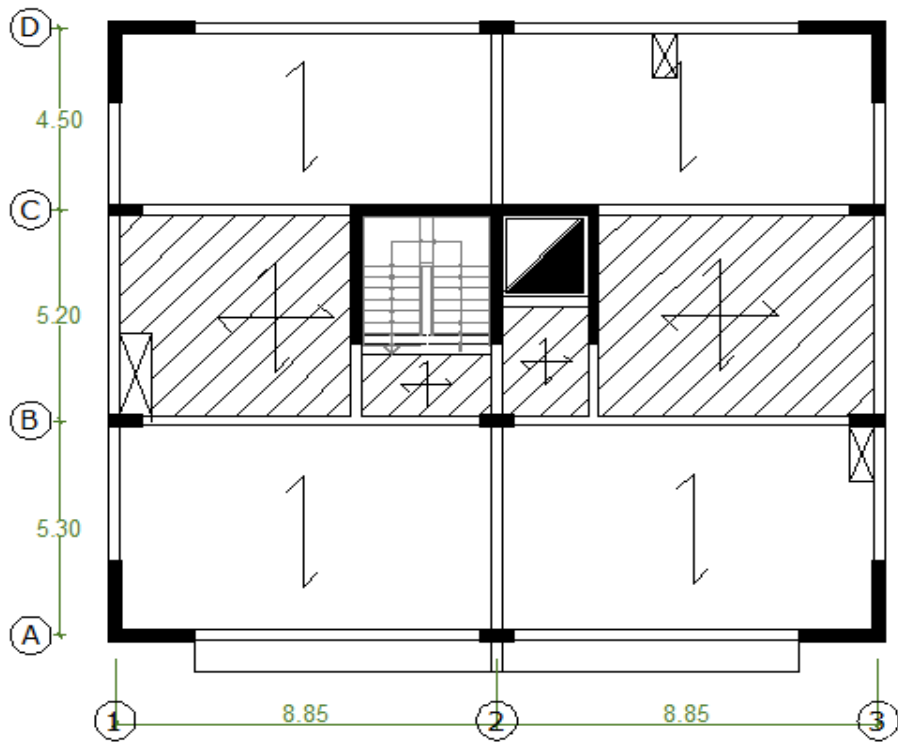
Es un sistema de muros estructurales. Como se puede observar en la fig. 13, las placas están ubicadas en las esquinas externas y en la caja del ascensor-escalera, dotando de rigidez lateral en ambas direcciones, cuya función principal será la de controlar desplazamientos laterales. Las columnas están ubicadas internamente y su función principal será la de soportar las cargas de gravedad. Los elementos verticales están unidos por vigas esbeltas peraltadas. La losa es maciza entre los ejes B-C y 1-3(exceptuando el ascensor y escalera), para el resto se coloca losa aligerada.

Ejes verticales: 1, 2 y 3 (izquierda-derecha). Ejes horizontales: A, B, C y D (inferior-superior)

Figura 13: Primera alternativa de estructuración.



a. Losa de sótano y primer nivel



b. Losa de segundo, tercero, cuarto, quinto, sexto, séptimo y octavo nivel.

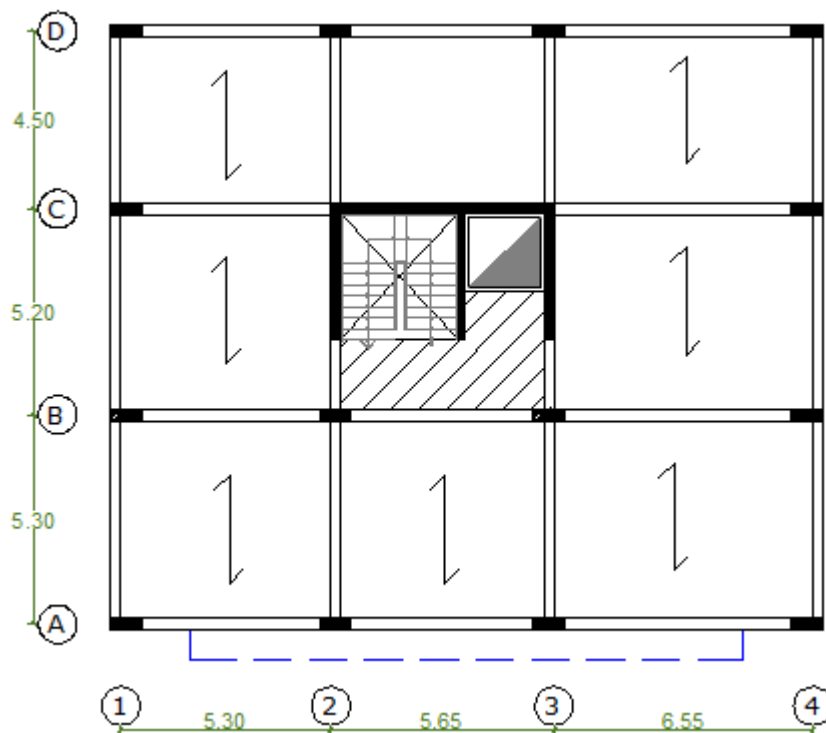
Fuente propia

### 2.2.1.2. Segunda alternativa

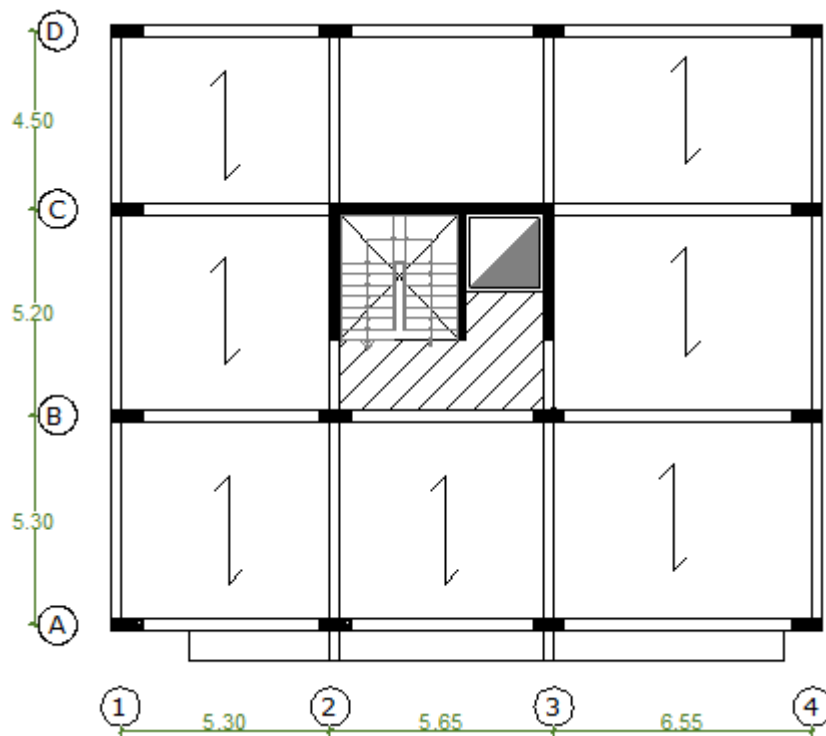
Es un sistema dual (placas y pórticos de concreto armado). Como se puede observar en la fig. 14, las placas están ubicadas sólo en la caja del ascensor-escalera. Las columnas están ubicadas en todos los ejes menos en C2 y C3. Los elementos verticales están unidos por vigas esbeltas peraltadas. La losa es maciza entre los ejes B-C y 2-3(exceptuando el ascensor y escalera), para el resto se coloca losa aligerada.

Ejes verticales: 1, 2, 3 y 4 (izquierda-derecha). Ejes horizontales: A, B, C y D (inferior-superior)

Figura 14: Segunda alternativa de estructuración.



a. Losa de sótano y primer nivel



**b. Losa de segundo, tercero, cuarto, quinto, sexto, séptimo y octavo nivel.**

**Fuente Propia**

Conclusión: Visualmente, al tener en cuenta que los elementos soporte (columnas y placas) de mayor peralte tendrán mayor rigidez, se eligió la primera alternativa porque estructuralmente tiene elementos más rígidos en ambas direcciones (son menor en cantidad pero las placas en las esquinas brindan mayor rigidez para el control de desplazamientos laterales) y segundo, arquitectónicamente brinda espacios más limpios con vigas de luces moderadas (simplicidad y simetría.)

**2.2.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Los elementos estructurales son elementos que al ser unidos cumplen con soportar diversas sollicitaciones tanto por cargas de gravedad y de sismo, para las cuales son analizadas y diseñadas. Dependiendo de su función que cumplirán en la estructura, estos elementos necesitan tener coherencia con el tipo de esfuerzos que soportarán, estos criterios deben tomarse en cuenta al momento de realizar la configuración. A continuación, se presentan los criterios tomados para cada elemento.



### **2.2.3. COLUMNAS**

Las columnas son rectangulares y se ubican en los ejes interiores. Estos elementos estarán sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión (flexocompresión), debido a que tiene momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales. Las columnas estarán sometidas básicamente a cargas de gravedad, y su función será transmitir las hacia la cimentación.

### **2.2.4. PLACAS**

Están distribuidos en: las cuatro esquinas de la edificación con mayor peralte en "x" y en la caja del ascensor-escalera con peralte en ambas direcciones.

Estos elementos proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su peralte. Reciben esfuerzos de compresión, flexión y corte. Dada su gran rigidez y al considerar diafragma rígido, las placas terminan absorbiendo la mayor parte de los cortantes de sismo, por tan motivo se ha considerado una distribución aproximadamente simétrica de estos elementos, para así no generar efectos de torsión.

### **2.2.5. VIGAS**

Se ubican uniendo los elementos verticales (columnas y placas). Forman los ejes de la estructura, teniendo ubicadas en sus intersecciones las columnas y placas. Se consideraron vigas peraltadas en los ejes de ambas direcciones debido a que tendrán comportamiento sismorresistente a los diferentes esfuerzos (cortantes, momentos, axiales) junto con las columnas y placas. Además tienen la función de transmitir las cargas de gravedad hacia los elementos verticales (columnas y placas).

### **2.2.6. LOSAS**

- Losa aligerada: Se ha escogido losa aligerada unidireccional para los tramos A-B y C-D entre los ejes 1-3, debido a que la luz es moderada y por tanto es más económico, además que es común en nuestro país.

- Losa maciza: Se ha escogido para el tramo B-C entre los ejes 1-3, debido a que se tienen espacios vacíos por la caja del ascensor y la escalera. Esta losa será bidireccional.

La función de las losas será la de transmitir las cargas de gravedad a las vigas y de trabajar como diafragma rígido para unificar desplazamientos laterales, logrando así la denominada unidad de la estructura.

### **2.3. PREDIMENSIONAMIENTO**

Se realiza el predimensionamiento de los elementos estructurales: 1) Losa maciza; 2) Losa aligerada; 3) Vigas; 4) Columnas y 5) Placas.

Para cada uno de los predimensionamientos se toma en cuenta los criterios de (BLANCO BLASCO, 1996), las Norma de Diseño Sismorresistente E030 y de Concreto Armado E060.

#### **2.3.1. LOSA MACIZA**

Se decidió utilizar losa maciza con comportamiento bidireccional en la totalidad de la losa de los techos del sótano y del primer nivel; y desde el tercer al octavo nivel se utiliza en los tramos donde se ubica la caja de la escalera y ascensor.

##### **2.3.1.1. El sótano y primer nivel**

Debido a la sobrecarga elevada, se originaría grandes cuantías de acero y deflexiones en caso de utilizar losa aligerada, por lo tanto, se decidió utilizar losa maciza en la totalidad de estos niveles.

En los tramos A-B, B-C y C-D la losa maciza tendrá comportamiento bidireccional debido a sus características geométricas y apoyos constituidos por vigas peraltadas y/o placas o muros, ya que sus longitudes tienen una relación  $8.62/5.05=1.71 < 2$ . (BLANCO BLASCO, 1996)

El predimensionamiento se realiza de dos formas, una consecutiva de la otra:

- Predimensionamiento según recomendación del Ing. Blanco Blasco:

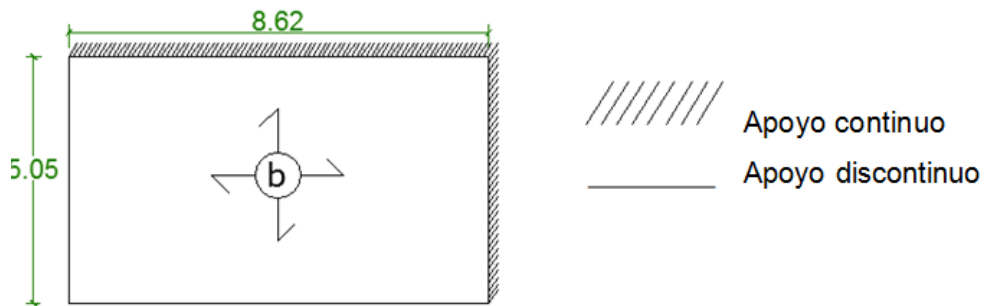
Para el paño mostrado en la figura 2.6, se predimensiona con

$$\frac{l_n}{40} \text{ o } \frac{\text{perímetro}}{180}$$

$$\frac{5.05}{40} = 0.13\text{m} \text{ o } \frac{27.34}{180} = 0.152\text{m}$$

Se utiliza  $h=0.15\text{m}$ . Con este dato obtenido, se comprueba que el peralte esté de acuerdo a lo especificado en la norma.

**Figura 15: Paño de losa maciza con las dimensiones más críticas.**



- Predimensionamiento según la norma E.060, en el ítem 9.6.3.3

Según la norma, para  $2 < \alpha_f m$ ; el peralte de la losa  $h$  no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

pero no menor de 90mm.

Dónde:

$l_n$  = luz libre en la dirección larga, mm.

$\beta$  = relación de la luz libre en la dirección larga y la dirección corta.

$\alpha_f m$  = Relación de rigidez promedio

La relación de rigidez  $\alpha_f$  es:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

Donde:

$E_{cb}$  y  $E_{cs}$  =módulo de elasticidad del concreto de la viga y de la losa, respectivamente

$I_b$ =momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide.

$I_s$ = momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide.

Realizando los cálculos para el paño mostrado en la fig.2.6:

$\alpha_f$ para el lado largo	$\alpha_f$ para el lado corto	$\alpha_f$ promedio ( $\alpha_{fm}$ )
2.35	1.83	2.09

Ya que  $2 < \alpha_{fm}$ ; realizando los cálculos, el peralte de la losa  $h$  no debe ser menor que  $h=139\text{mm}=14\text{ cm}$

EN CONCLUSIÓN: Se comprueba que el peralte de la losa maciza está bien con  $h=0.15\text{m}$  en esta etapa de predimensionamiento.

### 2.3.1.2. Desde el tercer hasta el octavo nivel

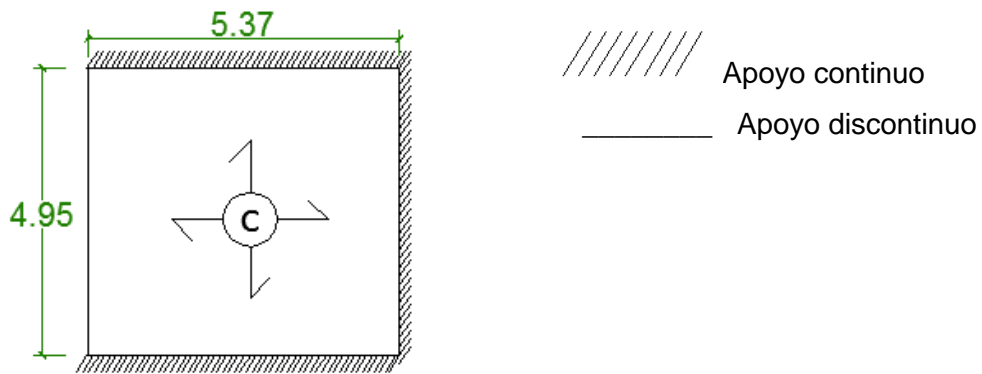
Para rigidizar el tramo donde se encuentra la escalera y la caja del ascensor, se considera utilizar losa maciza en el tramo B-C entre los ejes 1-3.

- Predimensionamiento según recomendación del Ing. Blanco Blasco:

La losa maciza tendrá comportamiento bidireccional, ya que sus longitudes tienen una relación  $5.37/4.95=1.08 < 2$ .

Se predimensiona con  $\frac{l_n}{40}$  o  $\frac{\text{perímetro}}{180}=0.15\text{m}$

Se considera losa maciza de  $h= 0.15\text{m}$



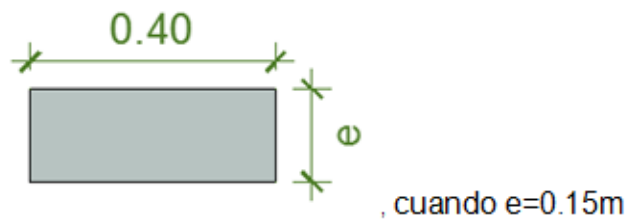
- Predimensionamiento según la norma E.060, en el ítem 9.6.3.3

Siguiendo el mismo procedimiento que se hizo para la losa maciza del sótano y del primer nivel, resulta  $h=97\text{mm}$ .

En conclusión: Se comprueba que el peralte de la losa maciza para el piso típico queda con  $h=0.15\text{m}$  en esta etapa de predimensionamiento.

Para poder realizar el modelamiento de las losas en el programa SAP2000 es necesario calcular las propiedades de estos elementos.

Momento de inercia de la losa maciza



$$I_b = \frac{0.4 \times 0.15^3}{12} = 0.0001125\text{m}^4$$

Para ingresar las propiedades en el software SAP 2000

$A1=0.06\text{m}^2$

$A2=0.06\text{m}^2$

$I3=0.0001125\text{m}^4$

### 2.3.2. LOSA ALIGERADA

Se decidió utilizar aligerado en una dirección hacia el lado más corto para los paños A-B y C-D entre los ejes 1-3. Según el artículo 9 (9.6.2.1) de la Norma

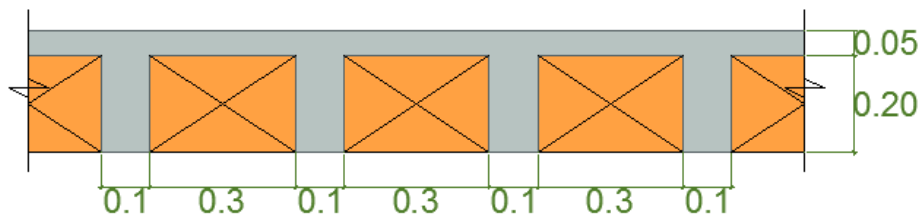
E.060, el peralte para losas aligeradas en una dirección se predimensiona con  $l_n/21$  a menos que se calculen las deflexiones.

Se utilizará  $l_n/21$  y de todas formas se realizará el cálculo de deflexiones como comprobación.

Luz libre (m)	Espesor de aligerado(m)
4.25	0.17
5.05	0.24

Para uniformizar espesores en todos los paños se utilizará aligerados de 0.25m.

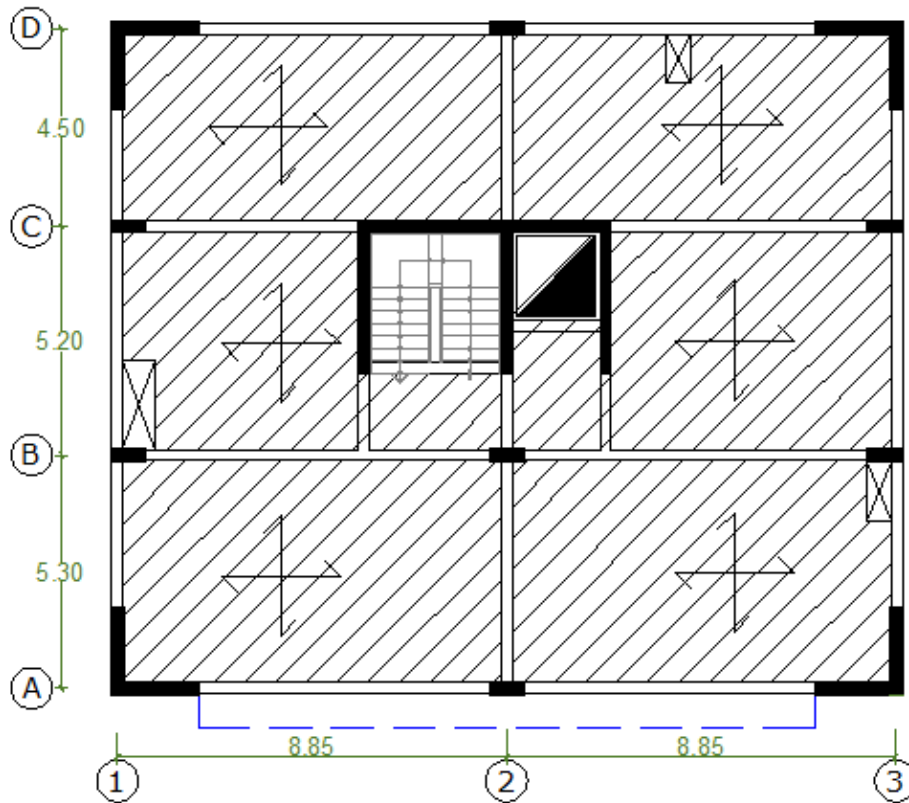
**Figura 16: Dimensiones de la losa aligerada en elevación.**



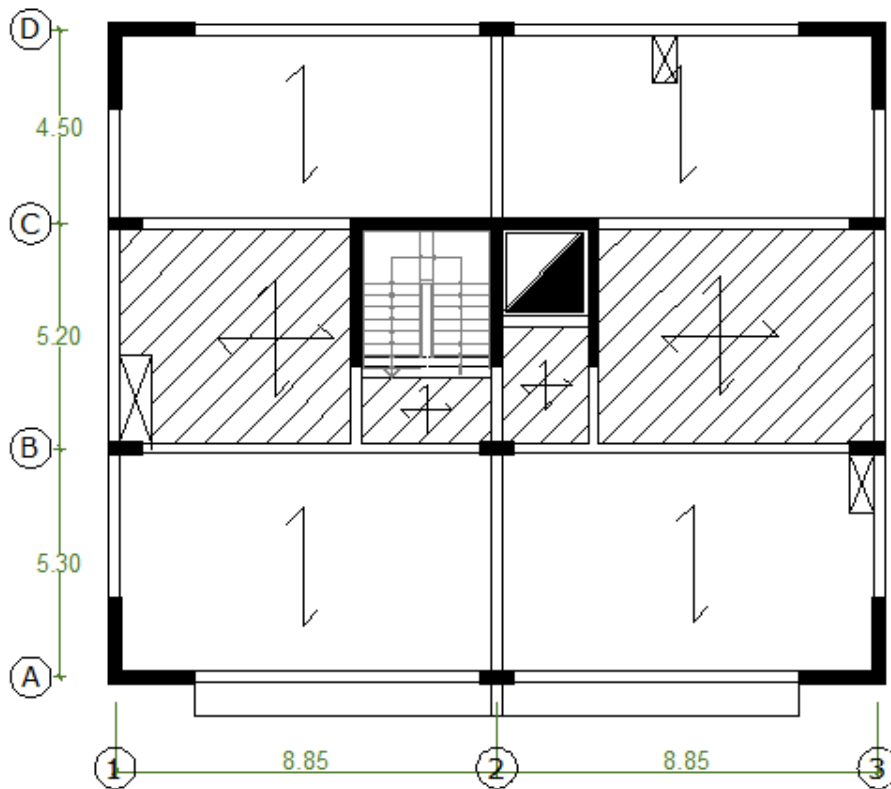
Primero se realizó el cálculo de deflexiones utilizando losa aligerada de 0.20m de peralte, y se obtuvo resultados mayores que los permitidos por la norma (ver tabla 4.4), por lo tanto se decidió utilizar espesor de 0.25 m.

Las viguetas serán de 10 cm separadas cada 40 cm entre ejes con una losa superior de 5 cm de espesor como lo indica la Norma E.060 en el artículo 8 (8.11.5). Las bloquetas a utilizar serán de 30 cm x 30 cm x 25cm. Las dimensiones de la losa se ilustran en la figura 17.

Figura 17: Dirección de losa aligerada y maciza.



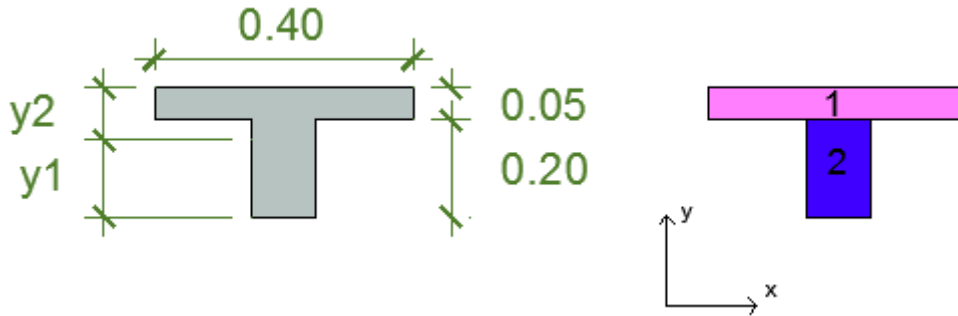
a. Losa de sótano y primer nivel



**b. Losa de segundo, tercero, cuarto, quinto, sexto, séptimo y octavo nivel.**

Para realizar el modelamiento, es necesario conocer las propiedades de la losa aligerada.

Momento de inercia de la losa aligerada



- Cálculo del c.g.Y

	Area (m <sup>2</sup> )	Y(m)	A*y
1	0.4x0.05=0.02	0.225	0.0045
2	0.2x0.1=0.02	0.10	0.0020
	0.04		0.0065

c.g.Y=0.0065/0.04=0.1625m

c.g.X=0.20m

- Distancia del c.g. de cada elemento al c.g. de toda la sección.

	Y(m)	c.g.Y(m)	ΔY(m)	X(m)	c.g.X(m)	ΔX(m)
1	0.225	0.1625	0.0625	0.2	0.20	0.00
2	0.10	0.1625	-0.0625	0.2	0.20	0.00

- Momentos de inercia de cada elemento

$$I_{1x} = \frac{0.4 \times 0.05^3}{12} = 4.17 \times 10^{-6} \text{m}^4$$

$$I_{2x} = \frac{0.1 \times 0.2^3}{12} = 6.67 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

- Aplicando Steigner

$$I_a = 4.17 \times 10^{-6} + 0.02 \times 0.0625^2 + 6.67 \times 10^{-5} + 0.02 \times 0.0625^2 = 0.00022708 \text{m}^4$$

- Para ingresar las propiedades en el SAP2000



$$A1=0.04m^2$$

$$A2=0.25 \times 0.1=0.025m^2$$

$$I3=0.00022708m^4$$

### 2.3.3. VIGAS

a. Vigas peraltadas (eje A-A, B-B, C-C, D-D, 1-1, 2-2 y 3-3)

Para el predimensionamiento de las vigas se toma en cuenta lo recomendado por (Blanco Blasco, 1996):

$$h = \frac{ln}{12} \text{ a } \frac{ln}{10}; \text{ donde } h = \text{peralte y } ln = \text{luz libre}$$

$$b = \frac{1h}{3} \text{ a } \frac{3h}{4}; \text{ donde } b = \text{base de la viga}$$

Se está considerando vigas peraltadas tanto para el eje x como para el eje y, debido a que todas son consideradas vigas sísmicas.

Como la configuración es típica para todos los pisos, se tomará en cuenta las luces de las vigas del primer techo. Para el cálculo se tomará en cuenta la luz libre "ln" más desfavorable para cada eje debido a que no existe variación considerable entre ellas.

Viga	Ln	h/12	h/10	h	h/3	3h/4	b
Eje A y E	7.10	0.59	0.71	0.65	0.22	0.49	0.25
Eje B y C	7.80	0.65	0.78	0.65	0.22	0.49	0.25
Eje 1,2 y 3	5.00	0.41	0.50	0.50	0.17	0.38	0.25

Se tienen dos tipos de vigas: Vigas en "x" (0.25x0.65) y vigas en "y" (0.25x0.50) según los cálculos mostrados en la tabla.

Se está considerando base de 0.25m para que los aceros longitudinales de las vigas puedan anclar adecuadamente dentro de las columnas y/o placas.

Según (Ottazzi Pasino, 2011), se debe considerar que las vigas sean más angostas que las columnas, además que una de las vigas tenga menor peralte que la viga transversal, para así evitar congestión de acero. Por tal motivo se

considera que las dimensiones obtenidas del predimensionamiento son adecuadas para continuar con el análisis.

b. Vigas Peraltadas

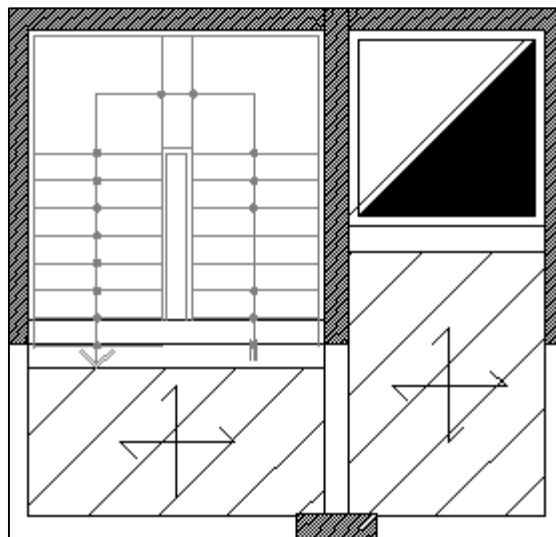
(1'-1', 2'-2' y las dos que cierran la caja del ascensor y escalera, como se puede observar en la figura 2.9)

Para ordenar mejor la losa maciza en el tramo B-C y servir de apoyo, se colocan vigas peraltadas.

b=0.25m (para uniformizar con las demás vigas)

h=0.65m (se está considerando  $1.5e_{losa}=1.5 \times 0.15=0.23\text{m}$ , limitación dada en la E060 ítem 13.7.1.1)

Figura 18: Vigas en los extremos de la caja del ascensor y escalera.



### 2.3.4. COLUMNAS

Al tratarse de una edificación con sistema mixto, permite reducir considerablemente los momentos en las columnas debidos a los sismos. Por tanto se predimensiona tomando en cuenta los criterios dados por (Blanco Blasco, 1996).

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f_c}$$

**Tabla 5: Carga axial en el primer piso**

Nivel	Columna	A(m)	L(m)	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Carga unitaria (ton/m <sup>2</sup> )	Carga axial (ton)
Sótano	B2	8.87	3.68	32.64	1	293.77
1º	A2	8.87	3.54	31.38	1	251.02
	B1	4.56	5.26	24.00	1	191.98
	B2	8.87	3.68	32.64	1	261.13
	B3	4.56	5.26	24.00	1	191.98
	C1	4.56	4.94	22.52	1	180.12
	C3	4.56	4.94	22.52	1	180.12
	D2	8.87	2.46	21.84	1	174.74

**Tabla 6: Área de columna requerida en el primer piso.**

Nivel	Columna	Carga axial (ton)	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	Área requerida (cm <sup>2</sup> )
Sótano	B2	293.77	280	2332
1º	A2	251.02	280	1992
	B1	191.98	210	2031
	B2	261.13	280	2072
	B3	191.98	210	2031
	C1	180.12	210	1906
	C3	180.12	210	1906
	D2	174.74	210	1849

Como se observa en la tabla 2.5, en la columna A2 y B2 se utiliza f'c= 280 kg/cm<sup>2</sup>, esto con el fin de unificar dimensiones y utilizar todas las columnas de 0.30x0.80 (área=2400 cm<sup>2</sup>). Ahora, teniendo en cuenta el proceso constructivo, se

unificará el  $f'c=280\text{kg/cm}^2$  para todas las columnas del primer piso y sótano, para evitar posibles confusiones en la construcción.

**Tabla 7: Carga axial en el segundo piso.**

Nivel	Columna	A(m)	L(m)	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Carga unitaria (ton/m <sup>2</sup> )	Carga axial (ton)
2°	A2	8.87	3.54	31.38	1	219.64
	B1	4.56	5.26	24.00	1	167.98
	B2	8.87	3.68	32.64	1	228.49
	B3	4.56	5.26	24.00	1	167.98
	C1	4.56	4.94	22.52	1	157.61
	C3	4.56	4.94	22.52	1	157.61
	D2	8.87	2.46	21.84	1	152.90

**Tabla 8: Área de columna requerida en el segundo piso.**

Nivel	Columna	Carga axial (ton)	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Área requerida (cm <sup>2</sup> )
2°	A2	219.64	210	2324
	B1	167.98	210	1778
	B2	228.49	210	2418
	B3	167.98	210	1778
	C1	157.61	210	1668
	C3	157.61	210	1668
	D2	152.90	210	1618

Como se puede observar en las tablas 2.6 y 2.7, a partir del segundo piso hacia arriba, se utilizará columnas de 0.30x0.80 (para uniformizar dimensiones) con resistencia a compresión del concreto de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .

### 2.3.5. PLACAS

Al encontrarse las placas como “columnas esquineras”, estas tendrán baja carga axial por cargas de gravedad como se observa en la tabla 2.8. Por tanto requerirán bajas áreas de placas, ver tabla 2.9.

**Tabla 9: Carga axial en placas del primer piso**

Nivel	(PLACA)	A(m)	L(m)	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Carga unitaria (ton/m <sup>2</sup> )	Carga axial (ton)
1º	A1	4.56	3.54	16.13	1	129.05
	A3	4.56	3.54	16.13	1	129.05
	D1	4.56	2.46	11.23	1	89.83
	D3	4.56	2.46	11.23	1	89.83

**Tabla 10: Área de placa requerida en el primer piso**

Nivel	(PLACA)	Carga axial (ton)	f'c kg/cm <sup>2</sup>	Área requerida (cm <sup>2</sup> )
1º	A1	129.05	210	1366
	A3	129.05	210	1366
	D1	89.83	210	951
	D3	89.83	210	951

Espesores mínimos: (E0.60, art. 21.9)

El espesor de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 veces la altura entre los elementos de arriostre ni menor que 15cm.

$$e \geq h/25 = 3.1\text{m}/25 = 0.12\text{m}$$

$$e \geq 0.15\text{m}$$

Como dimensiones iniciales las placas de las esquinas tendrán un espesor de 0.30m y una longitud de 2.25m para las placas del eje A y de 1.75m para las del eje D. Las placas de la caja del ascensor-escalera tendrán la longitud que se

muestra en el plano de planta con espesor de 25cm, superando así las áreas requeridas por cargas de gravedad.

Ya que estos elementos resisten principalmente cargas sísmicas, deberán ser verificados por efectos cortantes y chequeando los desplazamientos laterales. (BLANCO BLASCO, 1996)

### 2.3.6. VERIFICACIÓN POR CORTE DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS)

Para comprobar que las dimensiones serán adecuadas en la etapa de análisis y diseño, se realiza una verificación manual por corte a nivel de predimensionamiento. Para esto es necesario contar con los parámetros de sitio, de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2014)

a. Cortante basal actuante: (E.030 ítem 4.5.2)

$$V = \frac{ZUCSP}{R}$$

- $Z=0.35$ ; para zona sísmica 3 (Huancayo) ----- (E.030 ítem 2.1)
- $U=1.0$ ; para edificaciones comunes (hotel) ----- (E.030 ítem 3.1)
- $C= 2.5$ , cuando  $T < T_p$

$T_p$  = período del suelo = 0.6 (suelo intermedio) --- (E.030 ítem 2.1)

$T$  = período de la edificación,  $T = \frac{h_n}{C_t}$ , donde  $h_n$  es altura de la edificación y  $C_t = 60$  para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistente son fundamentalmente muros de corte. ----- (E.030 ítem 4.5.4)

$$T = \frac{23.4m}{60} = 0.39$$

- $S=1.15$  para suelo intermedio ----- (E.030 ítem 2.4)
- -- (E.030 ítem 3.4)
- $P$  = peso de la edificación

$$P = \frac{1 \text{ ton}}{m^2} \times \text{área de la edificación} \times n^{\circ} \text{ pisos}$$

$$P = \frac{1\text{ton}}{\text{m}^2} \times (15.3 \times 18 + 0.75 \times 14) \times 8 = 2287.2 \text{ ton}$$

Cortante basal

$$V = \frac{ZUCSP}{R} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.15 \times 2287.2}{6} = 383.58 \text{ ton}$$

b. Cortante resistente:

- Cortante resistente en la dirección "x":

Se colocan 2 placas de 1.75m de longitud en el eje D y 2 placas de 2.25m de longitud en el eje A. Esta configuración se realiza para evitar problemas de torsión debido a la caja de escalera y ascensor.

$$V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * (25 * 575 + 2 * 30 * (220 + 175) + 7 * 30 * 80) \\ = 415.93 \text{ ton}$$

$$V_c > V_{\text{basal}}$$

- Cortante resistente en la dirección "y":

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * (3 * 345 * 25) = 195.05 \text{ ton}$$

$V_c < V_{\text{basal}}$ ; se necesita más elementos resistente en la dirección "y". Se aumentarán 4 placas en las esquinas de 3 m de longitud y 0.30m de espesor.

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * (3 * 345 * 25 + 4 * 300 * 30) = 466.43 \text{ ton}$$

$V_c > V_{\text{basal}}$ ; considerando que ahora el cortante resistente es mayor, con estas dimensiones se realizará la verificación de desplazamientos.

### 2.3.7. VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE ELEMENTOS VERTICALES (COLUMNAS Y PLACAS)

$$V_{\text{basal}} = 383.58 \text{ ton}$$

Se realiza distribución de cortantes por piso como se muestra en la tabla 2.10

**Tabla 11: Distribución de fuerzas actuantes por piso Fi**

Piso	Peso(ton)	h(m)	Peso*h	%	Fi (ton)
8	285.9	23.2	6632.88	22%	85.24
7	285.9	20.3	5803.77	19%	74.59
6	285.9	17.4	4974.66	17%	63.93
5	285.9	14.5	4145.55	14%	53.28
4	285.9	11.6	3316.44	11%	42.62
3	285.9	8.7	2487.33	8%	31.97
2	285.9	5.8	1658.22	6%	21.31
1	285.9	2.9	829.11	3%	10.66
			29847.96		383.58

Se calculan, manualmente en forma aproximada, el aporte de rigidez lateral por cada columna y placa.

Rigidez lateral de muros de sección rectangular: (SAN BARTOLOMÉ)

$$R = \frac{E t}{4 \left(\frac{h}{L}\right)^3 + 3 \frac{h}{L}}$$

Rigidez lateral de columnas: (San Bartolomé)

$$R_{col} = 3 \frac{EI}{H^3}$$

Donde:

h= altura de la columna o muro.

L=longitud de la columna o muro.

E=Modulo de elasticidad.

t=espesor de la columna o muro

I=Momento de inercia



**Tabla 12: Rigidez de elementos resistentes a cargas de sismo.**

	Elemento estructural	Rigidez lateral
Aporte en "x"	Placa 0,25x5,75	268199.80
	Placa 0,3x1.75	28139.45
	Placa 0,3x2.25	52457.46
	Columna 0,3x 0,8	3422.46
Aporte en "y"	Placa 0,3x3	100121.82
	Placa 0,25x3,45	110960.75
	Columna 0,3x 0,8	481.28

Al tener la rigidez lateral de cada elemento vertical, se calcula el aporte de rigidez por cada eje como se observa en la tabla 13.

**Tabla 13: Aporte de cada eje en la resistencia de la cortante sísmica**

Ejes		Rigidez lateral (ton/m)	Aporte
En "x"	Eje A	108337.371	23.72%
	Eje B	10267.4	2.25%
	Eje C	275044.718	60.21%
	Eje D	63123.81368	13.82%
En "y"	Eje 1	311204.3921	42.43%
	Eje 2	110960.75	15.13%
	Eje 3	311204.3921	42.43%

Al poseer diafragma rígido y ser una estructura regular, se unifican los desplazamientos en todos los ejes; por lo tanto, se puede analizar cualquiera de los ejes en cada dirección, siempre y cuando tenga diafragma rígido.

- Análisis en la dirección "x":

**Tabla 14: Distribución de fuerzas cortantes por piso  $F_i$  para el eje C**

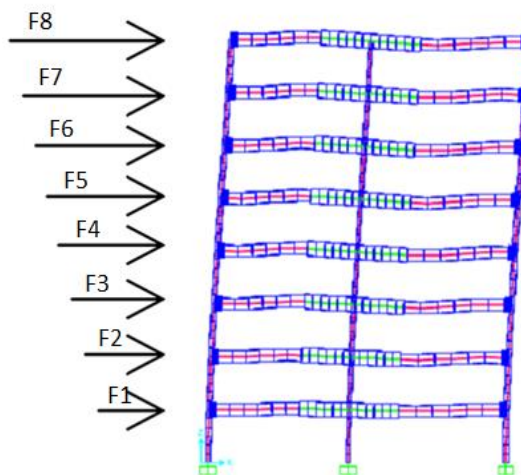
Piso	$F_i(\text{ton})$	$F_i$ en el eje C(ton)
8	85.24	51.33
7	74.59	44.91
6	63.93	38.50
5	53.28	32.08
4	42.62	25.66
3	31.97	19.25
2	21.31	12.83
1	10.66	6.42

Utilizando el software SAP 2000, se modeló con el método de pórticos planos para el chequeo de desplazamientos, y así definir las dimensiones de las columnas y placas.

En la tabla 2.14y 2.16 se muestran los desplazamientos relativos obtenidos, y se observa que son mucho menores que los máximos exigidos por la norma E030 en el capítulo 5 (5.2), el cual hace referencia que:

Desplazamientos relativos máximos para estructuras de concreto armado  $=0.007^*$   
 altura entrepiso  $=0.007^*2.9\text{m}=0.0203\text{m}=2.03\text{cm}$

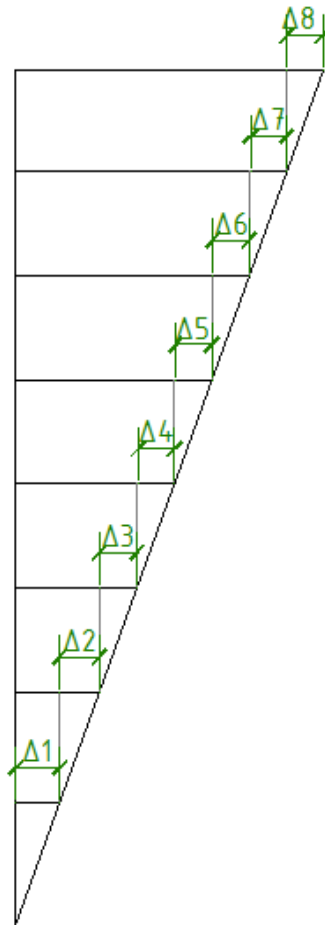
**Figura 19 Modelamiento del pórtico C.**



**Tabla 15: Desplazamientos laterales en el eje C (sismo x)**

Piso	Desplaz.SAP (m)	R	Desaplaz. absolutos (cm)	Desplazr elativos (cm)	Máx. desplaz. Norma(cm)	Observ.
8	0.021095	6	9.49	1.379	2.03	CUMPLE
7	0.01803	6	8.11	1.435	2.03	CUMPLE
6	0.014842	6	6.68	1.464	2.03	CUMPLE
5	0.011588	6	5.21	1.445	2.03	CUMPLE
4	0.008378	6	3.77	1.351	2.03	CUMPLE
3	0.005375	6	2.42	1.161	2.03	CUMPLE
2	0.002794	6	1.26	0.854	2.03	CUMPLE
1	0.000897	6	0.40	0.404	2.03	CUMPLE

**Figura 20: Desplazamientos relativos**

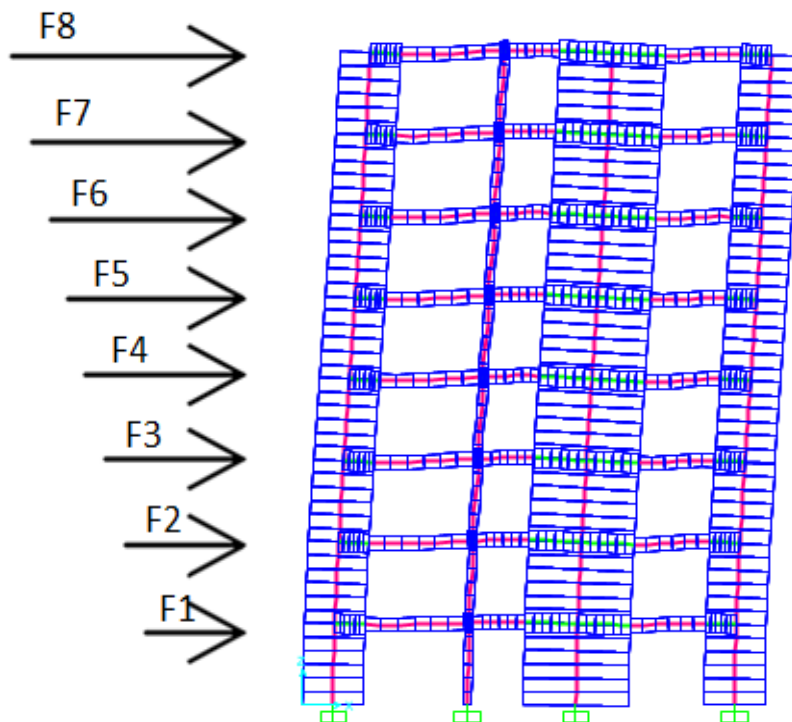


- Análisis en la dirección “y”

Tabla 16: Cortantes por piso para el eje 1

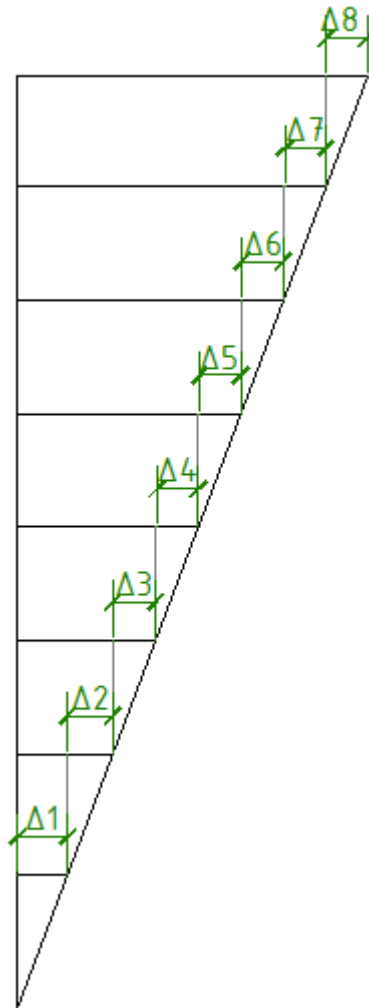
Piso	Fi piso(ton)	Fi en el eje 1(ton)
8	85.24	36.17
7	74.59	31.65
6	63.93	27.13
5	53.28	22.61
4	42.62	18.09
3	31.97	13.56
2	21.31	9.04
1	10.66	4.52

Figura 21: Modelamiento del pórtico 1.



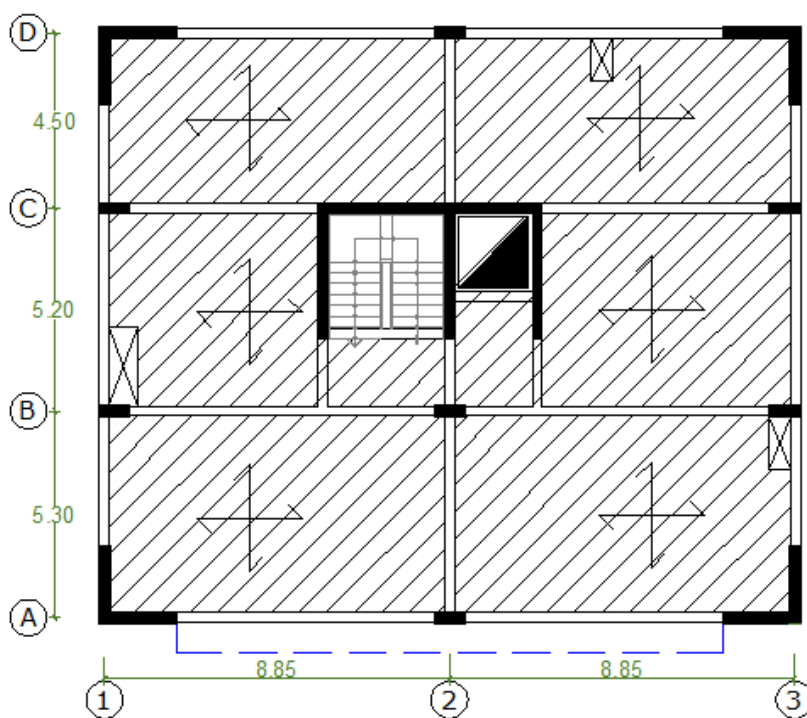
**Tabla 17: Desplazamientos laterales en el eje 1 (sismo y)**

Piso	Desplaz. SAP (m)	R	Desaplaz. Absolutos (cm)	Desplaz. relativos (cm)	Máx. desplaz. Norma (cm)	Observ.
8	0.02383	6	10.723	1.316	2.03	CUMPLE
7	0.02090	6	9.407	1.448	2.03	CUMPLE
6	0.01769	6	7.959	1.575	2.03	CUMPLE
5	0.01419	6	6.385	1.650	2.03	CUMPLE
4	0.01052	6	4.735	1.630	2.03	CUMPLE
3	0.00690	6	3.104	1.471	2.03	CUMPLE
2	0.00363	6	1.633	1.120	2.03	CUMPLE
1	0.00114	6	0.514	0.513	2.03	CUMPLE

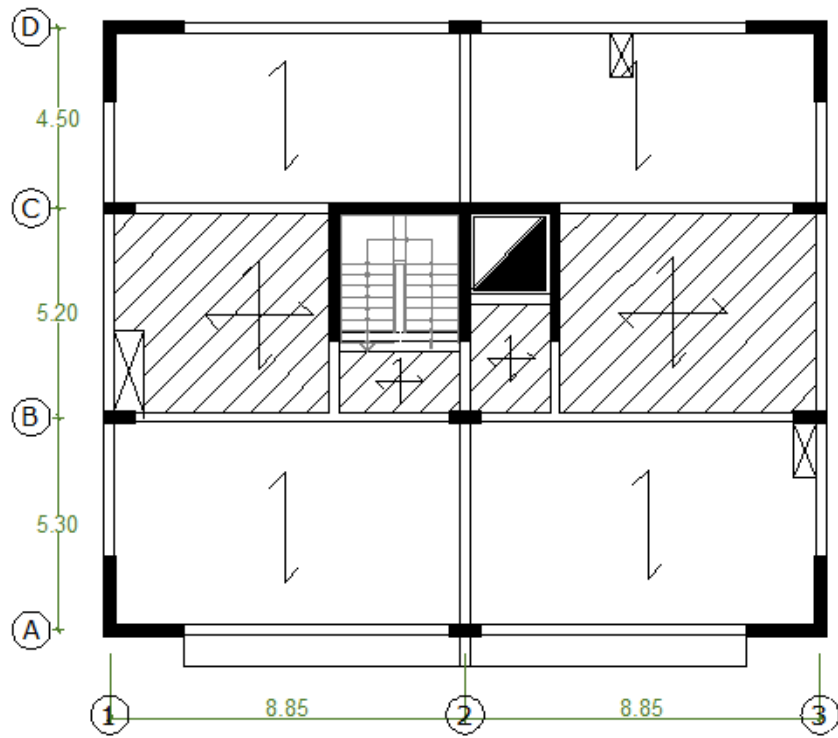


Por los resultados obtenidos, los elementos verticales (columnas y placas) tienen dimensiones adecuadas que frente a cargas sísmicas tienen desplazamiento lateral dentro del rango de la norma.

**Figura 22: Resultado final de la configuración y predimensionamiento.**



a. Sótano y primer nivel



b. Segundo, tercero, cuarto, quinto, sexto, séptimo y octavo nivel.

## **CAPITULO III**

### **METRADO DE CARGAS Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

En este capítulo se va a realizar el metrado y análisis estructural de la alternativa seleccionada en el capítulo II. El análisis nos servirá para determinar los máximos esfuerzos a los que estarán sometidos los elementos estructurales.

En este apartado se van a tratar los siguientes temas: 1) Cargas de diseño; 2) Metrado de cargas; 3) Idealizaciones; y 4) Análisis estructural.

#### **3.1. CARGAS DE DISEÑO**

Los elementos estructurales de una edificación deberán ser capaces de resistir las cargas que se le imponen según su función. Para esto la norma E.020 establece los valores mínimos a considerar, las cuales son:

a. Cargas muertas: Son aquellas que son permanentes o que tienen una pequeña variación de magnitud en el tiempo. Entre ellas se encuentran su peso propio, el de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación.

- Peso del concreto = 2400kg/m<sup>3</sup>
- Peso de aligerado (0.25 m) = 350kg/m<sup>2</sup>
- Peso del vidrio 12 mm = 2500x0.012=30kg/m<sup>2</sup>
- Peso de tabiquería móvil (drywall) = 30kg/m<sup>2</sup>

$$25\text{kg/m}^3 \times 2.9 = 72.5\text{kg/m} < 74\text{kg/m}$$



- Peso de falso cielo raso = 9kg/m<sup>2</sup>
  - P. albañilería de unidades de arcilla cocida huecas= 1350kg/m<sup>3</sup>
- b. Carga viva: Son aquellas que corresponden al uso u ocupación. Entre ellas se encuentran los ocupantes, materiales, muebles, equipos y otros elementos movibles soportados por la edificación.
- Tiendas y recepción = 500kg/m<sup>2</sup>
  - Salas públicas y restaurante = 400kg/m<sup>2</sup>
  - Habitaciones = 200kg/m<sup>2</sup>
  - Granizo =  $920 \times 0.10 = 92 \text{kg/m}^2$
  - Azotea = 100kg/m<sup>2</sup> (para techos con inclinación hasta 3° respecto a la horizontal)
- c. Cargas de sismo: Son cargas producidas por la interacción del movimiento del suelo y la respuesta de la estructura. (HIBBELER, 2010)

### **3.2. METRADO DE CARGAS**

En este ítem se trata 1) Metrado de cargas de losa aligerada y losa maciza; 2) Metrado de cargas en vigas y 3) Metrado de columnas.

#### **3.2.1. METRADO DE CARGAS DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS**

Tal como se observa, los techos son con losa aligerada y con losa maciza. En el caso del techo del sótano, la totalidad de la losa es maciza y en el caso de los otros niveles las losas son una combinación de losas aligeradas con losas macizas. Por tal motivo, para el metrado de losas aligeradas y macizas, se considera un ancho de 0.40m, que es el ancho que corresponde a una vigueta. Los metrados se presentan por niveles de la estructura, los cuales son: a) Sótano; b) Primer nivel; c) Planta típica (segundo, tercer, cuarto, quinto, sexto y séptimo nivel); y d) Octavo nivel

a. Sótano (tiendas y recepción)

Losas macizas					
Peso propio	2400	0.15	0.4	144	kg/m
P. terminado	100		0.4	40	kg/m
Falso cielo raso	9		0.4	3.6	kg/m
Tab. Móvil	30		0.4	12	kg/m
CM				199.6	kg/m
CV	500		0.4	200	kg/m
CU	1,4 CM+1,7CV			619.4	kg/m

b. Primer nivel (salas)

Losas macizas					
Peso propio	2400	0.15	0.4	144	kg/m
P. terminado	100		0.4	40	kg/m
Falso cielo raso	9		0.4	3.6	kg/m
Tab. Móvil	30		0.4	12	kg/m
CM				199.6	kg/m
CV	400		0.4	160	kg/m
CU	1,4 CM+1,7CV			551.4	kg/m

c. Planta típica

Losas aligeradas				
Peso propio	350	0.4	140	kg/m
P. terminado	100	0.4	40	kg/m
Tab. Móvil	30	0.4	12	kg/m
CM			192	kg/m
CV	200	0.4	80	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV		404.8	kg/m

P.alfeizar	1350	0.15	0.9	0.4	72.9	kg
P.ventana	30		1.8	0.4	21.6	kg
PM					94.5	kg
PU	1.4 PM				132.3	kg

Losas macizas					
Peso propio	2400	0.15	0.4	144	kg/m
P. terminado	100		0.4	40	kg/m
Tab. Móvil	30		0.4	12	kg/m
CM				196	kg/m
CV	200		0.4	80	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			410.4	kg/m

d. Octavo nivel (correspondiente a cargas de la azotea)

Losas aligeradas				
Peso propio	350	0.4	140	kg/m
P.terminado	100	0.4	40	kg/m
CM			180	kg/m
S/c	100	0.4	40	kg/m
P.granizo	92	0.4	36.8	kg/m
CV			76.8	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV		382.56	kg/m

P.parapeto	1350	0.15	0.9	0.4	72.9	kg
PU	1.4 PM				102.06	kg

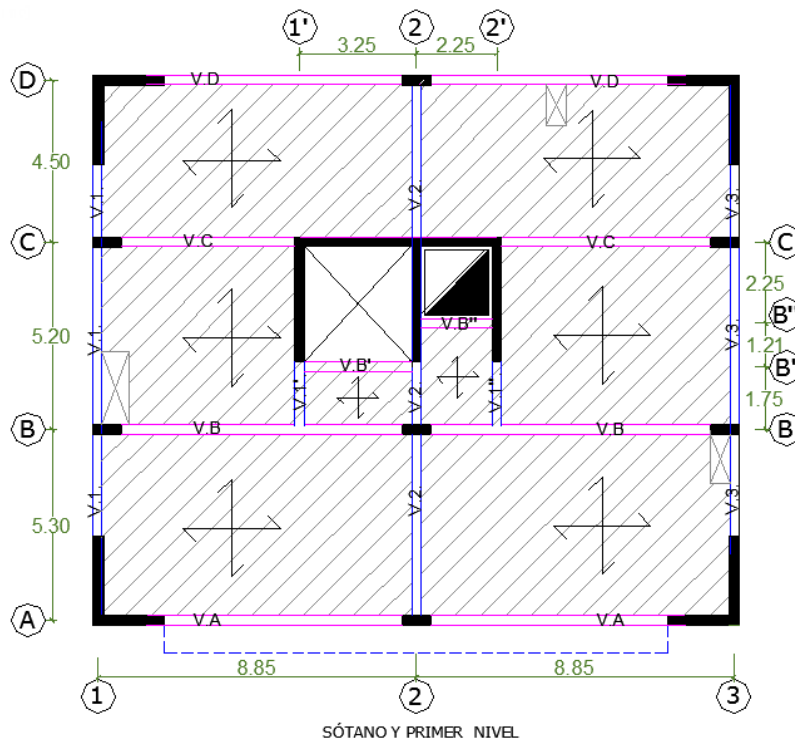
Losas macizas					
Peso propio	2400	0.15	0.4	144	kg/m
P.terminado	100		0.4	40	kg/m
CM				184	kg/m
S/c	100		0.4	40	kg/m
P.granizo	92		0.4	36.8	kg/m
CV				76.8	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV		388.2	kg/m	

### 3.2.2. METRADO DE CARGAS DE VIGAS

#### 3.2.2.1. Consideraciones generales

- i. En el metrado de cargas de vigas se consideran el metrado de las cargas de gravedad (carga viva y carga muerta).
- ii. En esta etapa se realiza un metrado de cargas isostático, el cual consiste en el cálculo de la carga que afectará a la viga sin considerar los momentos que existen en las vigas (apoyo de las losas) por flexión.
- iii. Para calcular la carga de la losa maciza con comportamiento bidireccional, se utilizan el Método de coeficientes, el cual se basa en el Método de Marcus (ver ítem 3.3.1.1) para calcular el porcentaje de carga que se llevará cada apoyo de la losa. Para el cálculo se utilizan los coeficientes del apéndice A (tabla A.4)
- iv. En la siguiente figura se observa la distribución de vigas en las losas del sótano y del primer nivel.

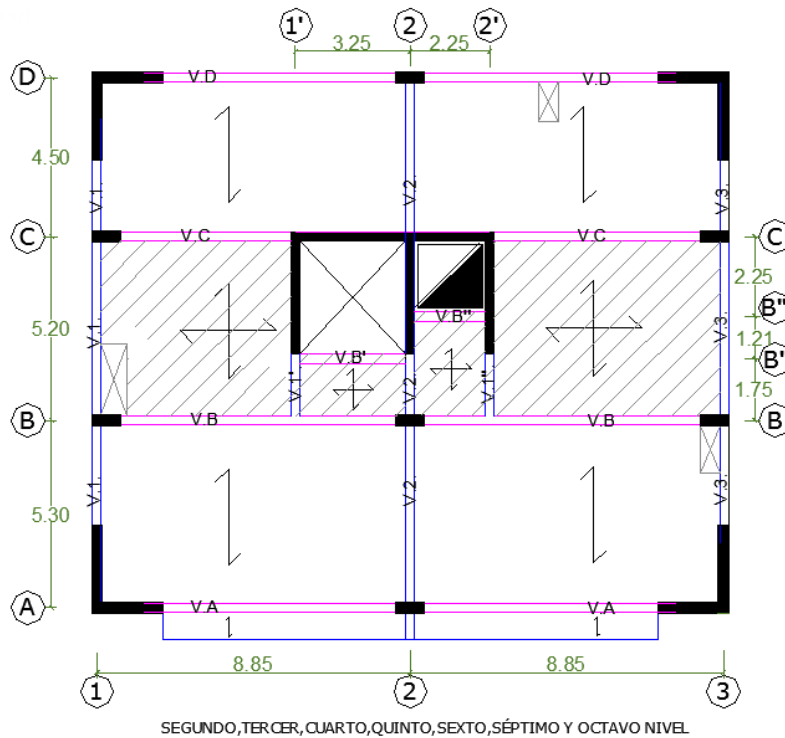
Figura 23: Vigas peraltadas en la losa del sótano y del primer nivel.



Fuente: propia

- v. En la siguiente figura se observa la distribución de vigas en el piso típico y el octavo nivel.

**Figura 24: Vigas peraltadas en la losa del piso típico y octavo nivel.**



Fuente: propia

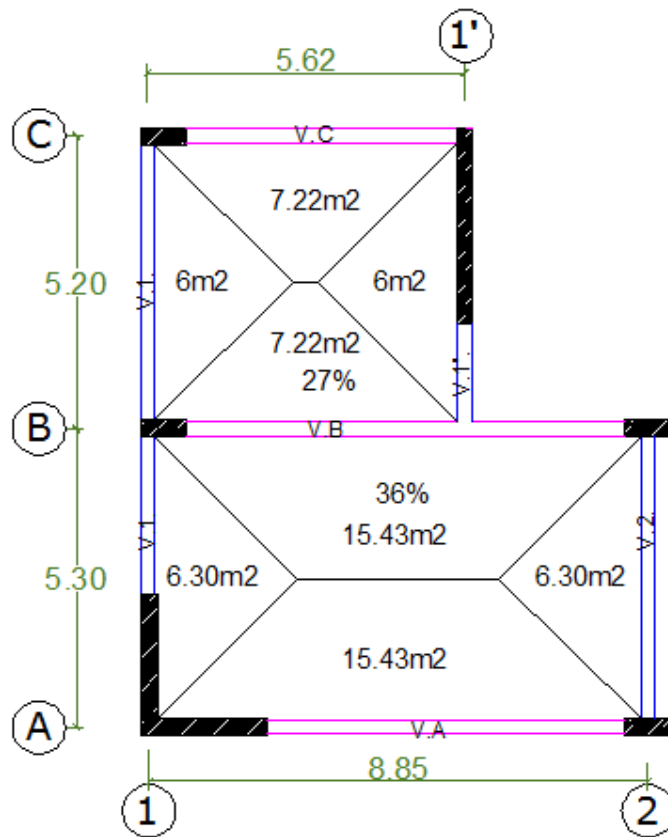
### 3.2.2.2. Metrado de vigas del techo del sótano

Tal como se observa en la figura 2.12.a, este techo está conformado por losas macizas con comportamiento bidireccional ocasionado por su geometría de paños casi cuadrados y apoyos rígidos conformados por vigas peraltadas y/o muros o placas. Por tanto, el metrado de cargas para los apoyos será elaborado utilizando los coeficientes de (Nilson, 1999) mostrados en el Apéndice A (tabla A.4). A estos coeficientes se le multiplica por la luz libre del paño entre dos; este resultado es el ancho tributario que va a transmitir sus cargas a la viga. Otra alternativa es utilizar el “Método del Sobre”.

Para comprobar la credibilidad del método de coeficientes de (NILSON, 1999), se realiza el “Método del Sobre” en la viga del eje B (tramo 1-1’).(fig.3.3)

El Método del Sobre consiste en trazar líneas diagonales a 45° hacia el centro de los paños, generando así las áreas tributarias de carga hacia los cuatro lados de cada uno de los paños 1 y 2. De esta manera, la viga B recibe del paño 1 el 27 % de la carga en la losa y del paño 2, el 36 % de la carga.

Figura 25: Área tributaria para el metrado de la viga B por el método del sobre.



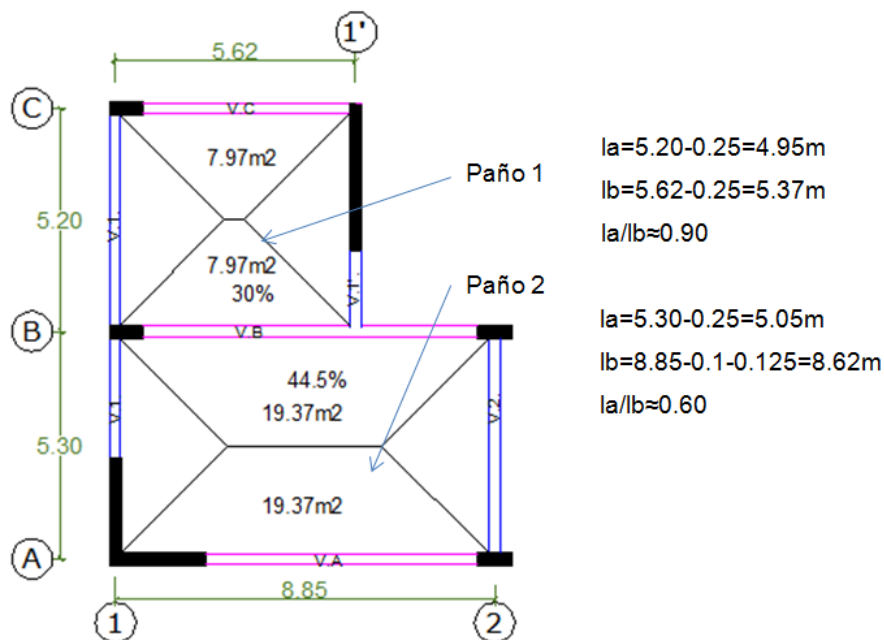
Al hacer la comparación con el porcentaje que da el método de coeficientes, se obtiene lo siguiente:

	Método del sobre	Método de coeficiente- (Nilson, 1999)
Paño 1	27 %	$60/2=30\%$
Paño 2	36 %	$89/2=44.5\%$

Al comparar los porcentajes obtenidos por cada método, se nota que existe un porcentaje menor con el método del sobre, sin embargo se debe considerar que este es un método isostático. En cambio el método de coeficientes (Nilson, 1999) considera la hiperestaticidad de las uniones losa-apoyo en cada paño.

Por lo expuesto, se considera que el metrado para cargas de gravedad en las losas bidireccionales realizado con el Método de coeficientes (Nilson, 1999) es más aproximado a la realidad. A continuación se muestran los metrados:

Viga B (tramo 1-1')





Relación		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
m= la/lb										
0.90	Wa	0.6	0.6	0.23	0.6	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	Wb	0.4	0.4	0.77	0.4	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.60	Wa	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.8	0.94
	Wb	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.2	0.06

El ancho tributario del paño 1 es:  $7.97m^2/5.37m=1.48 m$

El ancho tributario del paño 2 es:  $19.37m^2/8.62m=2.25 m$

El ancho tributario para la viga B (tramo 1-1') es:  $1.48 + 2.25=3.73m$

Viga B(tramo 1-1')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P.losa maciza	2400	0.15	3.732	1344	kg/m
P.terminado	100		3.982	398	kg/m
Falso cielo raso	9		3.732	33.6	kg/m
Tab. Móvil	30		3.982	119	kg/m
CM				2285	kg/m
CV	500		3.982	1991	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6584	kg/m

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

Viga B(tramo 1'-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	2.95	1061	kg/m
P. terminado	100		3.20	320	kg/m
Falso cielo raso	9		2.95	27	kg/m
Tab. Móvil	30		3.20	96	kg/m
CM				1893	kg/m
CV	500		3.20	1599	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			5368	kg/m

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

0.75	$W_a$	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	$W_b$	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14

Viga B(tramo 2-2')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P.losa maciza	2400	0.15	2.436	877	kg/m
P.terminado	100		2.686	269	kg/m
Falso cielo raso	9		2.436	22	kg/m
Tab. Móvil	30		2.686	81	kg/m
CM				1638	kg/m
CV	500		2.686	1343	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			4576	kg/m

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

0.80	$W_a$	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	$W_b$	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17

Viga B(tramo 2'-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	4.0045	1442	kg/m
P. terminado	100		4.2545	425	kg/m
Falso cielo raso	9		4.0045	36	kg/m
Tab. Móvil	30		4.2545	128	kg/m
CM				2421	kg/m
CV	500		4.2545	2127	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			7005	kg/m

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

Viga B´(tramo 1´-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.70	252	kg/m
P. terminado	100		0.95	95	kg/m
Falso cielo raso	9		0.70	6	kg/m
Tab. Móvil	30		0.95	29	kg/m
Escalera (ver ítem 3.2.4)				2210	kg/m
CM				2982	kg/m
s/c	500		0.95	475	kg/m
s/c escalera (ver ítem 3.2.4)				1284	kg/m
CV				1759	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			7165	kg/m

0.75	$W_a$	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	$W_b$	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14

Viga B´´(tramo 2-2´)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.1883	68	kg/m
P. terminado	100		0.4383	44	kg/m
Falso cielo raso	9		0.1883	2	kg/m
Tab. Móvil	30		0.4383	13	kg/m
CM				516	kg/m
CV	500		0.4383	219	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1096	kg/m

0.90	$W_a$	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	$W_b$	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25

0.50	$W_a$	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	$W_b$	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Viga C(tramo 1-1')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P.losa maciza	2400	0.15	3.4825	1254	kg/m
P.terminado	100		3.7325	373	kg/m
Falso cielo raso	9		3.4825	31	kg/m
Tab. Móvil	30		3.7325	112	kg/m
CM				2160	kg/m
CV	500		3.7325	1866	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6197	kg/m

0.50	$W_a$	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	$W_b$	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

0.80	$W_a$	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	$W_b$	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17

Viga C(tramo 2'-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	3.75475	1352	kg/m
P. terminado	100		4.00475	400	kg/m
Falso cielo raso	9		3.75475	34	kg/m
Tab. Móvil	30		4.00475	120	kg/m
CM				2296	kg/m
CV	500		4.00475	2002	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6619	kg/m

0.90	$W_a$	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	$W_b$	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

Viga 1'(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.50	300	kg/m
P.losa maciza	2400	0.15	1.37	495	kg/m
P.terminado	100		1.62	162	kg/m
Falso cielo raso	9		1.37	12	kg/m
Tab. Móvil	30		1.62	49	kg/m
CM				1018	kg/m
CV	500		1.62	812	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2806	kg/m

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

Viga 2(tramo A-B)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P.losa maciza	2400	0.15	0.9482	341	kg/m
P.terminado	100		1.1982	120	kg/m
Falso cielo raso	9		0.9482	9	kg/m
Tab. Móvil	30		1.1982	36	kg/m
CM				806	kg/m
CV	500		1.1982	599	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2146	kg/m

0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06

0.75	$W_a$	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	$W_b$	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14

Viga 2(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.50	300	kg/m
P.losa maciza	2400	0.15	1.16	418	kg/m
P.terminado	100		1.41	141	kg/m
Falso cielo raso	9		1.16	10	kg/m
Tab. Móvil	30		1.41	42	kg/m
CM				911	kg/m
CV	500		1.41	705	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2474	kg/m

0.50	$W_a$	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	$W_b$	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Viga 2(tramo C-D)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.5172	186	kg/m
P. terminado	100		0.7672	77	kg/m
Falso cielo raso	9		0.5172	5	kg/m
Tab. Móvil	30		0.7672	23	kg/m
CM				591	kg/m
CV	500		0.7672	384	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1479	kg/m



0.80	$W_a$	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	$W_b$	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	$W_a$	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	$W_b$	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14

Viga 2'(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.7851	643	kg/m
P. terminado	100		2.0351	204	kg/m
Falso cielo raso	9		1.7851	16	kg/m
Tab. Móvil	30		2.0351	61	kg/m
CM				1223	kg/m
CV	500		2.0351	1018	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3442	kg/m

### 3.2.2.3. Metrado de las vigas del techo del primer nivel

Para el metrado de las vigas del primer nivel se utiliza también el método de coeficientes, el mismo que se utilizó en las vigas del sótano, ya que se tienen losas bidireccionales.

Viga A (tramo 1-2 y tramo 2-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	2.247	809	kg/m
P. terminado	100		2.497	250	kg/m
Falso cielo raso	9		2.247	20	kg/m
Tab. Móvil	30		2.497	75	kg/m
CM				1544	kg/m
CV	400		2.497	999	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3860	kg/m

Viga B(tramo 1-1')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P.loso maciza	2400	0.15	4.104	1477	kg/m
P.terminado	100		4.354	435	kg/m
Falso cielo raso	9		4.104	36.9	kg/m
Tab. Móvil	30		4.354	131	kg/m
CM				2470	kg/m
CV	400		4.354	1741	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6419	kg/m

Viga B(tramo 1'-2')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	2.95	1061	kg/m
P. terminado	100		3.20	320	kg/m
Falso cielo raso	9		2.95	27	kg/m
Tab. Móvil	30		3.20	96	kg/m
CM				1893	kg/m
CV	400		3.20	1279	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			4825	kg/m

Viga B(tramo 2-2')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	2.436	877	kg/m
P. terminado	100		2.686	269	kg/m
Falso cielo raso	9		2.436	22	kg/m
Tab. Móvil	30		2.686	81	kg/m
CM				1638	kg/m
CV	400		2.686	1074	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			4119	kg/m

Viga B(tramo 2'-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	4.3015	1549	kg/m
P. terminado	100		4.5515	455	kg/m
Falso cielo raso	9		4.3015	39	kg/m
Tab. Móvil	30		4.5515	137	kg/m
CM				2569	kg/m
CV	400		4.5515	1821	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6692	kg/m

Viga B'(tramo 1'-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.70	252	kg/m
P. terminado	100		0.95	95	kg/m
Falso cielo raso	9		0.70	6	kg/m
Tab. Móvil	30		0.95	29	kg/m
Escalera (ver ítem 3.2.4)				2210	kg/m
CM				2982	kg/m
s/c	400		0.95	380	kg/m
s/c escalera (ver ítem 3.2.4)				1284	kg/m
CV				1664	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			7003	kg/m

Viga B''(tramo 2-2')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.1883	68	kg/m
P. terminado	100		0.4383	44	kg/m
Falso cielo raso	9		0.1883	2	kg/m
Tab. Móvil	30		0.4383	13	kg/m
CM				516	kg/m
CV	400		0.4383	175	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1021	kg/m

Viga C(tramo 1-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	3.85375	1387	kg/m
P. terminado	100		4.10375	410	kg/m
Falso cielo raso	9		3.85375	35	kg/m
Tab. Móvil	30		4.10375	123	kg/m
CM				2346	kg/m
CV	400		4.10375	1642	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6074	kg/m

Viga C(tramo 2-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	4.05175	1459	kg/m
P. terminado	100		4.30175	430	kg/m
Falso cielo raso	9		4.05175	36	kg/m
Tab. Móvil	30		4.30175	129	kg/m
CM				2444	kg/m
CV	400		4.30175	1721	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6347	kg/m

Viga D(tramo 1-2 y tramo 2-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.9975	719	kg/m
P. terminado	100		2.2475	225	kg/m
Falso cielo raso	9		1.9975	18	kg/m
Tab. Móvil	30		2.2475	67	kg/m
CM				1419	kg/m
CV	400		2.2475	899	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3515	kg/m

Viga 1 y Viga 3(tramo A-B)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.474	171	kg/m
P. terminado	100		0.474	47.4	kg/m
Falso cielo raso	9		0.474	4	kg/m
Tab. Móvil	30		0.474	14	kg/m
P. albañileria	1350	0.25	2.6	878	
CM				1414	kg/m
CV	400		0.474	190	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2302	kg/m

Viga 1(tramo B-C)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.671	242	kg/m
P. terminado	100		0.671	67.1	kg/m
Falso cielo raso	9		0.671	6.04	kg/m
Tab. Móvil	30		0.671	20.1	kg/m
P. albañileria	1350	0.25	2.6	878	
CM				1512	kg/m
CV	400		0.671	269	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2574	kg/m

Viga 1 y Viga 3(tramo C-D)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.259	93.1	kg/m
P. terminado	100		0.259	26	kg/m
Falso cielo raso	9		0.259	2	kg/m
Tab. Móvil	30		0.259	8	kg/m
P. albañilería	1350	0.25	2.6	877.5	kg/m
CM				1307	kg/m
CV	400		0.259	103	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2005	kg/m

Viga 1 '(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.374	495	kg/m
P. terminado	100		1.624	162	kg/m
Falso cielo raso	9		1.374	12	kg/m
Tab. Móvil	30		1.624	49	kg/m
CM				1018	kg/m
CV	400		1.624	650	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2530	kg/m



Viga 2(tramo A-B)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.9482	341	kg/m
P. terminado	100		1.1982	120	kg/m
Falso cielo raso	9		0.9482	9	kg/m
Tab. Móvil	30		1.1982	36	kg/m
CM				806	kg/m
CV	400		1.1982	479	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1943	kg/m

Viga 2(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.16	418	kg/m
P. terminado	100		1.41	141	kg/m
Falso cielo raso	9		1.16	10	kg/m
Tab. Móvil	30		1.41	42	kg/m
CM				911	kg/m
CV	400		1.41	564	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2235	kg/m

Viga 2(tramo C-D)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.5172	186	kg/m
P. terminado	100		0.7672	77	kg/m
Falso cielo raso	9		0.5172	5	kg/m
Tab. Móvil	30		0.7672	23	kg/m
CM				591	kg/m
CV	400		0.7672	307	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1349	kg/m

Viga 2'(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.79	643	kg/m
P. terminado	100		2.0351	204	kg/m
Falso cielo raso	9		1.7851	16	kg/m
Tab. Móvil	30		2.0351	61	kg/m
CM				1223	kg/m
CV	400		2.0351	814	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3096	kg/m

Viga 3(tramo B-C)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.5423	195	kg/m
P. terminado	100		0.5423	54	kg/m
Falso cielo raso	9		0.5423	5	kg/m
Tab. Móvil	30		0.5423	16	kg/m
P. albañilería	1350	0.25	2.6	877.5	kg/m
CM				1448	kg/m
CV	400		0.5423	217	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2396	kg/m

#### 3.2.2.4. Metrado de vigas del piso típico y octavo nivel

Al realizar el metrado de cargas de la losa del piso típico y del octavo nivel (ver ítem 3.2.1) se puede observar que la diferencia de cargas (carga viva y muerta) en ambos niveles, es mínima; por lo tanto, los resultados obtenidos para las vigas de la losa del piso típico se uniformizarán para las del octavo nivel.

Viga A(tramo 1-2 y tramo 2-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa aligerada	350		3.3	1155	kg/m
P. terminado	100		3.55	355	kg/m
Tab. Móvil	30		3.55	107	kg/m
P. parapeto	1350	0.15	0.9	182	kg/m
P. ventana	30		1.75	53	kg/m
CM				2242	kg/m
CV	200		3.55	710	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			4016	kg/m

Viga B(tramo 1-1')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.856	668	kg/m
P. losa aligerada	350		2.525	884	kg/m
P. terminado	100		4.381	438	kg/m
Tab. Móvil	30		4.381	131	kg/m
CM				2512	kg/m
CV	200		4.381	876	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			5006	kg/m
Viga B(tramo 1'-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.7	252	kg/m
P. losa aligerada	350		2.525	883.8	kg/m
P. terminado	100		3.225	323	kg/m
Tab. Móvil	30		3.225	97	kg/m
CM				1945	kg/m
CV	200		3.225	645	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3820	kg/m

Viga B(tramo 2-2')					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.188	68	kg/m
P. losa aligerada	350		2.525	883.8	kg/m
P. terminado	100		2.713	271	kg/m
Tab. Móvil	30		2.713	81	kg/m
CM				1694	kg/m
CV	200		2.713	543	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3294	kg/m

Viga B(tramo 2'-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	2.05425	740	kg/m
P. losa aligerada	350		2.525	883.75	kg/m
P. terminado	100		4.57925	458	kg/m
Tab. Móvil	30		4.57925	137	kg/m
CM				2609	kg/m
CV	200		4.57925	916	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			5209	kg/m

Viga B´(tramo 1´-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.7	252	kg/m
P. terminado	100		0.95	95	kg/m
Tab. Móvil	30		0.95	29	kg/m
Escalera (ver ítem 3.2.4)				2154	kg/m
CM				2920	kg/m
s/c	200		0.95	190	kg/m
s/c escalera (ver ítem 3.2.4)				1284	kg/m
CV				1474	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			6593	kg/m

Viga B´´(tramo 2-2´)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.1883	68	kg/m
P. terminado	100		0.4383	44	kg/m
Tab. Móvil	30		0.4383	13	kg/m
CM				515	kg/m
CV	200		0.4383	88	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			870	kg/m

Viga C(tramo 1-2)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.85625	668	kg/m
P. losa aligerada	350		2.125	743.75	kg/m
P. terminado	100		3.98125	398	kg/m
Tab. Móvil	30		3.98125	119	kg/m
CM				2320	kg/m
CV	200		3.98125	796	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			4601	kg/m

Viga C(tramo 2-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	2.05425	740	kg/m
P. losa aligerada	350		2.125	743.75	kg/m
P. terminado	100		4.17925	418	kg/m
Tab. Móvil	30		4.17925	125	kg/m
CM				2417	kg/m
CV	200		4.17925	836	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			4804	kg/m

Viga D(tramo 1-2 y tramo 2-3)					
Peso propio	2400	0.25	0.65	390	kg/m
P. losa aligerada	350		2.125	743.75	kg/m
P. terminado	100		2.375	238	kg/m
Tab. Móvil	30		2.375	71	kg/m
P. albañilería	1350	0.15	2.25	455.625	kg/m
CM				1898	kg/m
CV	200		2.375	475	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			3465	kg/m

Viga 1 y Viga 3(tramo A-B y tramo C-D)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. albañilería	1350	0.25	2.4	810	kg/m
CM				1110	kg/m
CU	1.4 CM			1554	kg/m

Viga 1(tramo B-C)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.671	242	kg/m
P. terminado	100		0.671	67.1	kg/m
Tab. Móvil	30		0.671	20.1	kg/m
P. albañilería	1350	0.25	1.6	540	kg/m
CM				1169	kg/m
CV	200		0.671	134	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1865	kg/m



Viga 1´(tramo B-B´)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.374	495	kg/m
P. terminado	100		1.624	162	kg/m
Tab. Móvil	30		1.624	49	kg/m
CM				1006	kg/m
CV	200		1.624	325	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1960	kg/m

Viga 2(tramo A-B y tramo C-D)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. terminado	100		0.5	50	kg/m
CM				350	kg/m
CU	1.4 CM			490	kg/m

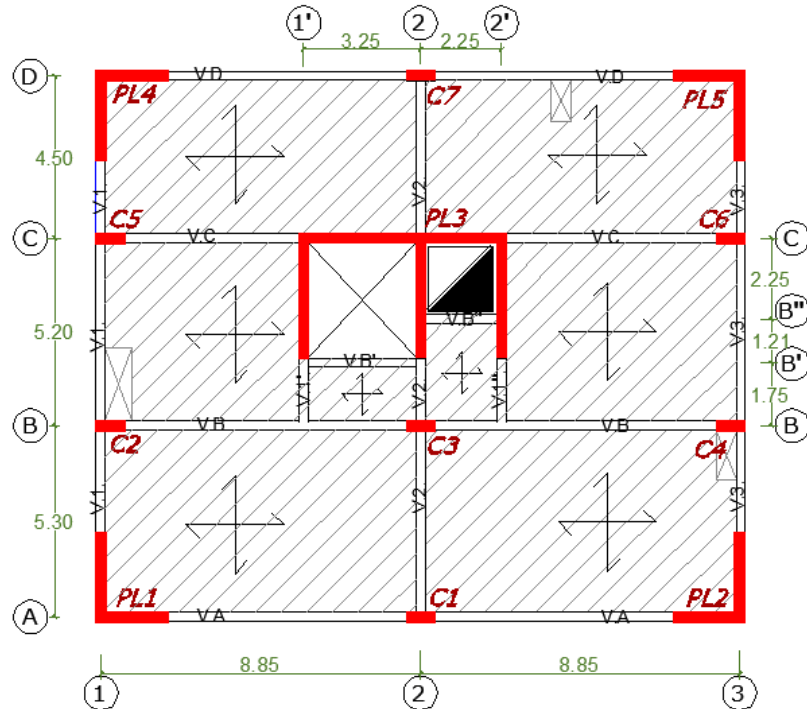
Viga 2(tramo B-B´)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.16	418	kg/m
P. terminado	100		1.41	141	kg/m
Tab. Móvil	30		1.41	42	kg/m
CM				901	kg/m
CV	200		1.41	282	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			1741	kg/m

Viga 2'(tramo B-B')					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	1.79	643	kg/m
P. terminado	100		2.0351	204	kg/m
Tab. Móvil	30		2.0351	61	kg/m
CM				1207	kg/m
CV	200		2.0351	407	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2382	kg/m

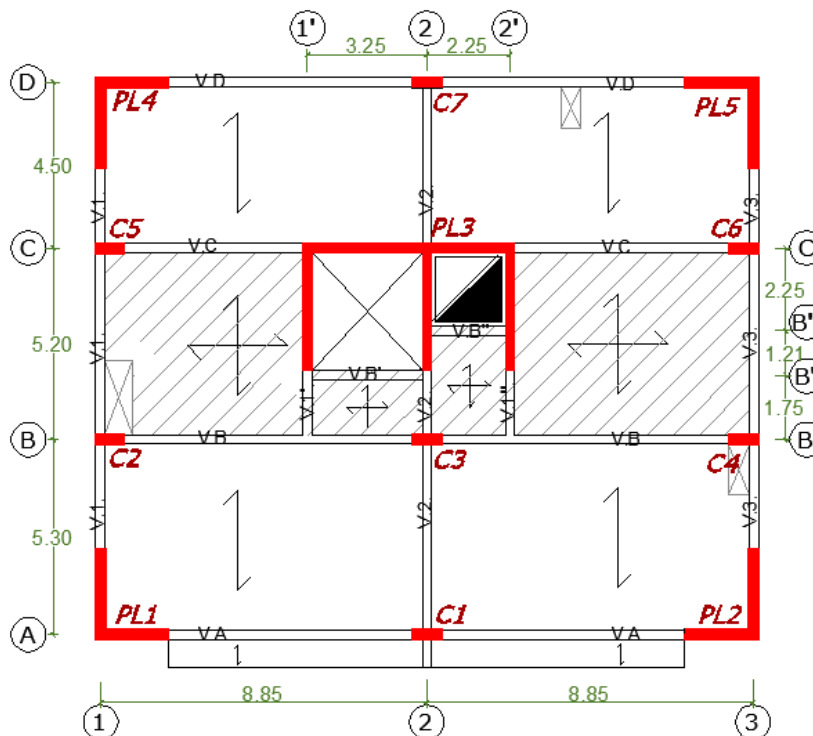
Viga 3(tramo B-C)					
Peso propio	2400	0.25	0.5	300	kg/m
P. losa maciza	2400	0.15	0.5423	195	kg/m
P. terminado	100		0.5423	54	kg/m
Tab. Móvil	30		0.5423	16	kg/m
P. albañilería	1350	0.25	2.4	810	kg/m
CM				1376	kg/m
CV	200		0.5423	108	kg/m
CU	1.4 CM+1.7CV			2110	kg/m

### 3.2.3. METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS Y PLACAS

Figura 26: Armado de losas aligeradas unidireccionales y macizas bidireccionales en cada piso.

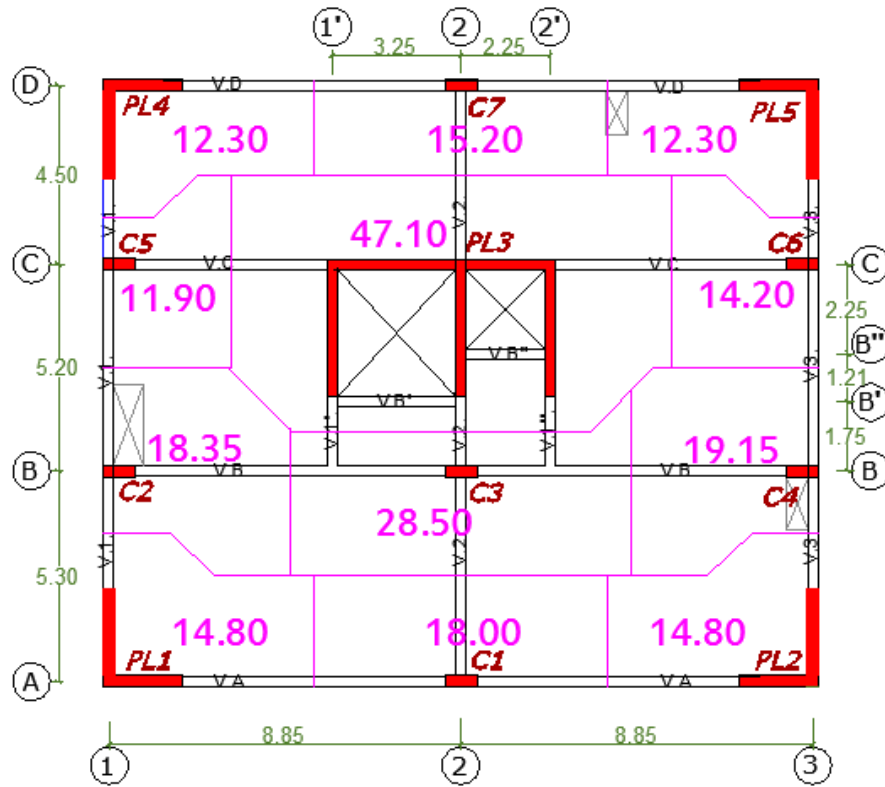


Primer nivel

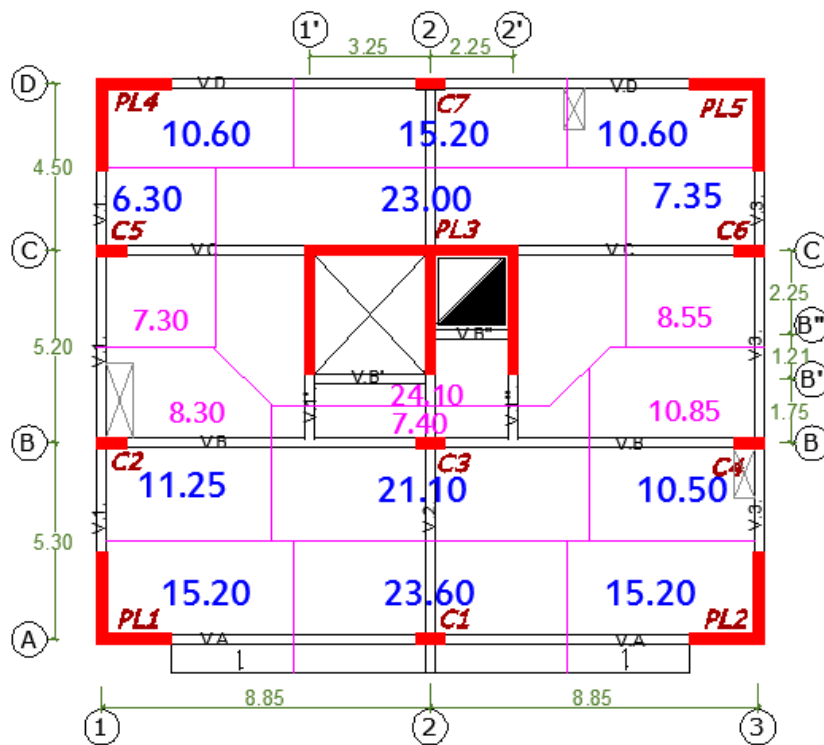


Piso típico y octavo nivel

Figura 27: Áreas tributarias de cada columna y placa en cada piso.



Primer nivel



Piso típico y octavo nivel

### 3.2.3.1. Primer nivel

PLACA 1(PL1)=PLACA 2(PL2)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	1.485		12295.80	kg
VA	2400	0.65	0.25	3.3	1287.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	1.4	420.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	14.8		5328.00	kg
Albañilería	1350	2.95	0.25	1.40	1393.88	kg
P. terminado	100		15.63		1562.50	kg
Tabiquería m.	30		15.63		468.75	kg
Falso cielo	9		14.8		133.20	kg
CM					22889.13	kg
s/c	400		14.8		5920.00	kg
CV					5920.00	kg

PLACA 3(PL3)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	3.84		31774.50	kg
VB´	2400	0.65	0.25	3	1170.00	kg
VB´´	2400	0.65	0.25	2	780.00	kg
VC	2400	0.65	0.25	5.32	2074.80	kg
V1´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V1´´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
Losa maciza	2400	0.15	47.1		16956.00	kg
P. terminado	100		50.34		5033.63	kg
Tabiquería m.	30		50.34		1510.09	kg
Falso cielo	9		47.1		423.90	kg
Escalera (ver ítem 3.2.4)					5851.00	kg
CM					66361.41	kg

s/c	400	50.34	20134.50	kg
s/c escalera (ítem 3.2.4)			3735.00	kg
CV			23869.50	kg

PLACA 4(PL4)=PLACA 5(PL5)						
	P.UNITARIO	H	AREA		P	
Peso propio	2400	3.45	1.49		12295.80	kg
VD	2400	0.65	0.25	3.3	1287.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	1	300.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	12.3		4428.00	kg
Albañilería	1350	2.95	0.25	1.00	995.63	kg
P. terminado	100		13.13		1312.50	kg
Tabiquería m.	30		13.13		393.75	kg
Falso cielo	9		12.3		110.70	kg
CM					21123.38	kg
s/c	400		12.3		4920.00	kg
CV					4920.00	kg

COLUMNA 1(C1)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VA	2400	0.65	0.25	6.6	2574.00	kg
V2	2400	0.5	0.25	2.5	750.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	18		6480.00	kg
P. terminado	100		20.28		2027.50	kg
Tabiquería m.	30		20.28		608.25	kg
Falso cielo	9		18		162.00	kg
CM					14588.95	kg

s/c	400	20.28	8110.00	kg
CV			8110.00	kg

COLUMNA 2(C2)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	3.85	1155.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	18.35		6606.00	kg
Albañilería	1350	2.95	0.25	3.85	3833.16	kg
P. terminado	100		19.33		1932.50	kg
Tabiquería m.	30		19.33		579.75	kg
Falso cielo	9		18.35		165.15	kg
CM					17779.76	kg
s/c	400		19.33		7730.00	kg
CV					7730.00	kg

COLUMNA 3(C3)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V1'	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2'	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
Losa maciza	2400	0.15	28.5		10260.00	kg
P. terminado	100		30.13		3013.13	kg
Tabiquería m.	30		30.13		903.94	kg
Falso cielo	9		28.5		256.50	kg
CM					18729.26	kg

s/c	400	30.13	12052.50	kg
CV			12052.50	kg

COLUMNA 4(C4)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V3	2400	0.5	0.25	3.85	1155.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	19.15		6894.00	kg
Albañilería	1350	2.95	0.25	3.85	3833.16	kg
P. terminado	100		20.13		2012.50	kg
Tabiquería m.	30		20.13		603.75	kg
Falso cielo	9		19.15		172.35	kg
CM					18178.96	kg
s/c	400		20.13		8050.00	kg
CV					8050.00	kg

COLUMNA 5(C5)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VC	2400	0.65	0.25	4.82	1879.80	kg
V1	2400	0.5	0.25	3.45	1035.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	11.9		4284.00	kg
Albañilería	1350	2.95	0.25	3.45	3434.91	kg
P. terminado	100		13.11		1310.50	kg
Tabiquería m.	30		13.11		393.15	kg
Falso cielo	9		11.9		107.10	kg
CM					14431.66	kg
s/c	400		13.11		5242.00	kg



CV	5242.00	kg
----	---------	----

COLUMNA 6(C6)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VC	2400	0.65	0.25	2.91	1134.90	kg
V3	2400	0.5	0.25	3.45	1035.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	14.2		5112.00	kg
Albañilería	1350	2.95	0.25	3.45	3434.91	kg
P. terminado	100		14.93		1492.75	kg
Tabiquería m.	30		14.93		447.83	kg
Falso cielo	9		14.2		127.80	kg
CM					14772.38	kg
s/c	400		14.93		5971.00	kg
CV					5971.00	kg

COLUMNA 7(C7)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	3.45	0.24		1987.20	kg
VD	2400	0.65	0.25	6.6	2574.00	kg
V2	2400	0.5	0.25	2.1	630.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	15.2		5472.00	kg
P. terminado	100		17.38		1737.50	kg
Tabiquería m.	30		17.38		521.25	kg
Falso cielo	9		15.2		136.80	kg
CM					13058.75	kg
s/c	400		17.38		6950.00	kg
CV					6950.00	kg

### 3.2.3.2. Piso típico

PLACA 1(PL1)=PLACA 2(PL2)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	1.485		10335.60	kg
VA	2400	0.65	0.25	3.3	1287.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	1.4	420.00	kg
Losa aligerada	350		15.2		5320.00	kg
Albañilería	1350	2.4	0.25	1.40	1134.00	kg
P. terminado	100		16.03		1602.50	kg
Tabiquería m.	30		16.03		480.75	kg
CM					20579.85	kg
s/c	200		16.03		3205.00	kg
CV					3205.00	kg
PLACA 3(PL3)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	3.84		26709.00	kg
VB´	2400	0.65	0.25	3	1170.00	kg
VB´´	2400	0.65	0.25	2	780.00	kg
VC	2400	0.65	0.25	5.32	2074.80	kg
V1´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V1´´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
Losa maciza	2400	0.15	24.1		8676.00	kg
Losa aligerada	350		23		8050.00	kg
P. terminado	100		50.34		5033.63	kg
Tabiquería m.	30		50.34		1510.09	kg
Escalera (ver ítem 3.2.4)					5742.00	kg
CM					60533.01	kg

s/c	200	50.34	10067.25	kg
s/c escalera(ítem 3.2.4)			3735.00	kg
CV			13802.25	kg

PLACA 4(PL4)=PLACA 5(PL5)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	1.49		10335.60	kg
VD	2400	0.65	0.25	3.3	1287.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	1	300.00	kg
Losa aligerada	350		10.6		3710.00	kg
Albañilería	1350	2.4	0.25	1.00	810.00	kg
P. terminado	100		11.43		1142.50	kg
Tabiquería m.	30		11.43		342.75	kg
CM					17927.85	kg
s/c	200		11.43		2285.00	kg
CV					2285.00	kg

COLUMNA 1(C1)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VA	2400	0.65	0.25	6.6	2574.00	kg
V2	2400	0.5	0.25	3.25	975.00	kg
Losa aligerada	350		23.6		8260.00	kg
P. terminado	100		26.06		2606.25	kg
Tabiquería m.	30		26.06		781.88	kg
CM					16867.53	kg
s/c	200		26.06		5212.50	kg
CV					5212.50	kg

COLUMNA 2(C2)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	3.85	1155.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	8.3		2988.00	kg
Losa aligerada	350		11.25		3937.5	kg
Albañilería	1350	2.4	0.25	3.85	3118.50	kg
P. terminado	100		20.53		2052.50	kg
Tabiquería m.	30		20.53		615.75	kg
CM					17058.65	kg
s/c	200		20.53		4105.00	kg
CV					4105.00	kg

COLUMNA 3(C3)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V1´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
Losa maciza	2400	0.15	7.4		2664.00	kg
Losa aligerada	350		21.1		7385	kg
P. terminado	100		30.13		3013.13	kg
Tabiquería m.	30		30.13		903.94	kg
CM					17944.96	kg
s/c	200		30.13		6026.25	kg
CV					6026.25	kg

COLUMNA 4(C4)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V3	2400	0.5	0.25	3.85	1155.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	10.85		3906.00	kg
Losa aligerada	350		10.5		3675	kg
Albañilería	1350	2.4	0.25	3.85	3118.50	kg
P. terminado	100		22.33		2232.50	kg
Tabiquería m.	30		22.33		669.75	kg
CM					17948.15	kg
s/c	200		22.33		4465.00	kg
CV					4465.00	kg

COLUMNA 5(C5)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VC	2400	0.65	0.25	4.82	1879.80	kg
V1	2400	0.5	0.25	3.45	1035.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	7.3		2628.00	kg
Losa aligerada	350		6.3		2205	kg
Albañilería	1350	2.4	0.25	3.45	2794.50	kg
P. terminado	100		14.81		1480.50	kg
Tabiquería m.	30		14.81		444.15	kg
CM					14137.35	kg
s/c	400		14.81		5922.00	kg
CV					5922.00	kg

COLUMNA 6(C6)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VC	2400	0.65	0.25	2.91	1134.90	kg
V3	2400	0.5	0.25	3.45	1035.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	8.55		3078.00	kg
Losa aligerada	350		7.35		2572.5	kg
Albañilería	1350	2.4	0.25	3.45	2794.50	kg
P. terminado	100		16.63		1662.75	kg
Tabiquería m.	30		16.63		498.83	kg
CM					14446.88	kg
s/c	200		16.63		3325.50	kg
CV					3325.50	kg

COLUMNA 7(C7)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VD	2400	0.65	0.25	6.6	2574.00	kg
V2	2400	0.5	0.25	2.1	630.00	kg
Losa aligerada	350		15.2		5320	kg
P. terminado	100		17.38		1737.50	kg
Tabiquería m.	30		17.38		521.25	kg
CM					12453.15	kg
s/c	200		17.38		3475.00	kg
CV					3475.00	kg

### 3.2.3.3. Octavo nivel

PLACA 1(PL1)=PLACA 2(PL2)
---------------------------

	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	1.485		10335.60	kg
VA	2400	0.65	0.25	3.3	1287.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	1.4	420.00	kg
Losa aligerada	350		15.2		5320.00	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	9.80	1786.05	kg
P. terminado	100		16.03		1602.50	kg
CM					20751.15	kg
s/c	100		16.03		1602.50	kg
granizo	92		16.03		1474.30	kg
CV					3076.80	kg

PLACA 3(PL3)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	3.84		26709.00	kg
VB´	2400	0.65	0.25	3	1170.00	kg
VB´´	2400	0.65	0.25	2	780.00	kg
VC	2400	0.65	0.25	5.32	2074.80	kg
V1´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V1´´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
Losa maciza	2400	0.15	28.58		10288.80	kg
Losa aligerada	350		23		8050.00	kg
P. terminado	100		54.82		5481.63	kg
Escalera (ver ítem 3.2.4)					4234.00	kg
CM					59575.73	kg
s/c	100		54.82		5481.63	kg
granizo	92		54.82		5043.10	kg

s/c escalera(ítem 3.2.4)				2936.00	kg
cuarto de máquinas	1000	4		4016.00	kg
CV				17476.72	kg

PLACA 4(PL4)=PLACA 5(PL5)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	1.49		10335.60	kg
VD	2400	0.65	0.25	3.3	1287.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	1	300.00	kg
Losa aligerada	350		10.6		3710.00	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	8.50	1549.13	kg
P. terminado	100		11.43		1142.50	kg
CM					18324.23	kg
s/c	100		11.43		1142.50	kg
granizo	92		11.43		1051.10	kg
CV					2193.60	kg

COLUMNA 1(C1)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VA	2400	0.65	0.25	6.6	2574.00	kg
V2	2400	0.5	0.25	3.25	975.00	kg
Losa aligerada	350		23.6		8260.00	kg
P. terminado	100		26.06		2606.25	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	7.4	202.50	kg
CM					16288.15	kg



s/c	100	0.15	15.00	kg
granizo	92	0.15	13.80	kg
CV			28.80	kg

COLUMNA 2(C2)						
	P. UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V1	2400	0.5	0.25	3.85	1155.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	8.3		2988.00	kg
Losa aligerada	350		11.25		3937.5	kg
Parapeto	1350	0.9	0.25	4.15	1260.56	kg
P. terminado	100		20.53		2052.50	kg
CM					14584.96	kg
s/c	100		20.53		2052.50	kg
granizo	92		20.53		1888.30	kg
CV					3940.80	kg

COLUMNA 3(C3)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V1´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
V2´	2400	0.5	0.25	0.875	262.50	kg
Losa maciza	2400	0.15	7.4		2664.00	kg
Losa aligerada	350		21.1		7385	kg
P. terminado	100		30.13		3013.13	kg
CM					17041.03	kg

s/c	100	30.13	3013.13	kg
granizo	92	30.13	2772.08	kg
CV			5785.20	kg

COLUMNA 4(C4)						
	P.UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VB	2400	0.65	0.25	3.9	1521.00	kg
V3	2400	0.5	0.25	3.85	1155.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	10.85		3906.00	kg
Losa aligerada	350		10.5		3675	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	4.15	756.34	kg
P. terminado	100		22.33		2232.50	kg
CM					14916.24	kg
s/c	100		22.33		2232.50	kg
granizo	92		22.33		2053.90	kg
CV					4286.40	kg

COLUMNA 5(C5)						
	P. UNITARIO	H	ÁREA		P	
Peso propio	2400	2.9	0.24		1670.40	kg
VC	2400	0.65	0.25	4.82	1879.80	kg
V1	2400	0.5	0.25	3.45	1035.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	7.3		2628.00	kg
Losa aligerada	350		6.3		2205	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	3.75	683.44	kg
P. terminado	100		14.81		1480.50	kg
CM					11582.14	kg

s/c	100	14.81	1480.50	kg
granizo	92	14.81	1362.06	kg
CV			2842.56	kg

COLUMNA 6(C6)					
	P.UNITARIO	H	ÁREA	P	
Peso propio	2400	2.9	0.24	1670.40	kg
VC	2400	0.65	0.25	2.91	1134.90 kg
V3	2400	0.5	0.25	3.45	1035.00 kg
Losa maciza	2400	0.15	8.55	3078.00	kg
Losa aligerada	350		7.35	2572.5	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	3.75	683.44 kg
P. terminado	100		16.63	1662.75	kg
CM				11836.99	kg
s/c	100		16.63	1662.75	kg
granizo	92		16.63	1529.73	kg
CV				3192.48	kg

COLUMNA 7(C7)					
	P.UNITARIO	H	ÁREA	P	
Peso propio	2400	2.9	0.24	1670.40	kg
VD	2400	0.65	0.25	6.6	2574.00 kg
V2	2400	0.5	0.25	2.1	630.00 kg
Losa aligerada	350		15.2	5320	kg
P. terminado	100		17.38	1737.50	kg
Parapeto	1350	0.9	0.15	7.4	202.50 kg
CM				12134.40	kg
s/c	100		0.15	15.00	kg
granizo	92		0.15	13.80	kg

CV	28.80	kg
----	-------	----

### 3.2.3.4. Azotea

PLACA 3(PL3)					
	P.UNITARIO	H	ÁREA	P	
Peso propio	2400	3.55	1.98	16827.00	kg
Losa maciza	2400	0.15	17	6048.00	kg
P. terminado	100		17	1680.00	kg
T. elevado	400			400.00	kg
P.agua (NTE 030, ítem 4.3)	1000		20	20000.00	kg
CM				44955.00	kg
granizo	92		17	1545.60	kg
CV				1545.60	kg

### 3.2.4. METRADO DE CARGAS DE ESCALERA

- Para el cálculo de carga muerta en el tramo inclinado se utiliza la siguiente expresión, la cual incluye el peso de la losa inclinada y de los peldaños.

$$W_{pp} = \gamma \left[ \frac{cp}{2} + t \sqrt{\left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Para utilizar la expresión indicada, se tienen los siguientes datos:

cp = contrapaso

2.9/18=0.16111m (del segundo nivel a la azotea)

3.1/18=0.17222m (del sótano y primer nivel)

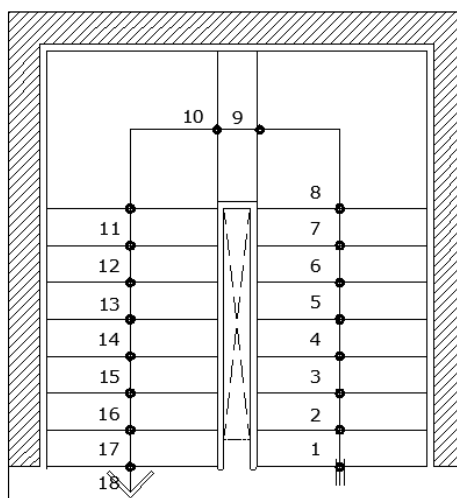
p = paso = 0.28m

t = garganta = 0.15m

	W <sub>pp</sub>
Sótano y primer nivel	629 kg/m
Del segundo nivel a la azotea	609kg/m

- Para la carga viva, se utiliza s/c= 400kg/m
- Para el metrado se considera un metro de ancho.

Figura 28: Escalera típica



En el descanso: CM=2400x1x0.15+100x1 =460kg/m

CV=400x1 =400kg/m

En el tramo inclinado:

$$CM=629 \times 1 + 100 \times 1 = 729 \text{ kg/m (para sótano y primer nivel)}$$

$$CM=609 \times 1 + 100 \times 1 = 709 \text{ kg/m (del octavo nivel a la azotea)}$$

$$CV=400 \times 1 = 400 \text{ kg/m}$$

- Para el paso 9 se realiza un metrado aparte que aportará cargas a la placa

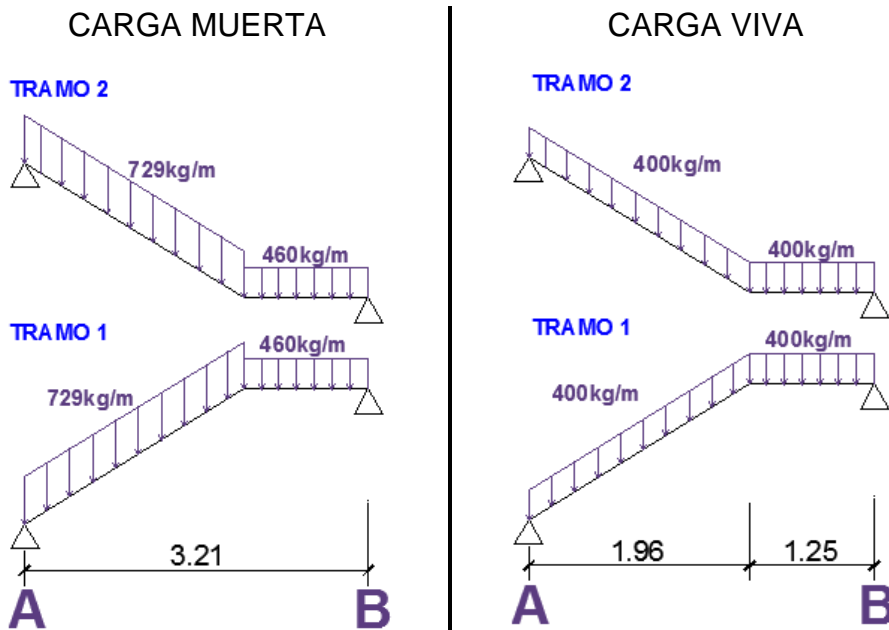
$$CM=2400 \times 0.5 \times (0.17 + 0.15) / 2 \times 1.25 = 240 \text{ kg}$$

$$CV=400 \times 0.28 \times 1.25 = 140 \text{ kg}$$

- Carga que va hacia la placa 3 en:

Sótano y primer nivel

Ancho c/tramo=1.40m



Por equilibrio de fuerzas:

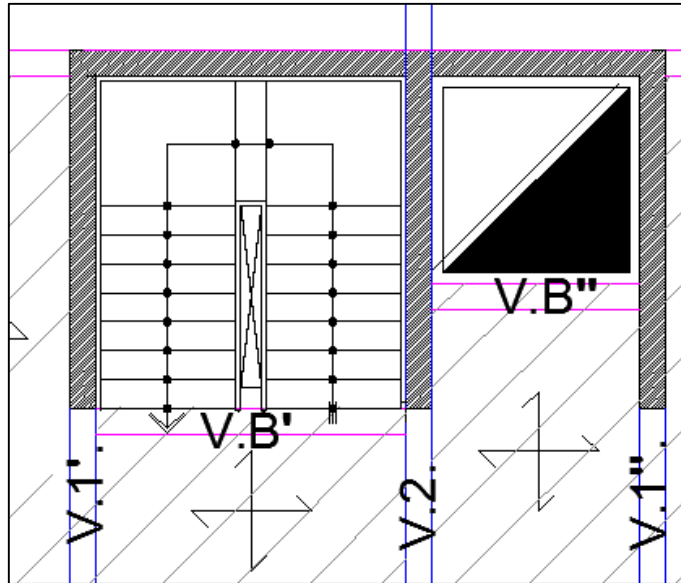
$$RA=1105 \text{ kg y } RB=899 \text{ kg}$$

$$RA=642 \text{ kg y } RB=642 \text{ kg}$$

$$CM= 2RB \times \text{ancho} + 2RA \times \text{ancho} + \text{carga del paso 9} = 2 \times 1.4 (899 + 1105) + 240 = 5851 \text{ kg}$$

$$CV= 2RB \times \text{ancho} + 2RA \times \text{ancho} + \text{carga del paso 9} = 2 \times 1.4 (642 + 642) + 140 = 3735 \text{ kg}$$

- Cargas que van hacia la viga B' y hacia la placa del eje C



	VIGA EJE B'	PLACA EJE C
<u>Sótano y primer nivel</u>	CM= $2R_A=2210\text{kg/m}$ CV= $2R_A=1284\text{kg/m}$	CM= $2R_B=1798\text{kg/m}$ CV= $2R_B=1284\text{kg/m}$
<u>Del segundo al octavo nivel</u>	CM= $2R_A=2154\text{kg/m}$ CV= $2R_A=1284\text{kg/m}$	CM= $2R_B=1776\text{kg/m}$ CV= $2R_B=1284\text{kg/m}$

### 3.3. IDEALIZACIONES

#### 3.3.1. IDEALIZACIÓN DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS

##### 3.3.1.1. Consideraciones generales

a. Losa de sótano y primer nivel:

a.1 La losa en estos niveles está compuesta por losas macizas bidireccionales en su totalidad, las cuales se caracterizan porque:

- Están apoyadas en sus 4 bordes sobre vigas peraltadas o muros.
- Los paños presentan geometría rectangular.
- La relación de luces en cada paño es menor o igual a 2.
- Presenta carga uniformemente distribuida en cada paño.

a.2 En la idealización se considera luces eje-eje.

- a.3 Las idealizaciones de las losas macizas están basadas en las idealizaciones indicadas en la Norma E060 (tabla 13.1, 13.2 y 13.3), que hace referencia al “método de coeficientes” desarrollado originalmente por Henry Marcus. Este método, utilizado ampliamente en Europa y Estados Unidos, fue incluido en el Código ACI de 1963 hasta una versión anterior al del Código ACI de 1977. (Nilson, 1999)
- b. Losa de planta típica y octavo nivel:
- b.1 La losa en estos niveles está compuesta por la combinación de paños con losa maciza y con losa aligerada.
- b.2 Debido a la continuidad que existe entre la losa aligerada y la losa maciza, en las idealizaciones se toma en cuenta la diferencia de momentos de inercia de la losa aligerada para una vigueta “la” y momento de inercia “lb”, para ancho de losa maciza de 0.40
- b.3 Para el caso de los aligerados cuyo apoyo extremo sea placa o muro de concreto, se calculará un momento negativo en dicho apoyo si es que la relación entre la suma de rigideces por flexión de las columnas y la rigidez de la vigueta, es mayor que 8, el momento negativo en la cara del apoyo se considera  $\frac{w.ln^2}{12}$  (E.060 en el ítem 8.3.4 y (Ottazzi Pasino, 2011))
- b.4 Según la norma E.060 (en su ítem 8.3.4), el momento negativo en la cara de los apoyos exteriores es  $\frac{w.ln^2}{24}$  cuando el apoyo es una viga de borde y  $\frac{w.ln^2}{16}$  cuando el apoyo es una columna. Esto es siempre y cuando la viga se encuentra unida monolíticamente con sus apoyos. Siendo “ln” luz libre y “w” carga distribuida.
- b.5 Al tener en consideración las idealizaciones de los aligerados, se observa que no es posible aplicar el método de coeficientes para encontrar momentos flectores y fuerzas cortantes, por tanto dichas idealizaciones serán analizadas



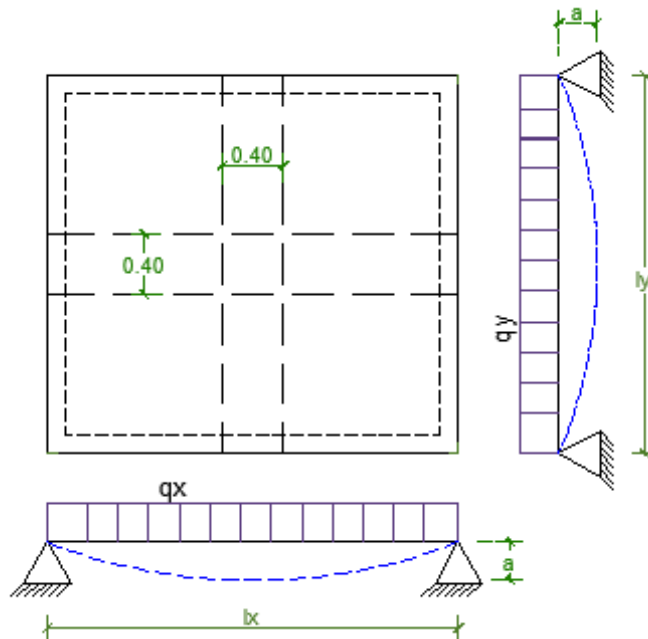
considerando alternancia de cargas vivas. Por la misma razón, el análisis se ejecuta con luces eje-eje y se trabajarán con cargas amplificadas por separado.

- b.6 Considerando que la losa maciza en el paño conformado entre los ejes B-C y 1 y 3, tiene comportamiento bidireccional y los paños contiguos son viguetas aligeradas con comportamiento unidireccional, se hace necesario aplicar el Método de Marcus para encontrar el porcentaje de cargas que se llevan las losas en cada dirección considerando un ancho de 0.40m.
- b.7 El método de Marcus se basa en igualar las deflexiones más críticas de las dos franjas perpendiculares de ancho unitario, para calcular el porcentaje de carga que llevará la dirección que está en paralelo con la losa aligerada.

Dada una losa que trabaja en dos direcciones, el método consiste en considerar en la misma dos franjas perpendiculares de ancho unitario, para cada dirección. La carga que actúa en la losa debe repartirse entre las dos franjas perpendiculares de forma que las flechas que éstas toman en su punto de cruce sean iguales.

Para el caso en estudio, donde la losa maciza tiene continuidad con la viga aligerada, se asumirán franjas perpendiculares de 0.40 de ancho en un paño con las características que se detallan a continuación:

Figura 29: 7 Método de Marcus



(Adaptado de: Jiménez Montoya, 2002)

$$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x \cdot l_x^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y \cdot l_y^4}{EI} ; \text{ con } q_x + q_y = q$$

Donde: (ver figura 3.5)

$a$  = descenso (deflexión) en el punto de cruce de las franjas perpendiculares

$l_x$  = luz larga = 5.37m

$l_y$  = luz corta = 4.95m

$q$  = carga distribuida por  $m^2$  = en este caso, considerando 100 %

$E$  = módulo de elasticidad del material = constante en toda la losa maciza

$I$  = momento de inercia de la sección = constante en toda la losa maciza

Reemplazando estos valores en la expresión mostrada anteriormente, se tiene que  $1.364q_x = q_y$ , por tanto:

$q_x = 42\%$  de  $q$

$q_y = 58\%$  de  $q$

Según figura 3.5, se observa que la losa aligerada está orientada en la dirección Y; por tanto, para la franja de la losa maciza en dirección de la losa aligerada, se va a tomar el 58% de la carga total,  $q$ , de la losa maciza.

### 3.3.1.2. Idealizaciones para cada tipo de losa

Los tipos de losa que se presentan en la figura 3.6 corresponden a la losa de los techos de sótano y de primer nivel, los cuáles son íntegramente de losa maciza, por tener mayor sobrecarga con respecto a los demás techos de los pisos superiores.

Los tipos de losa que se presentan en la figura 3.7 corresponden a la planta típica y al octavo nivel (azotea), donde se presenta losa maciza y losa aligerada.

Figura 30: Tipos de losa maciza en sótano y primer nivel

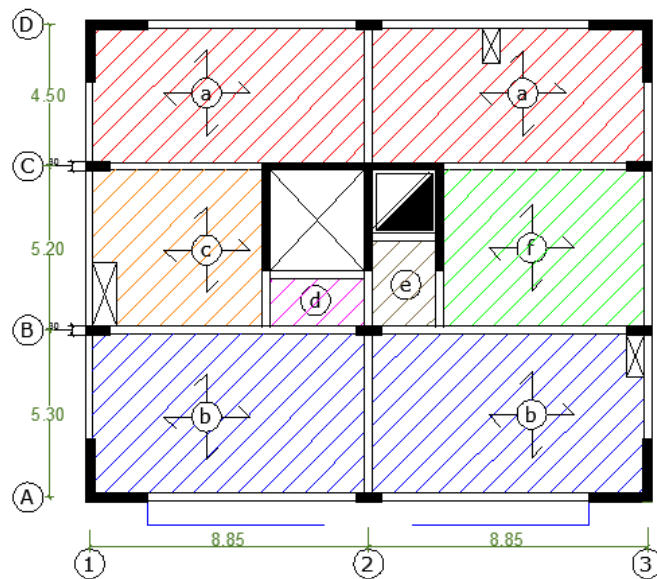
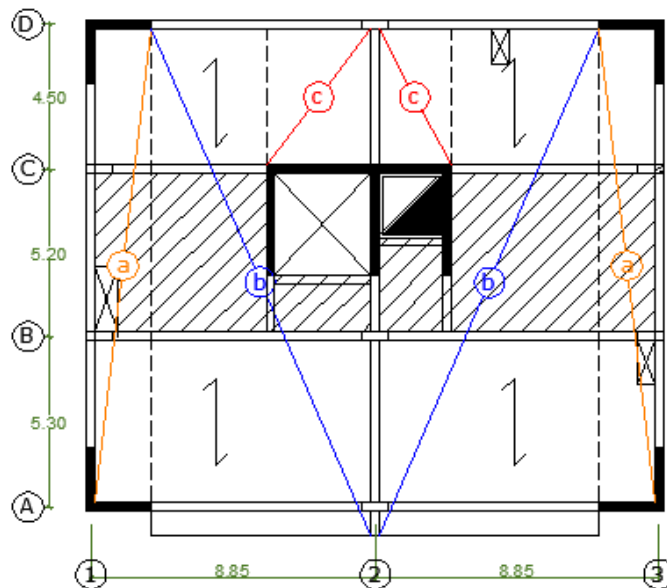


Figura 31: Tipos de losa en planta típica y octavo nivel (azotea)



#### A. Losa del sótano

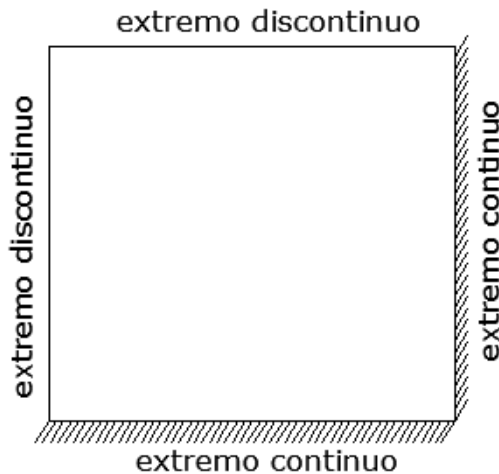
A continuación se presentan las idealizaciones de cada tipo de losa maciza, teniendo en cuenta que estas son losas apoyadas en sus 4 bordes, donde la relación entre sus luces es menor o igual a 2.

Las losas macizas en este piso tienen como apoyos perimetrales a los muros de sótano.

Como se puede observar en la figura 3.8, se tiene dos tipos de apoyos:

- Extremos continuos.-Son los apoyos perfectamente empotrados, según (Romo Proaño, 2008) el empotramiento se emplea para modelar la continuidad de la losa en el borde seleccionado, esta continuidad es proporcionada por otra losa contigua o por un muro de gran rigidez.
- Extremos discontinuos.- Son los bordes simplemente apoyados. Según (Romo Proaño, 2008). Estos apoyos sirven para idealizar la presencia de una viga peraltada de borde (de peralte mayor al de la losa, pero no una viga de gran peralte ni una viga de gran sección transversal) sin losa contigua.

**Figura 32: Ilustración de apoyos en la losa maciza**



Teniendo en cuenta que, cuando una viga se apoya en un elemento que es ocho veces más rígida, debe considerarse apoyo empotrado. (Ottazzi Pasino, 2011). Por lo tanto, en el caso de la losa maciza apoyada en los muros del sótano, cumple que el muro es más de 8 veces rígido que la losa maciza. En tal caso, todos los bordes que se

apoyan en los muros del sótano pueden considerarse como extremos continuos.

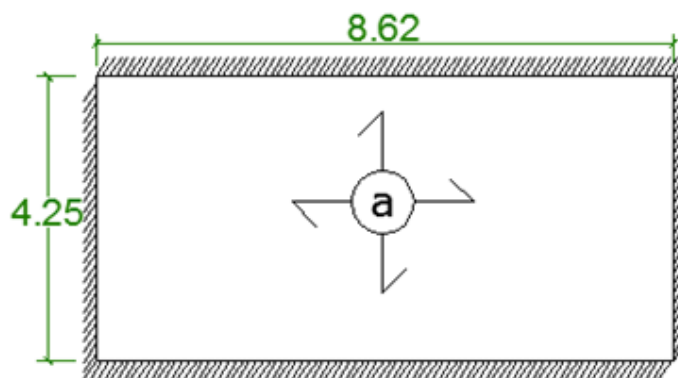
$$K_{\text{muro}} = EI/L = E100 \times 303 / 12 / 380 = 592E$$

$$K_{\text{losa maciza}} = EI/L = E100 \times 153 / 12 / 425 = 66E$$

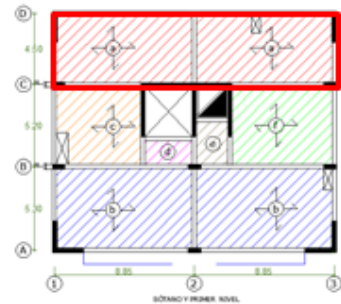
$$K_{\text{muro}} / K_{\text{losa maciza}} = 592 / 66 = 9$$

La carga última en este nivel es de 619.4kg/m, para una franja de 0.40m.

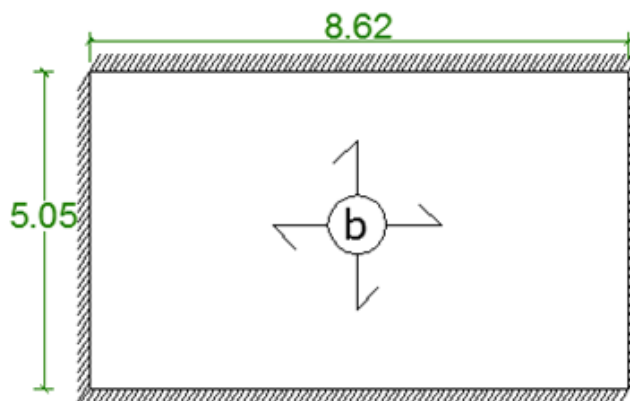
a.1. Losa maciza tipo a



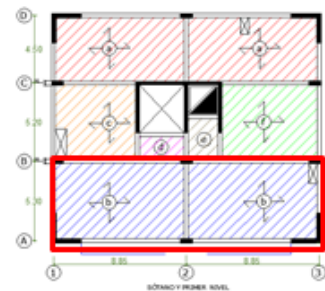
$$\frac{8.62}{4.25} = 2$$



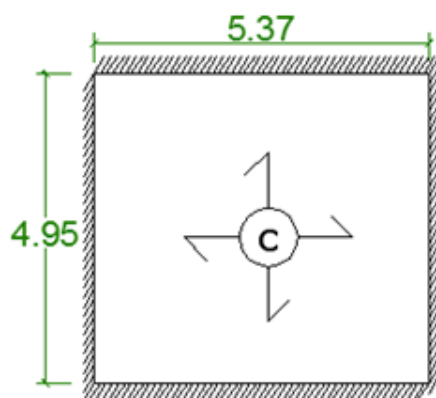
a.2. Losa maciza tipo b



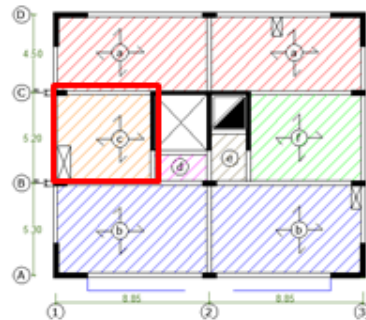
$$\frac{8.87}{5.05} = 1.71$$



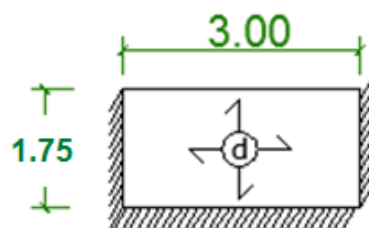
a.3. Losa maciza tipo c



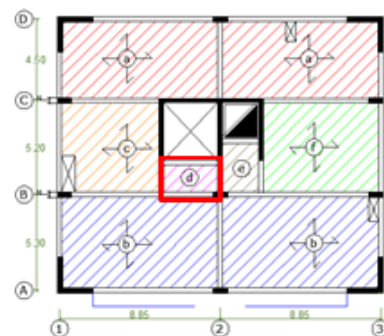
$$\frac{5.37}{4.95} = 1.08$$



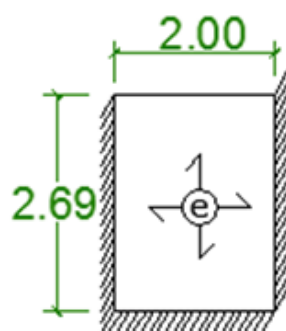
a.4. Losa maciza tipo d



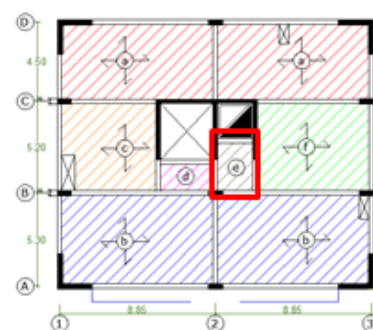
$$\frac{3}{1.75} = 1.71$$



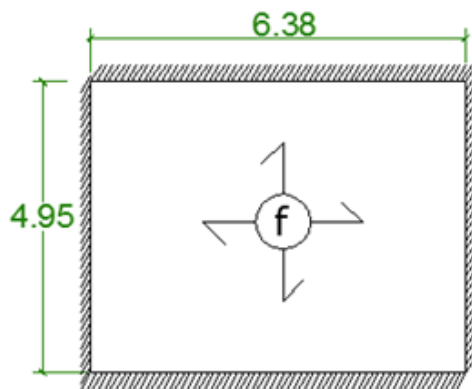
a.5. Losa maciza tipo e



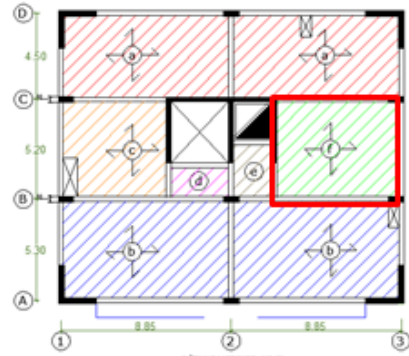
$$\frac{2.69}{2} = 1.35$$



### a.6. Losa maciza tipo f



$$\frac{6.38}{4.95} = 1.29$$

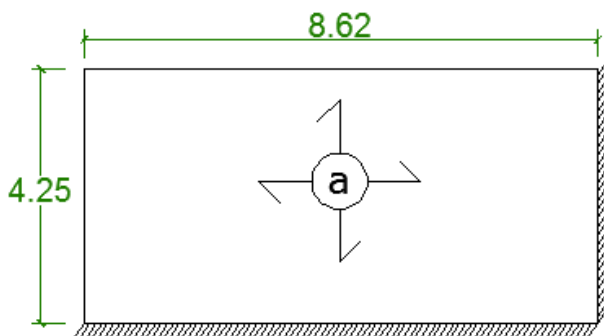


Como se puede observar en todas las idealizaciones, la relación de luz en cada caso es menor o igual a 2, por tanto se comprueba que tendrá comportamiento bidireccional.

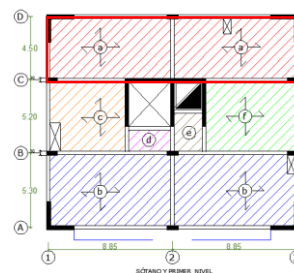
#### B. Primer nivel

Los paños de losas macizas en el primer nivel, están apoyados sobre vigas peraltas en todos sus bordes. Para las idealizaciones del primer nivel tienen como carga última, 551.4kg/m para una franja de 0.40m.

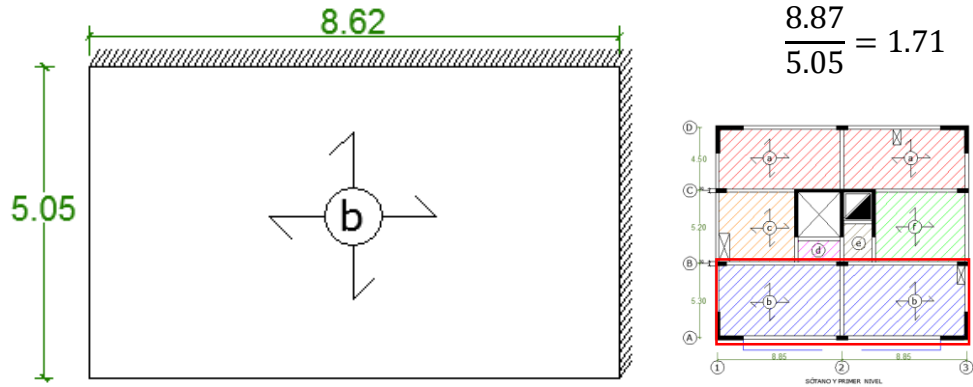
### b..1. Losa maciza tipo a



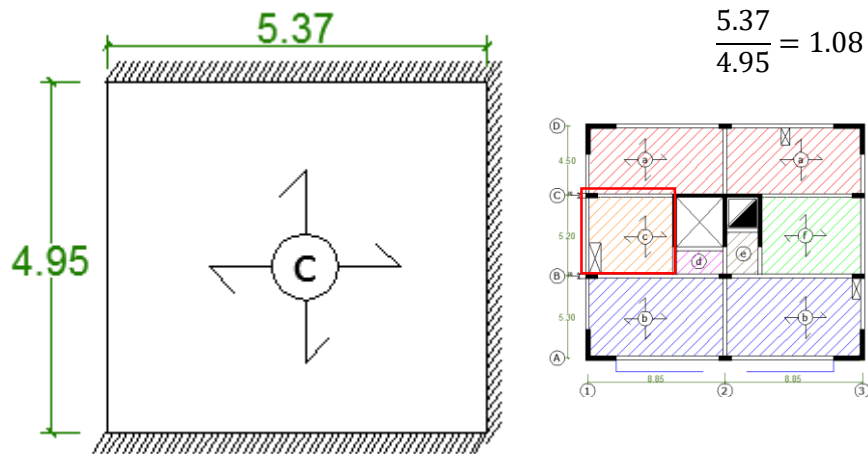
$$\frac{8.62}{4.25} = 2$$



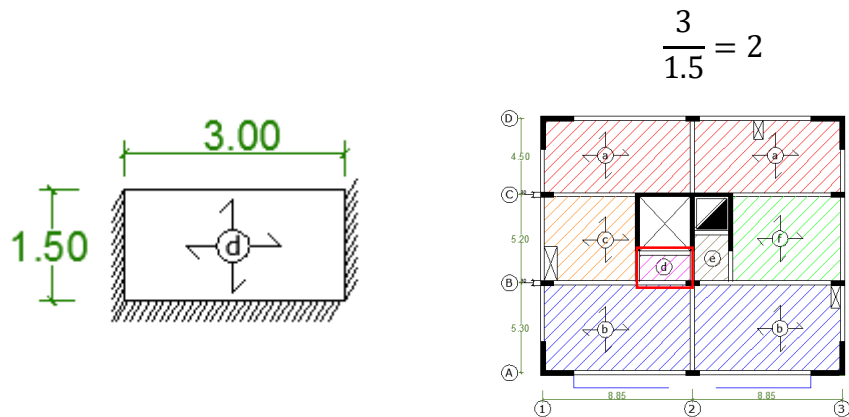
b..2. Losa maciza tipo b



b..3. Losa maciza tipo c

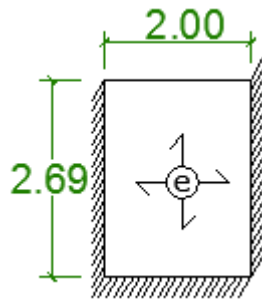


b..4. Losa maciza tipo d

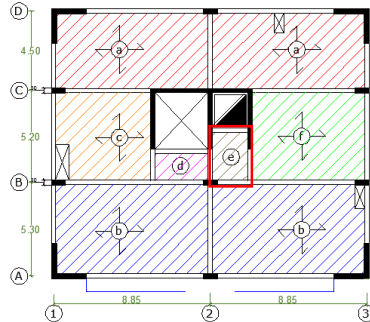




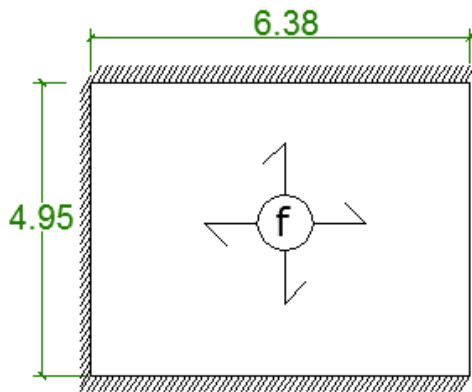
b..5. Losa maciza tipo e



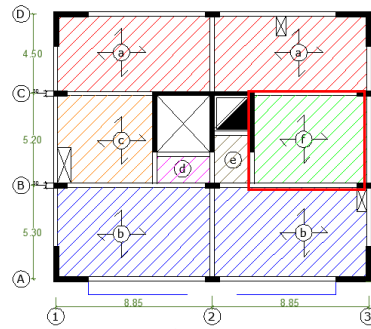
$$\frac{2.69}{2} = 1.35$$



b..6. Losa maciza tipo f



$$\frac{6.38}{4.95} = 1.29$$



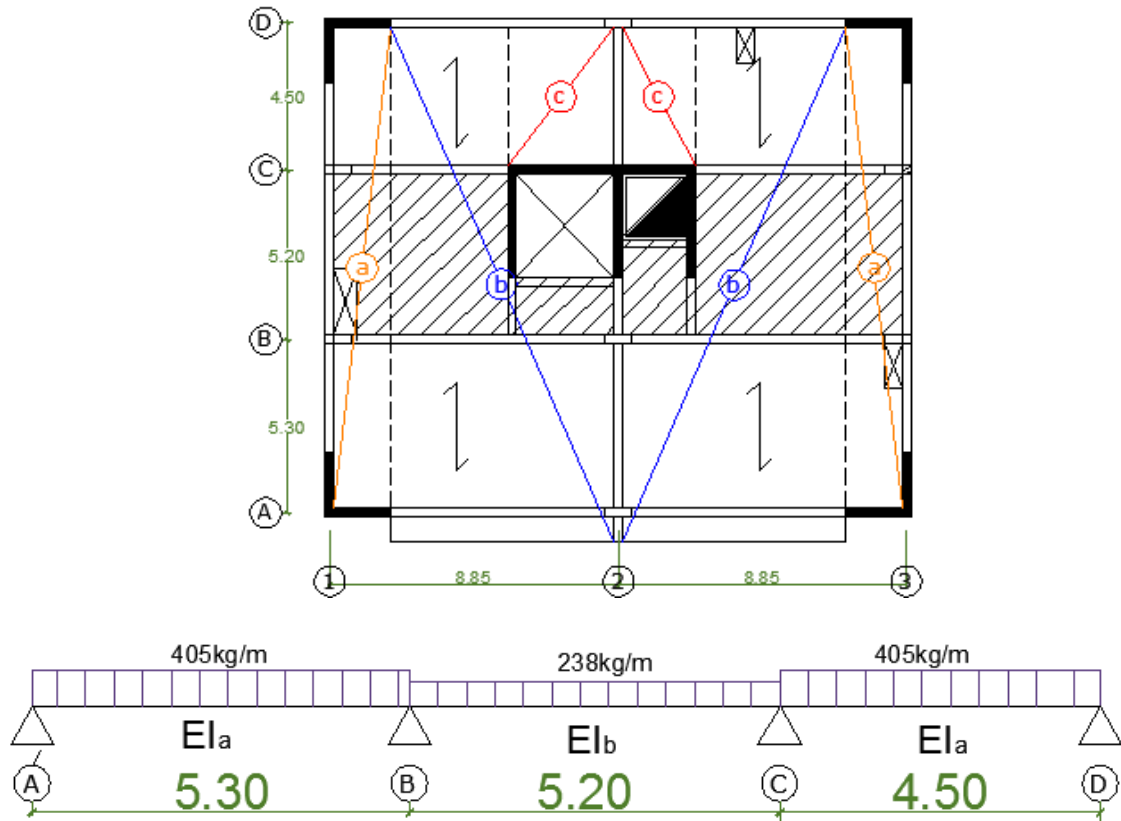
Como se puede observar en todas las idealizaciones, la relación de luz en cada caso es menor o igual a 2, por tanto se comprueba que tendrá comportamiento bidireccional.

C. Planta típica

Como se mencionó en consideraciones generales, el tramo A-B y C-D lo constituyen viguetas de aligerado unidireccional, mientras que el tramo B-C lo constituye una losa maciza bidireccional, que en la dirección de la idealización de losa aligerada solo carga un 58%(ver ítem 3.3.1.1) de la carga total de ese tramo. Por lo tanto, la distribución de cargas últimas será:

- Tramo A-B y C-D : 405kg/m
- Tramo B-C: 58%de 410=238kg/m

c.1. Losa tipo a.-



La Norma E.060, en su ítem 8.3.4, indica que cuando la relación entre las sumas de rigideces de las columnas y la rigidez de la viga excede de 8, el momento negativo en la cara del apoyo se considera  $\frac{w.ln^2}{12}$ .

Teniendo en cuenta este criterio, se realiza el siguiente cálculo:

$$2 \text{ Placas: } EI/L = E2 \times 30^3 \times 40 / 12 / 290 = 620.69 \text{Ecm}^3$$

$$\text{Vigüeta: } EI/L = E22708 / 505 = 44.97 \text{Ecm}^3$$

$$620.68 / 44.97 = 13.8 > 8$$

Por tanto, en la cara de los apoyos A y D se considera un momento negativo de  $\frac{w.ln^2}{12}$ , siendo "ln" la luz libre.

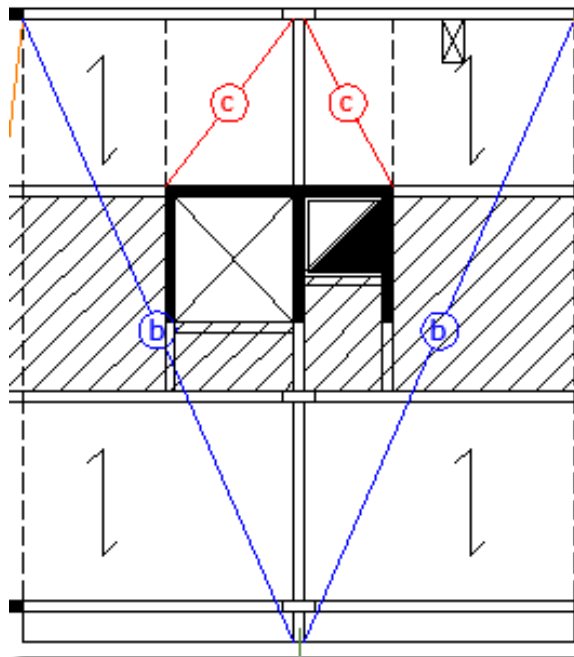
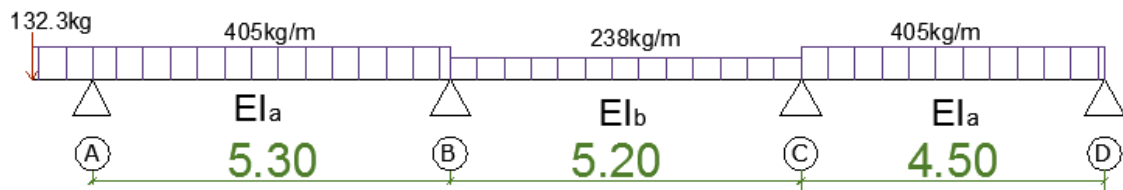
c.2 Losa tipo b

Según la Norma E.060 (en su ítem 8.3.4), los momentos negativos en la cara de sus apoyos exteriores se considera  $\frac{w.ln^2}{24}$  cuando el apoyo es

una viga. Esto se da siempre y cuando exista monolitismo entre la viga y sus apoyos.

Por lo tanto, el momento negativo en la cara del apoyo D se considera  $\frac{w.ln^2}{24}$ , siendo "ln" la luz libre.

En el apoyo A se considera como momento negativo  $\frac{w.ln^2}{24}$  o el generado por las cargas del volado, el que sea más desfavorable.



### c.3 Losa tipo c.-

La losa aligerada tipo c, se idealiza con apoyos simples en C y D, ya que como según la Norma E.060 en el ítem 8.3.4, para que en el apoyo en C se considere momento de empotramiento  $\frac{w.ln^2}{12}$ , la relación entre la suma de rigidez de las placa y la vigueta debe ser mayor que ocho. Realizando los cálculos:

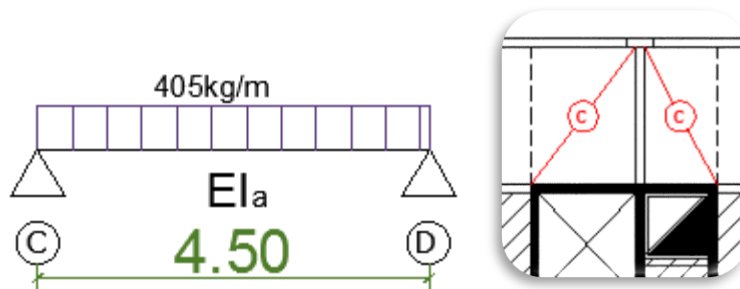
2Placa:  $EI/L=E2 \times 253 \times 40 / 12 / 290 = 359.20 \text{Ecm}^3$

Vigüeta:  $EI/L=E22708 / 425 = 53.43 \text{Ecm}^3$

$$359.20 / 53.43 = 6.72 < 8$$

La relación entre ambos elementos es menor que 8, por tanto la placa no es lo suficientemente rígida en esa dirección para ser considerado como empotrado. En este caso, según la Norma E.060 (en su ítem 8.3.4), el momento negativo en los apoyos se considera:

- Cuando el apoyo es una viga:  $\frac{w \cdot l_n^2}{24}$
- Cuando el apoyo es una columna:  $\frac{w \cdot l_n^2}{16}$ ,



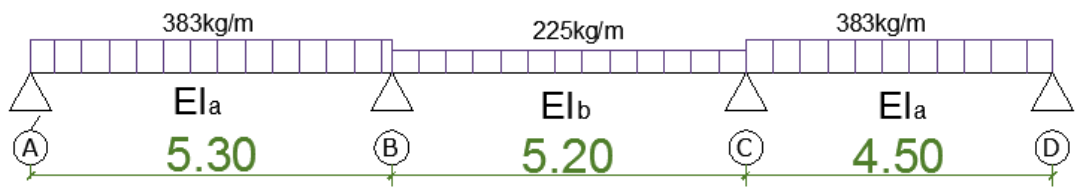
#### D. Octavo nivel (azotea)

De igual manera que en las idealizaciones de la planta típica, el tramo A-B y C-D lo constituyen vigüetas de aligerado unidireccional, mientras que el tramo B-C lo constituye una losa maciza bidireccional, que en la dirección de la idealización de losa aligerada solo carga un 58% (ver ítem 3.3.1.1) de la carga total de ese tramo. Por lo tanto, la distribución de cargas últimas será:

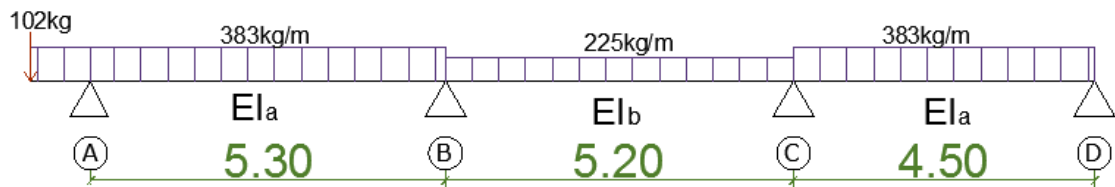
- Tramo A-B y C-D : 383 kg/m
- Tramo B-C: 58 % de 388 = 225 kg/m

Las idealizaciones de losa para este nivel tienen las mismas consideraciones tomadas en la planta típica.

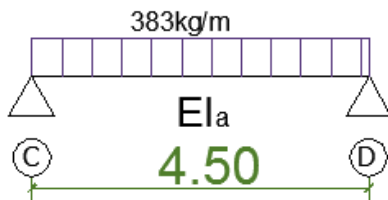
##### d.1 Losa tipo a



d.2 Losa tipo b

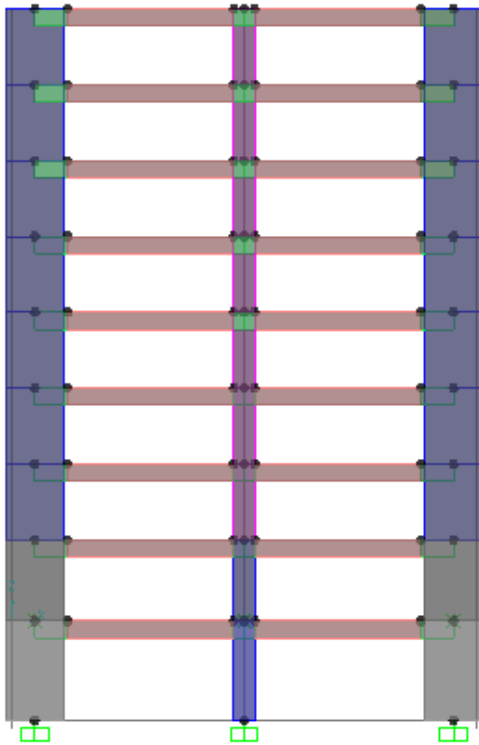


d.3 Losa tipo c

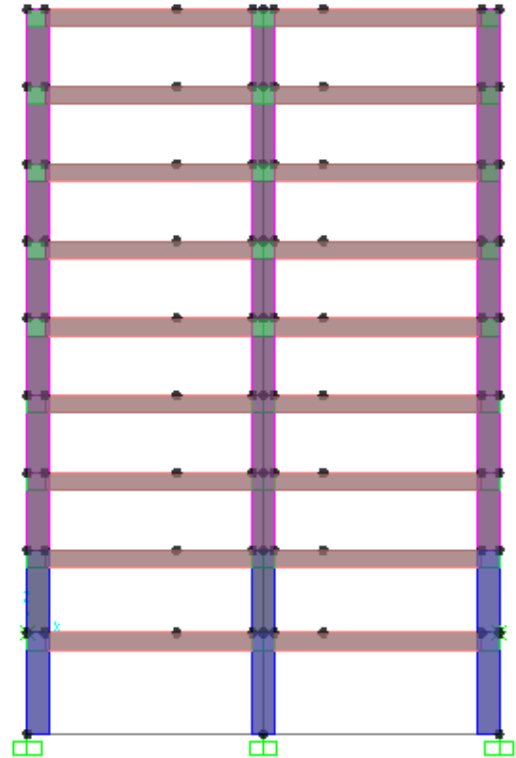


### 3.3.2. IDEALIZACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

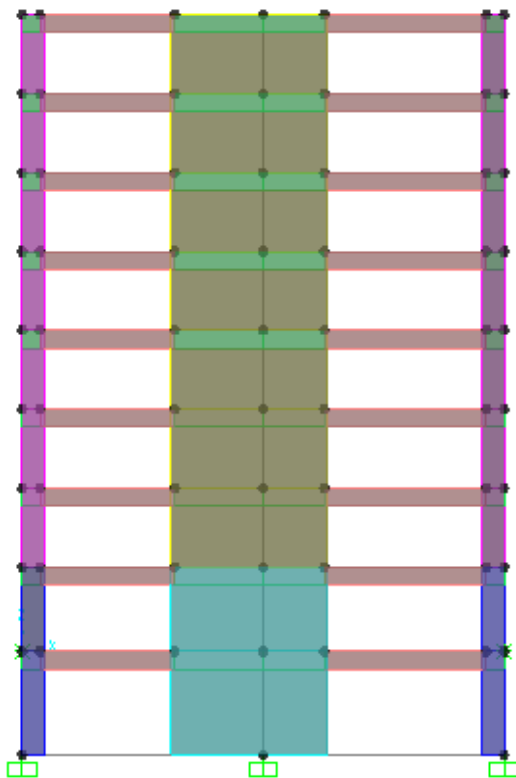
a. Pórtico eje A



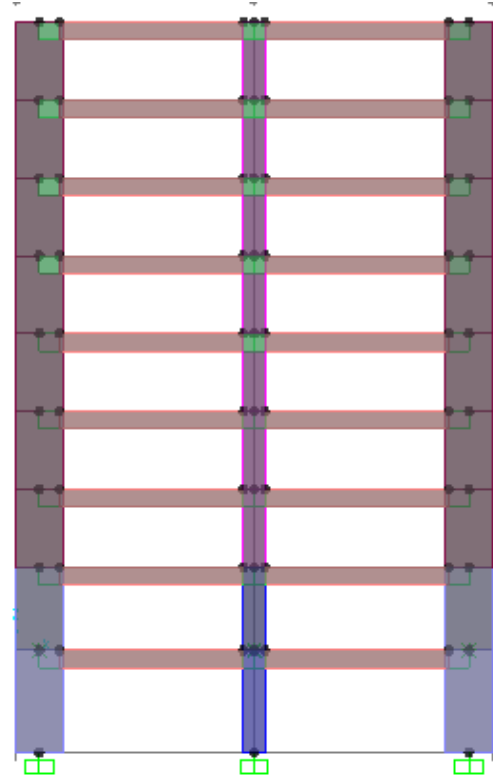
b. Pórtico eje B



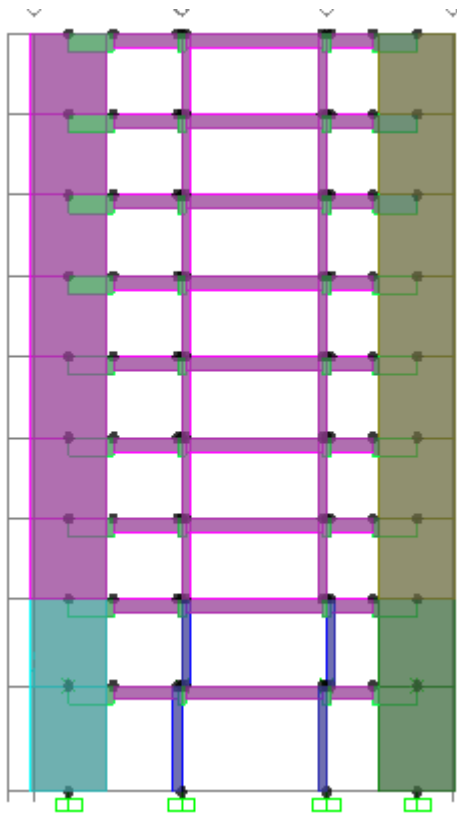
c. Pórtico eje C



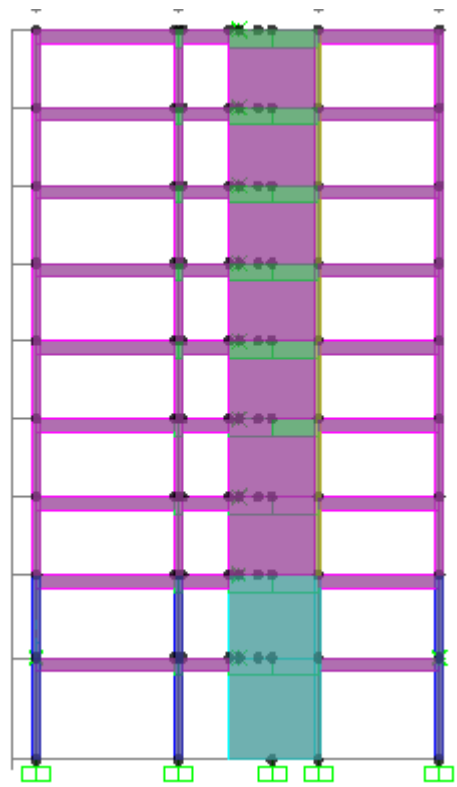
d. Pórtico eje D



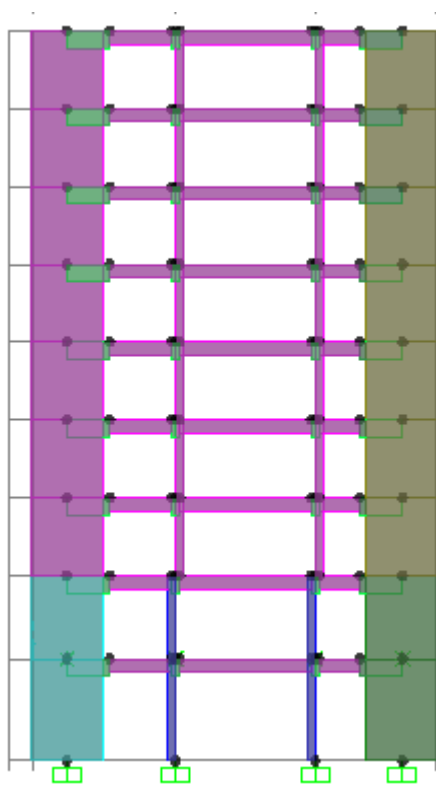
e. Pórtico eje 1



g. Pórtico eje 2



f. Pórtico eje 3



### 3.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis estructural sirve para conocer el comportamiento de la estructura frente a las solicitaciones que la puedan afectar. Para el análisis se utilizan expresiones y métodos recomendados por las normas E.030, E.060 y (OTTAZZI PASINO, 2011).

En este ítem se va a realizar el análisis de 1) La losa aligerada y 2) La losa maciza.

#### 3.4.1. ANÁLISIS DE LOSA ALIGERADA

##### 3.4.1.1. Consideraciones generales

- Para utilizar el método de coeficientes, se debe tener en cuenta los siguientes requerimientos:

Requerimientos	
Vigas continuas, aligerados o losas armadas en una dirección.	No cumple
Debe haber dos o más tramos de luces más o menos iguales. Las luces de tramos adyacentes deben tener la siguiente relación: $L_{mayor} \leq 1.2 L_{menor}$ .	Si cumple
Elementos no pre esforzados.	Si cumple
Elementos prismáticos de sección constante.	No cumple
La cargas en servicio deben cumplir : $CV \leq 3CM$	Si cumple
Sólo debe haber cargas uniformemente repartidas.	No cumple



Por tanto, el método de coeficientes no puede aplicarse en el análisis de las losas.

- Se realiza el análisis de carga viva y carga muerta por separado (cargas de servicio). Al obtener los momentos, éstos se multiplican por sus respectivos factores de amplificación y se suman para obtener los momentos finales en cada vigueta.
- Al realizar el análisis para cargas vivas, se toma en cuenta la alternancia de cargas.
- Como se puede observar en las idealizaciones de la losa aligerada en la planta típica y el octavo nivel (ítem 3.3.2), la diferencia de cargas en estas dos plantas es mínima, por tanto, el análisis estructural y diseño se realizarán con la vigueta del nivel más cargado. En este caso el análisis se realizará con las cargas de la planta típica.
- Para el análisis se utiliza el software SAP 2000.

#### **3.4.1.2. Carga viva**

Para el caso de carga viva, es importante considerar la alternancia de cargas, para obtener así los máximos momentos negativos y positivos. (OTTAZZI PASINO, 2011) . A continuación se presenta el análisis con carga viva, considerando que en la mayoría de los casos las viguetas no tienen la misma naturaleza, debido a que el techo es una combinación de losas macizas y viguetas, cuyos comportamientos son diferentes. Por ejemplo el tramo A-B y C-D lo constituyen viguetas de aligerado unidireccional, mientras que el tramo B-C lo constituye una losa maciza bidireccional, que en la dirección de la idealización de losa aligerada solo carga un 58 % de la carga viva total de ese tramo. Por tanto, para el análisis de cargas viva se consideran las siguientes cargas vivas en estado de servicio:

- Tramo A-B y C-D : 80kg/m
- Tramo B-C: 58 %de 80=46.4kg/m (ver ítem 3.3.1.1)

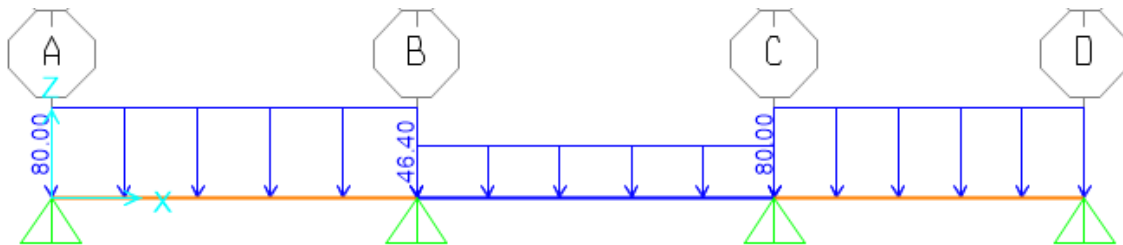
A. Losa aligerada tipo a

En la alternancia de carga que se presenta a continuación, se considera momento por monolitismo en el apoyo A y D. Para ambos casos se considera  $W \times l_n \times l_n / 16$  ya que estos apoyos son placas con poco peralte en la dirección del aligerado. Por lo tanto, los momentos por monolitismo son:

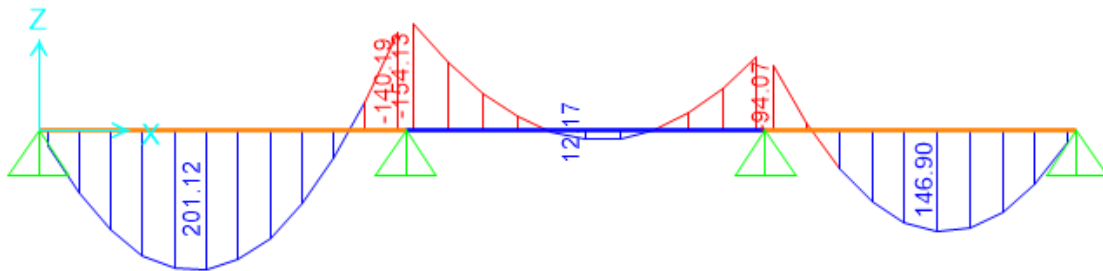
$$M_A = 80 \times 5.052 / 16 = 127.51 \text{ k-m}$$

$$M_D = 80 \times 4.252 / 16 = 90.31 \text{ k-m}$$

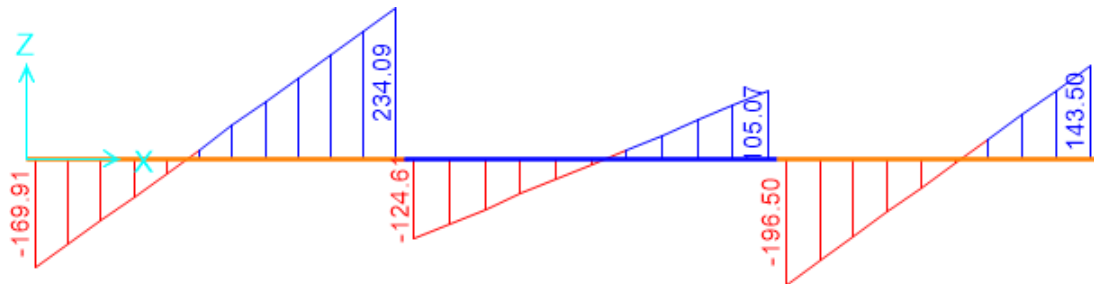
1º Vigüeta totalmente cargada



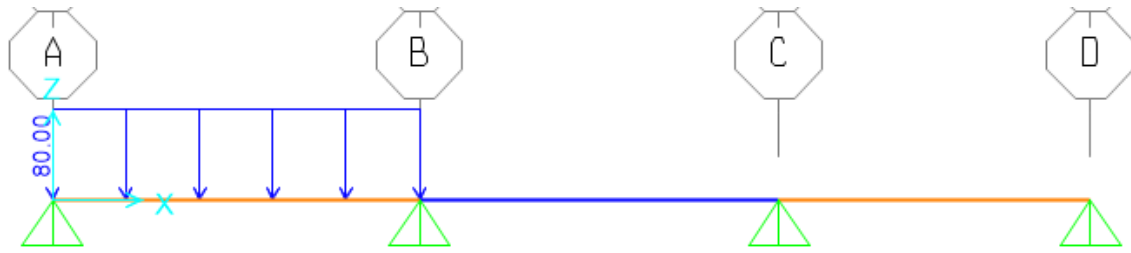
DMF



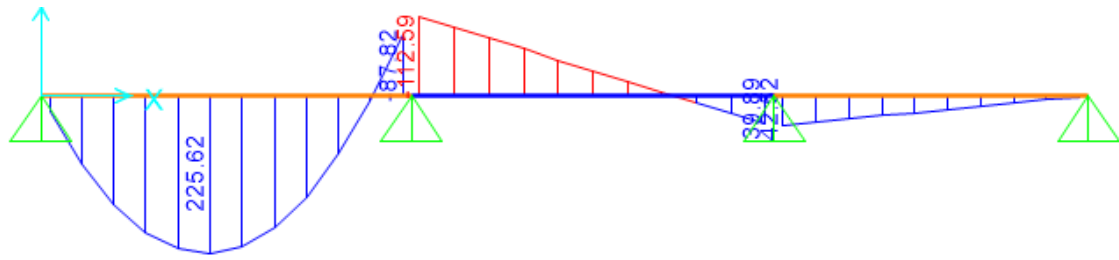
DFC



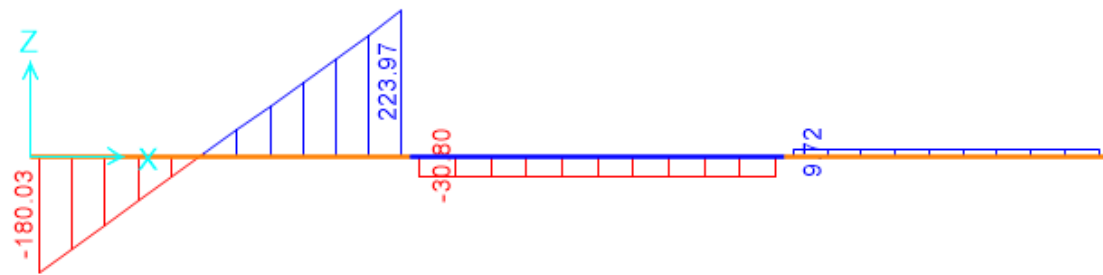
2º Vigueta cargada en el primer tramo



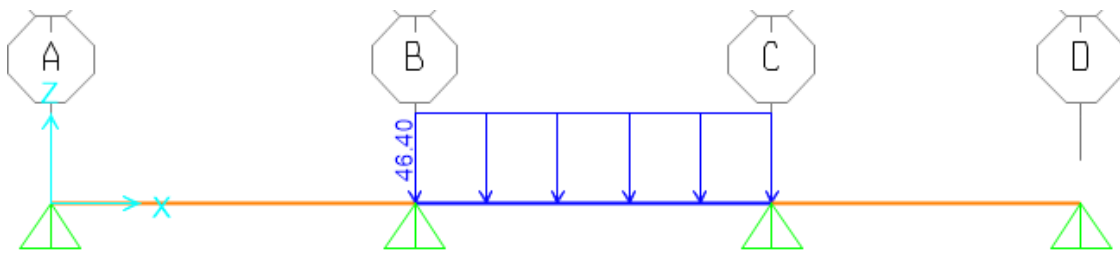
DMF



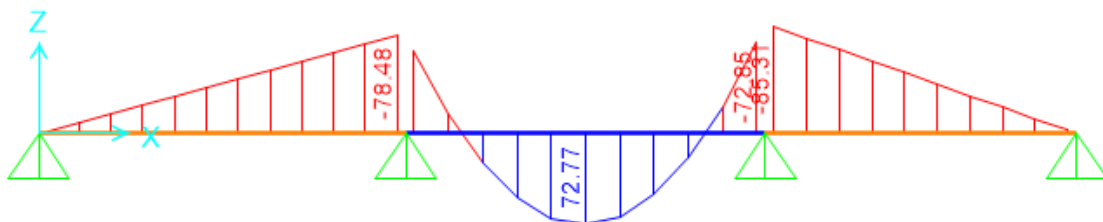
DFC



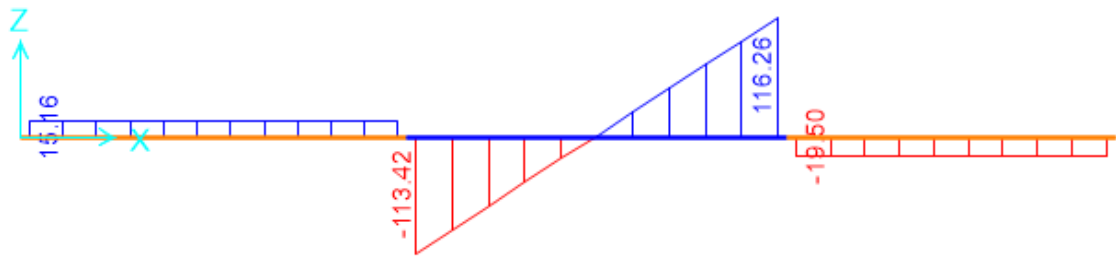
3º Vigueta cargada en el segundo tramo



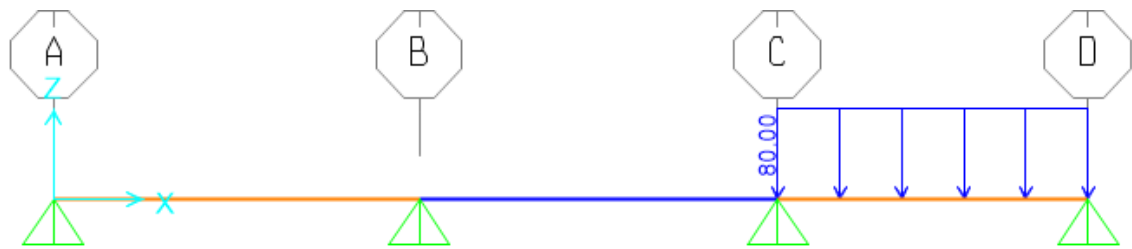
DMF



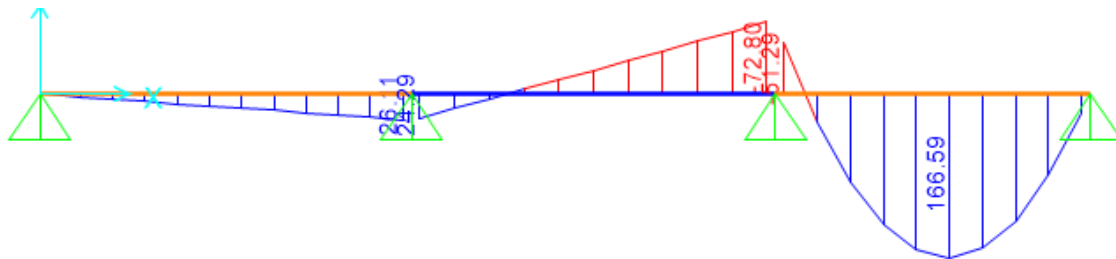
DFC



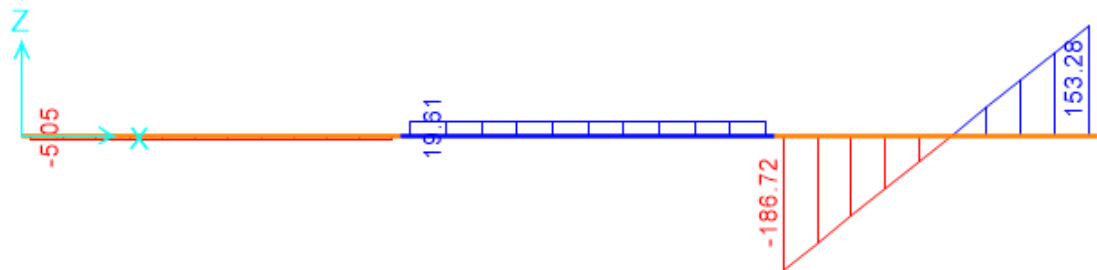
4º Vigueta cargada en el tercer tramo



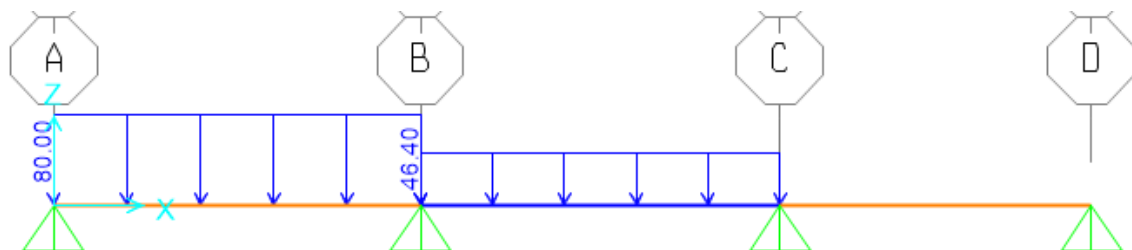
DMF



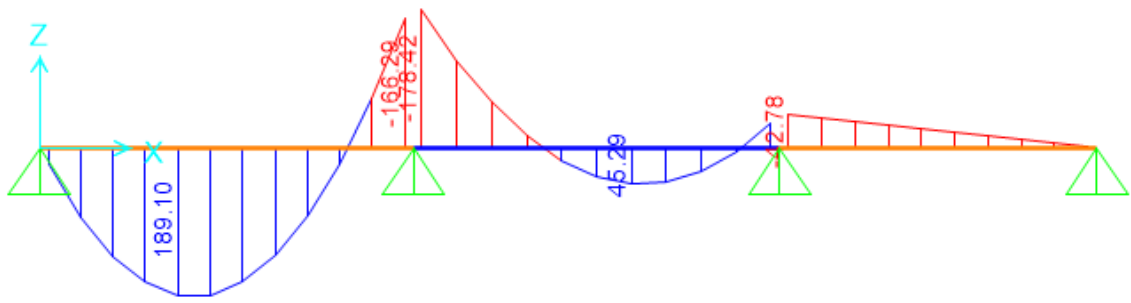
DFC



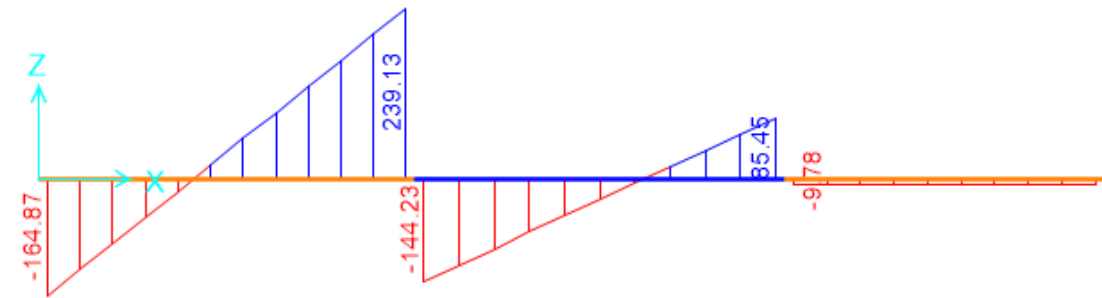
5º Vigueta cargada en los dos primeros tramos adyacentes



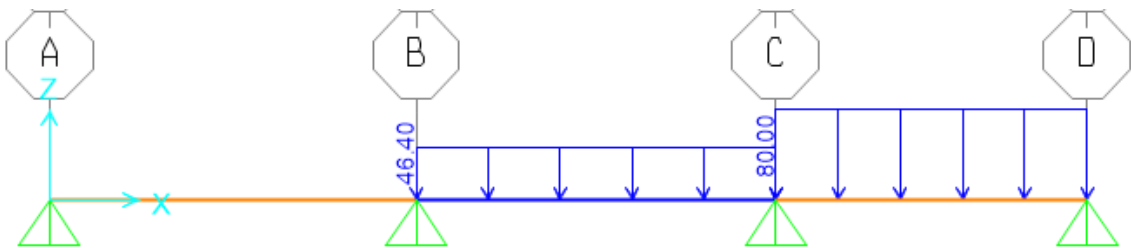
DMF



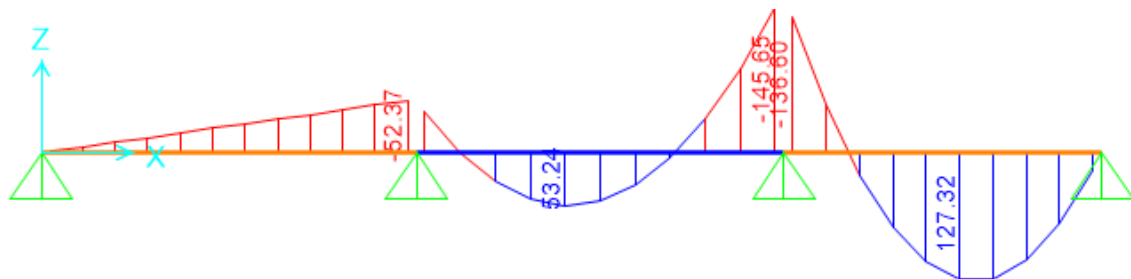
DFC



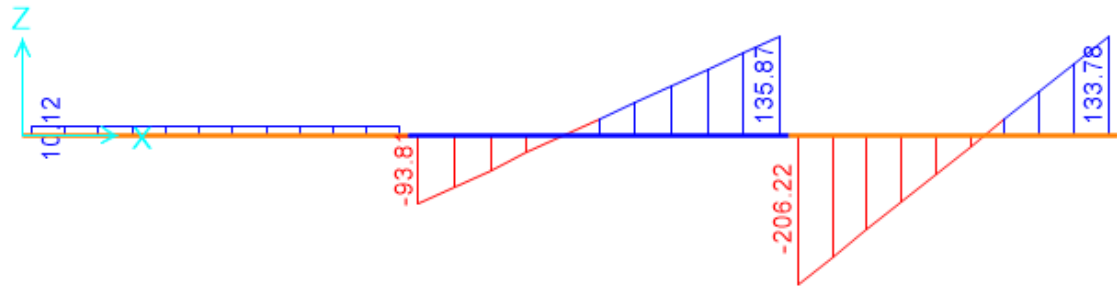
6º Vigueta cargada en los dos últimos tramos adyacentes



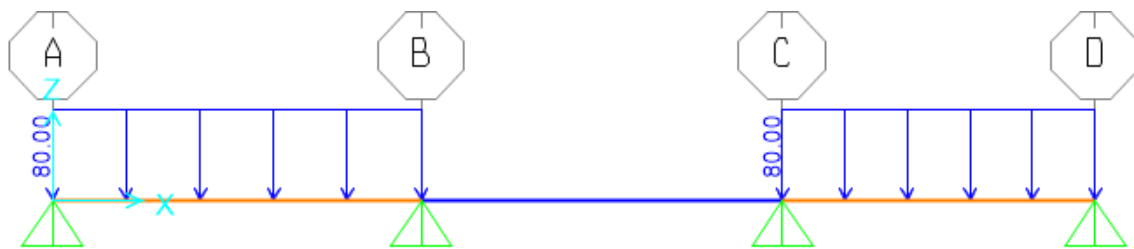
DMF



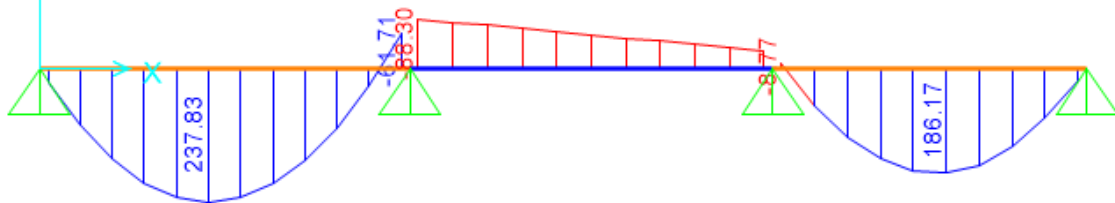
DFC



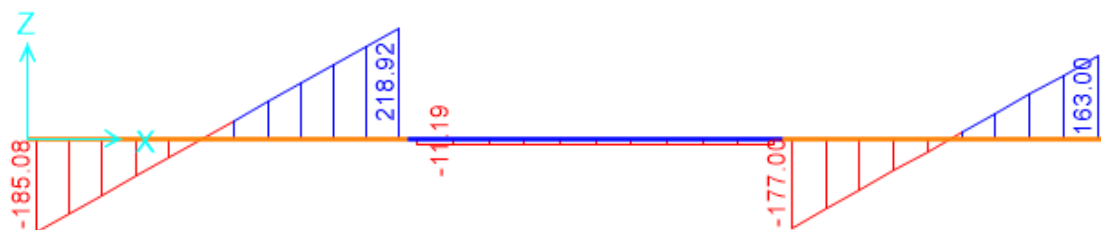
7º Vigueta cargada en los dos tramos extremos



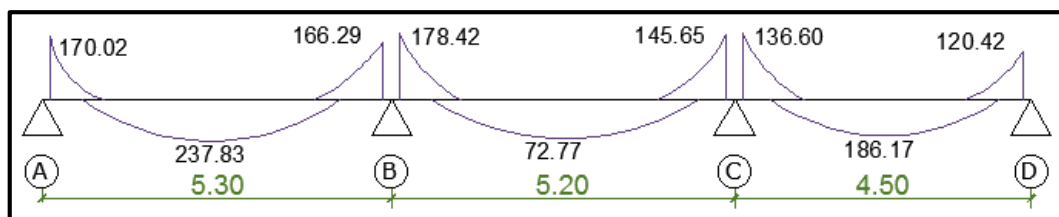
DMF



DFC



Tomando en cuenta los momentos más desfavorables para cada caso de alternancia de cargas, la envolvente de momentos es la siguiente: (Resaltar el diagrama de momento flector y dibujar la envolvente de fuerza cortante)



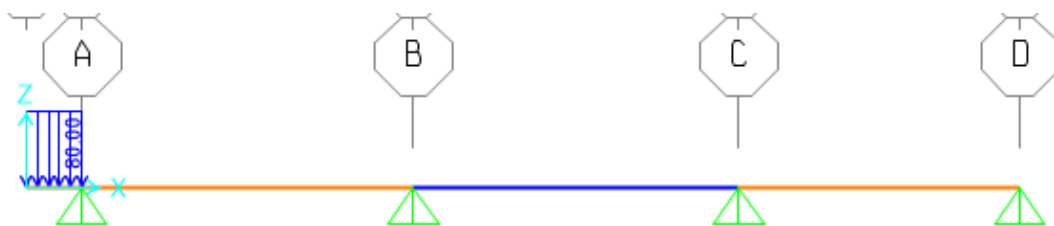
### B. Losa aligerada tipo b

En la alternancia de carga que se presenta a continuación, se considera momento por monolitismo en el apoyo A y D. Para ambos casos se considera  $Wxlnxln/24$  ya que estos apoyos son vigas peraltadas. En el apoyo A se considera el momento por monolitismo ya que este es mayor que el que resulta por efecto del volado. Por lo tanto, los momentos por monolitismo son:

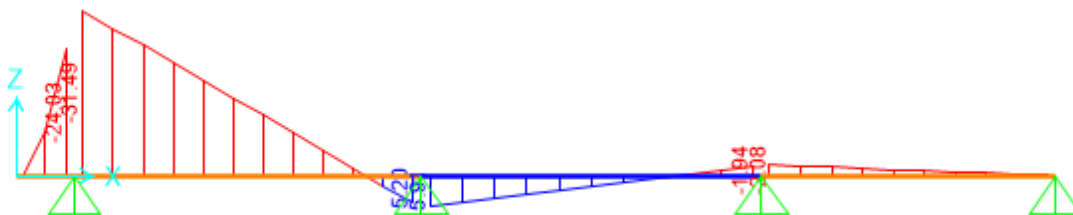
$$M_A = 80 \times 5.052 / 24 = 85.01 \text{ k-m}$$

$$M_D = 80 \times 4.252 / 24 = 60.21 \text{ k-m}$$

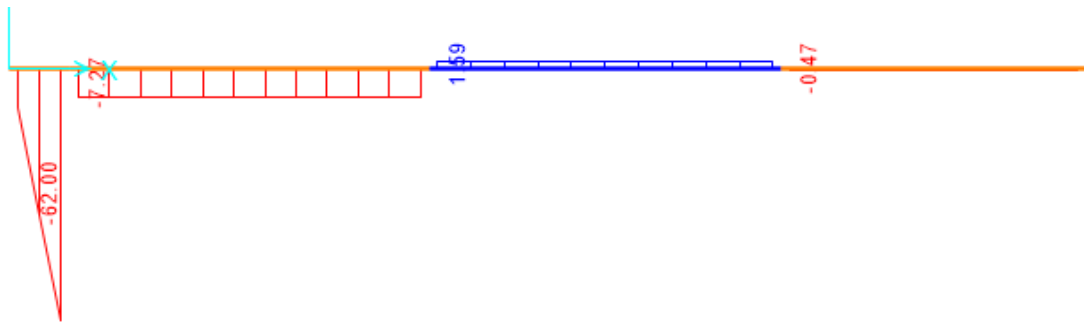
#### 1º Vigueta cargada en el volado



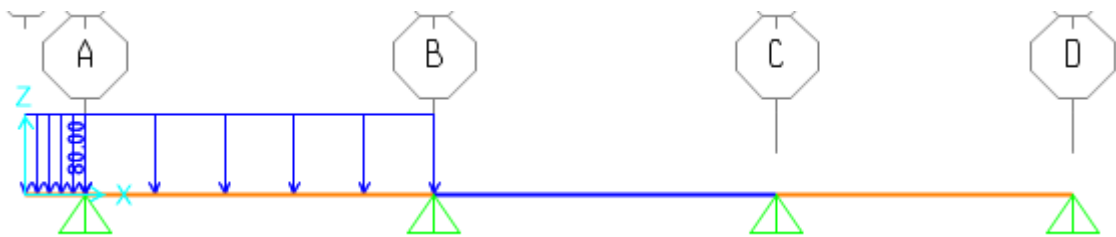
#### DMF



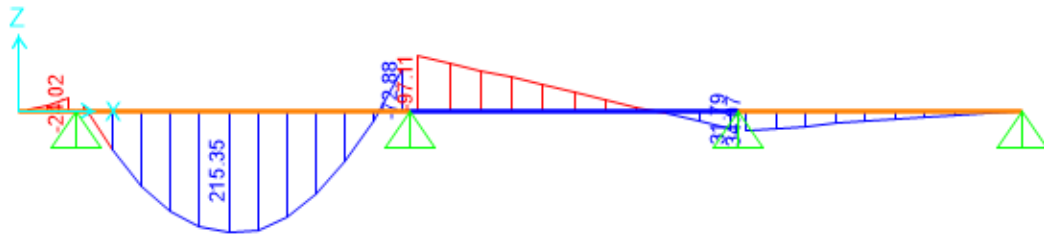
DFC



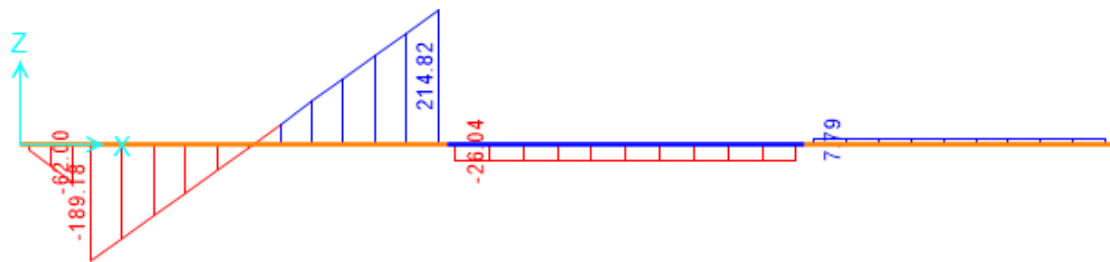
2º Vigueta cargada en el volado y el primer tramo



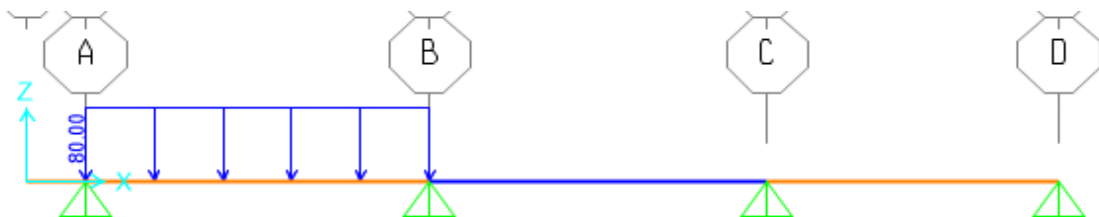
DMF



DFC

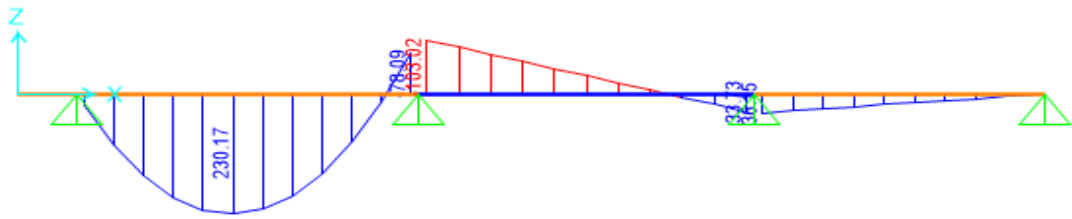


3º Vigueta cargada en el primer tramo

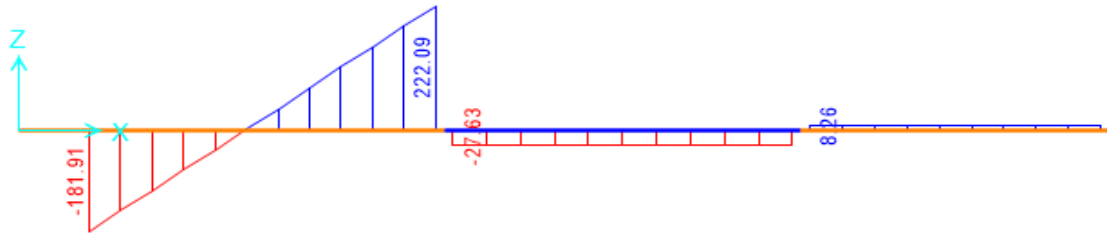




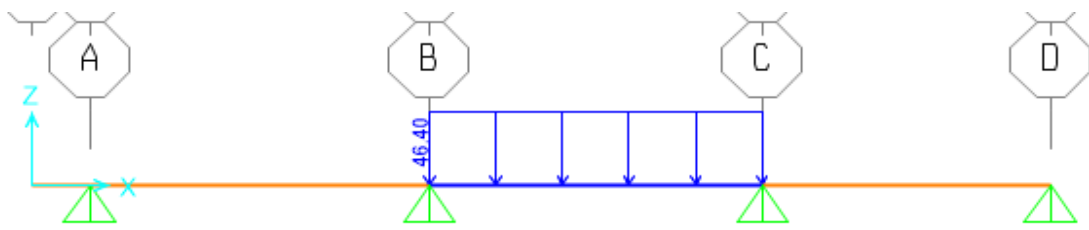
DMF



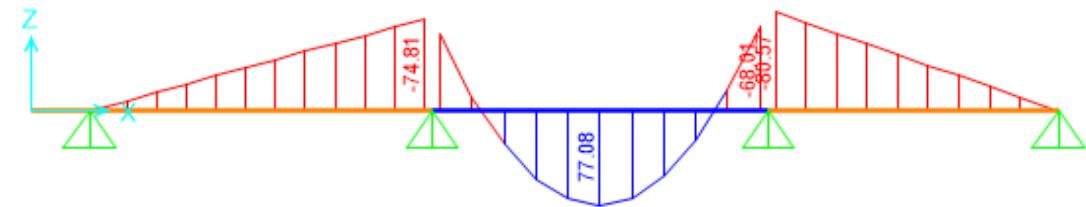
DFC



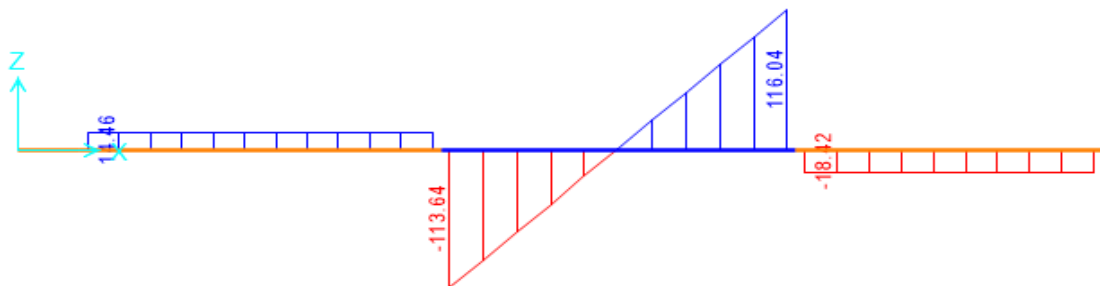
4º Vigueta cargada en el segundo tramo



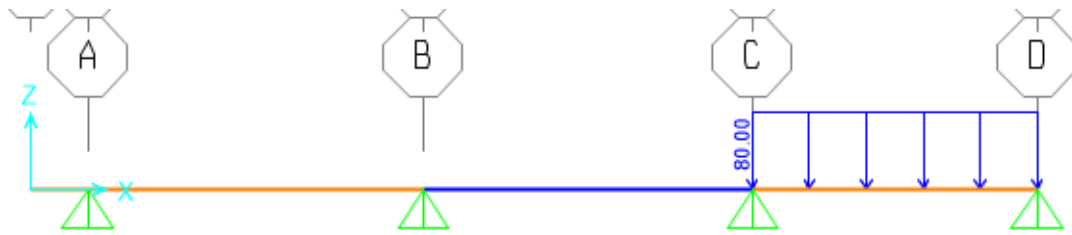
DMF



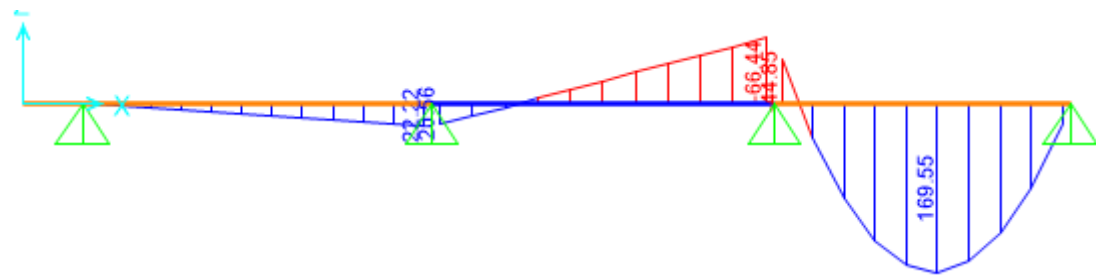
DFC



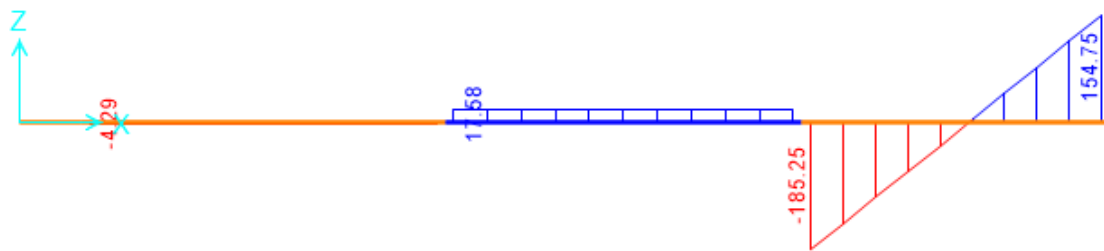
5º Vigueta cargada en el tercer tramo



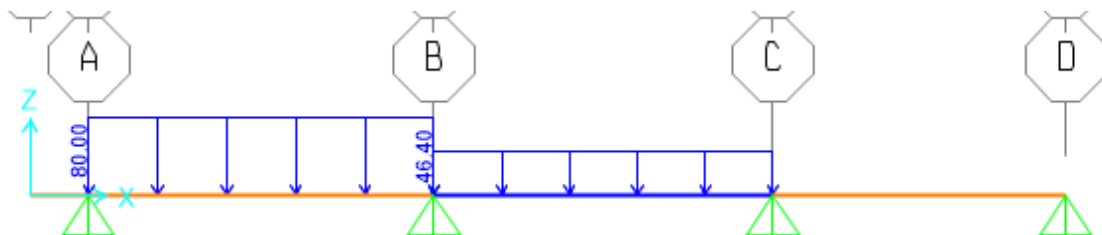
DMF



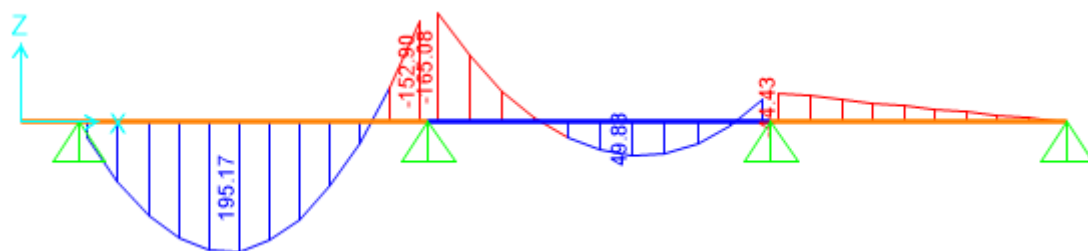
DFC



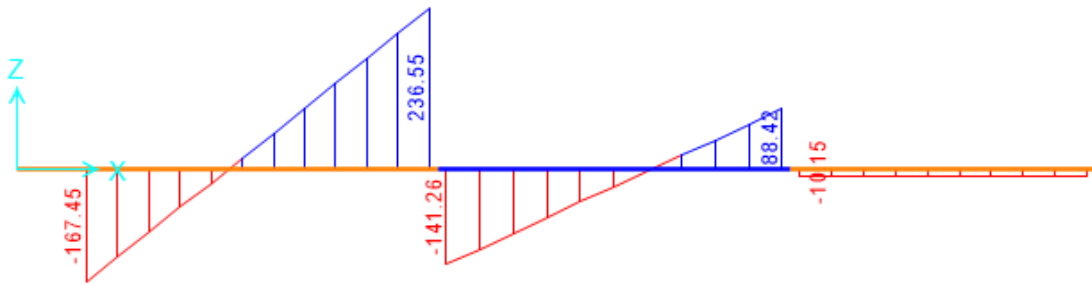
6º Vigueta cargada en los dos primeros tramos adyacentes



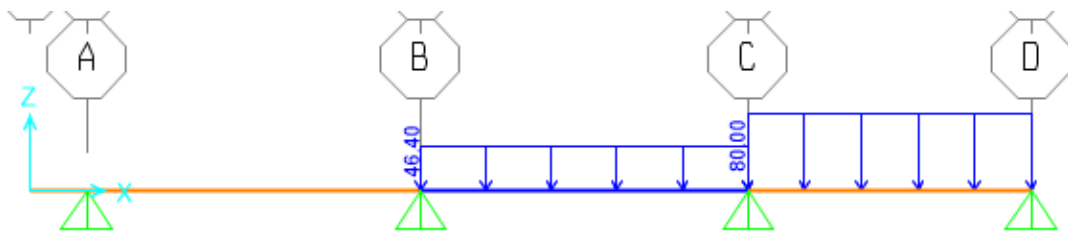
DMF



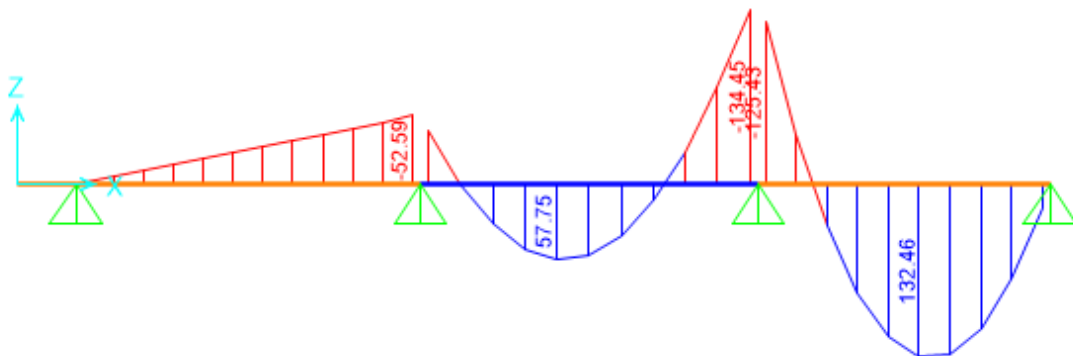
DFC



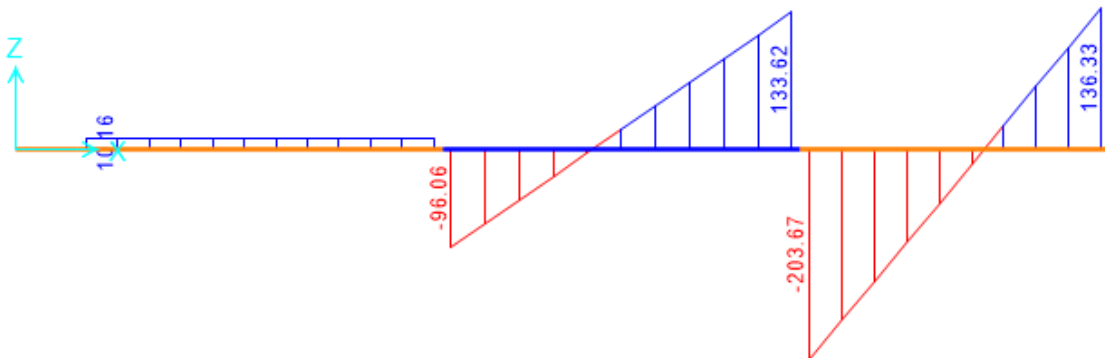
7º Vigueta cargada en los dos últimos tramos adyacentes



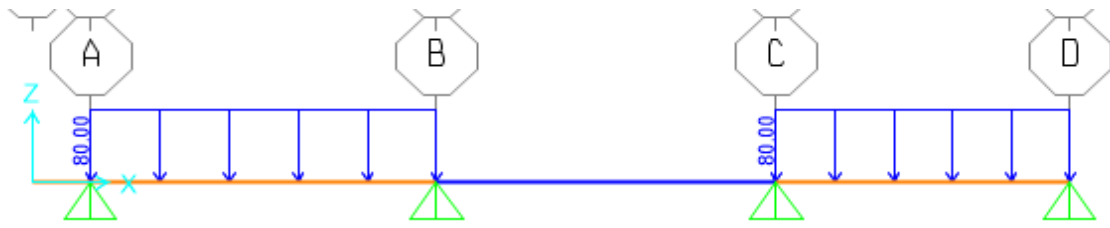
DMF



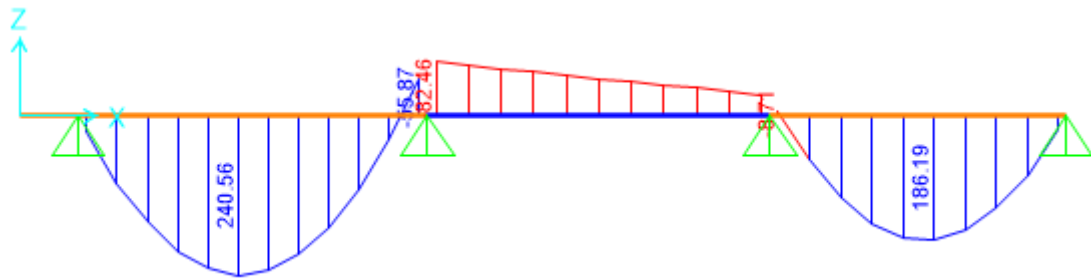
DFC



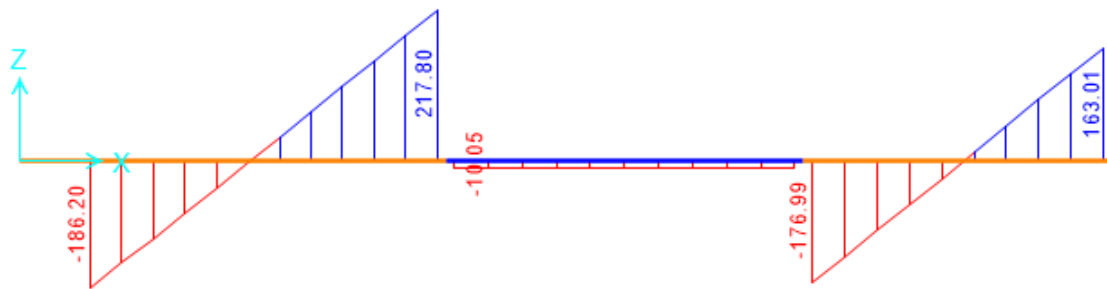
8º Vigueta cargada en el primer y tercer tramo



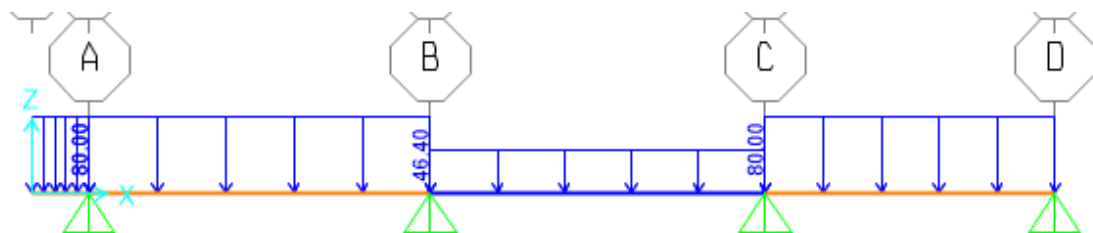
DMF



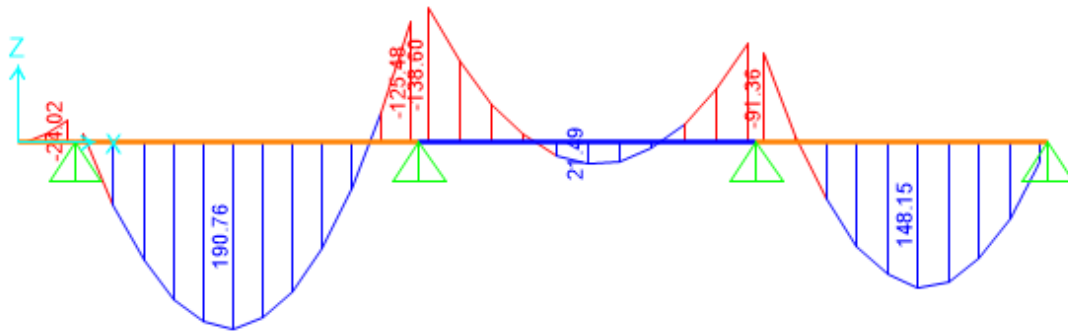
DFC



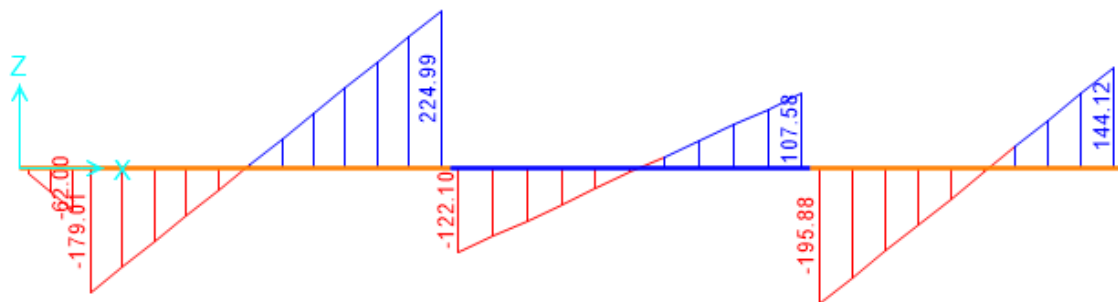
9º Vigueta totalmente cargada



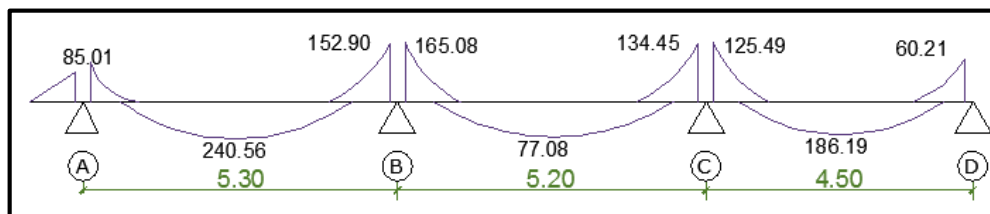
DMF



DFC



Al tomar en cuenta los momentos más desfavorables para cada caso de alternancia de cargas, la envolvente de momentos para la losa aligerada tipo b es la siguiente:



### C. Losa aligerada tipo c

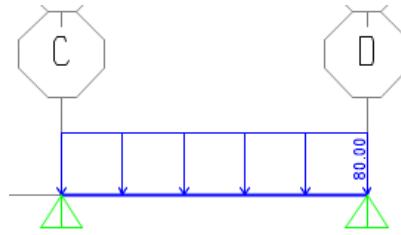
Como se indicó en 3.3.1.1, los momentos negativos en la cara del apoyo interno se considera para cada caso:

Momento negativo en C =  $w_x l_n^2 / 16$ , ya que este apoyo es una placa con poco peralte en la dirección del aligerado.

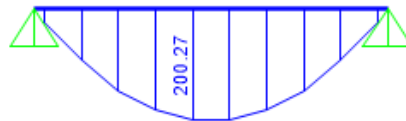
Momento negativo en D =  $w_x l_n^2 / 24$ , ya que este apoyo es una viga.

$$M_C = 80 \times 4.252^2 / 16 = 90.31 \text{ k-m}$$

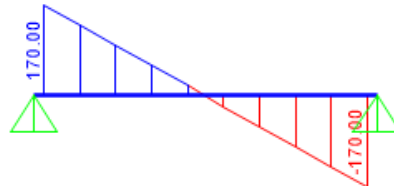
$$M_D = 80 \times 4.252^2 / 24 = 60.21 \text{ k-m}$$



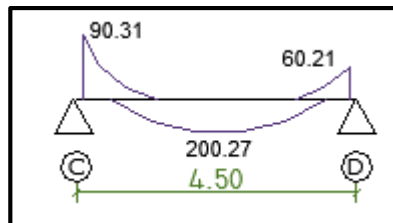
DMF



DFC



ENVOLVENTE



### 3.4.1.3. Carga muerta

El tramo A-B y C-D lo constituyen viguetas de aligerado unidireccional, mientras que el tramo B-C lo constituye una losa maciza bidireccional, que en la dirección de la idealización de losa aligerada solo carga un 58 % (ver ítem 3.3.1.1) de la carga muerta total de ese tramo. Por tanto, para el análisis de cargas muertas se consideran las siguientes cargas en estado de servicio:

Tramo A-B y C-D : 192kg/m

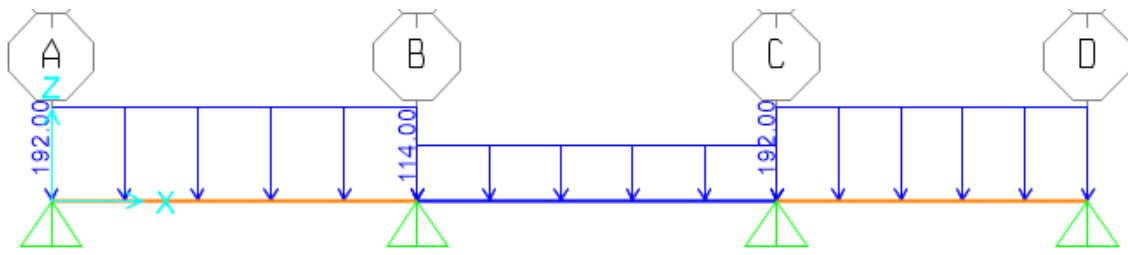
Tramo B-C: 58%de 196=114kg/m

D. Losa aligerada tipo a

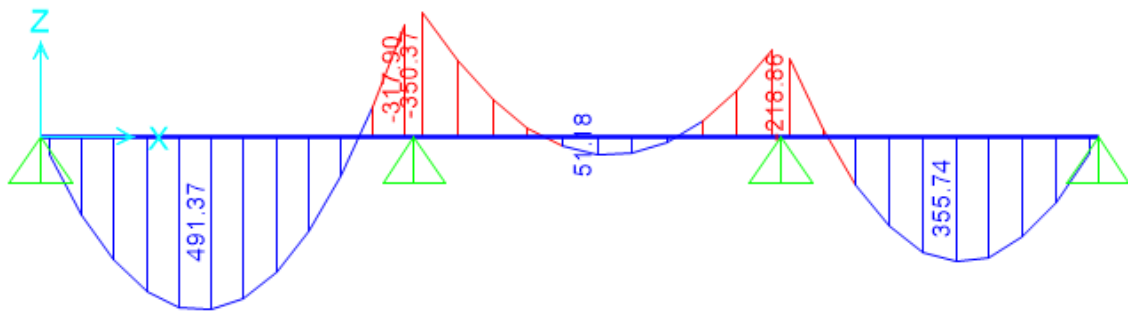
Para el análisis de la losa aligerada tipo a se consideran momentos negativos en el apoyo A y D, de la misma forma como se aplicó en el caso de carga viva, por tanto los momentos son:

$$M_A=192 \times 5.052 / 12 = 408 \text{ kg-m}$$

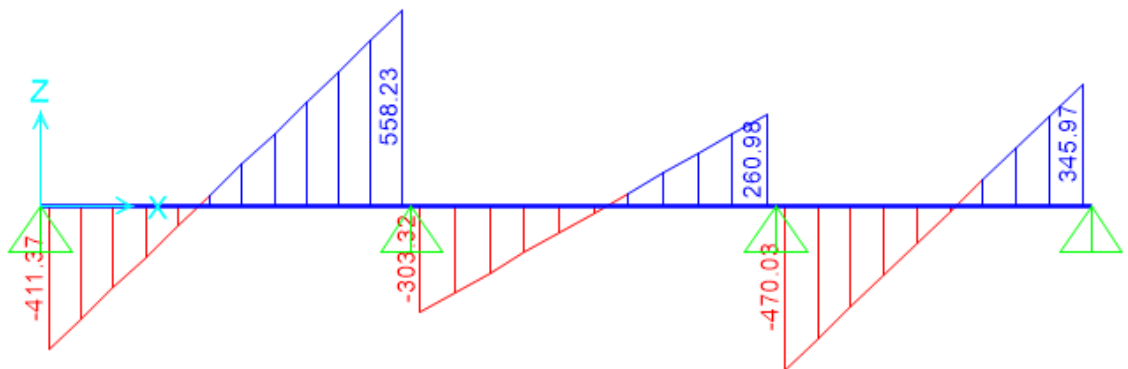
$$M_D=192 \times 4.252 / 12 = 289 \text{ kg-m}$$



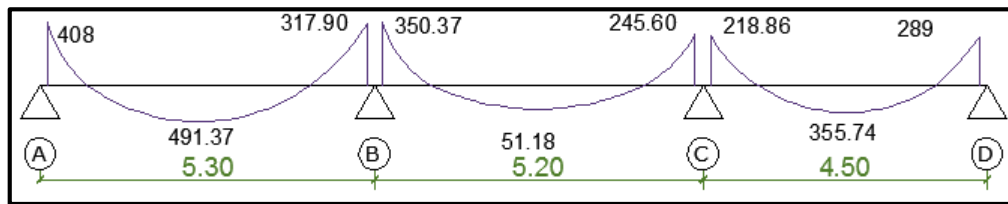
DMF



DFC



## Envolvente

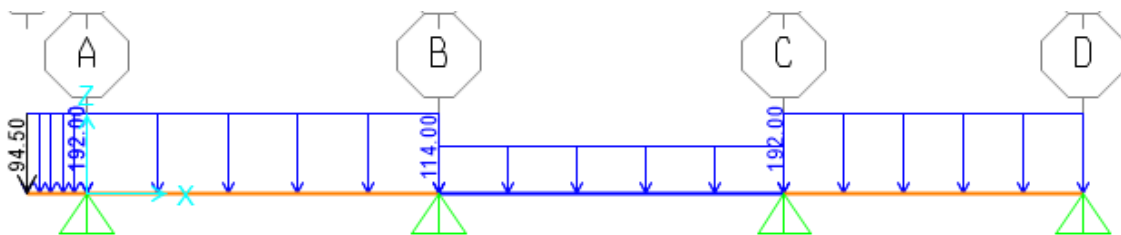


### E. Losa aligerada tipo b

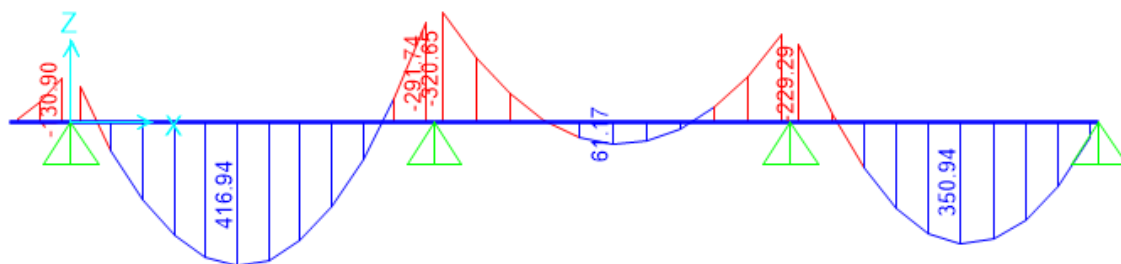
Para el análisis de la losa aligerada tipo a se consideran momentos por monolitismo en el apoyo A y D, de la misma forma como se aplicó en el caso de carga viva para el mismo tipo de losa, por tanto los momentos son:

$$M_A = 192 \times 5.052 / 24 = 204 \text{ kg-m}$$

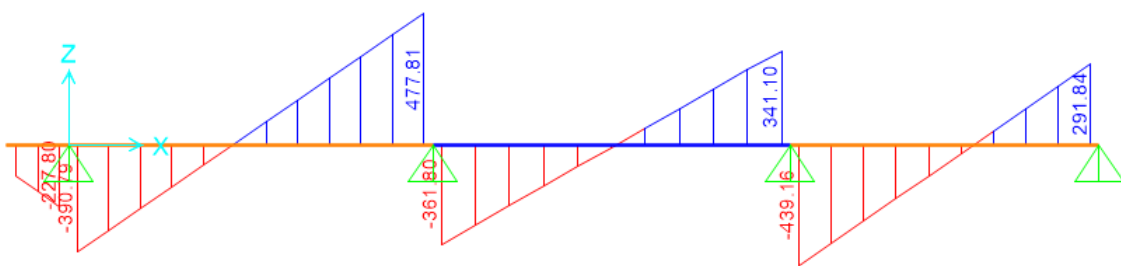
$$M_D = 192 \times 4.252 / 24 = 144.5 \text{ kg-m}$$



### DMF

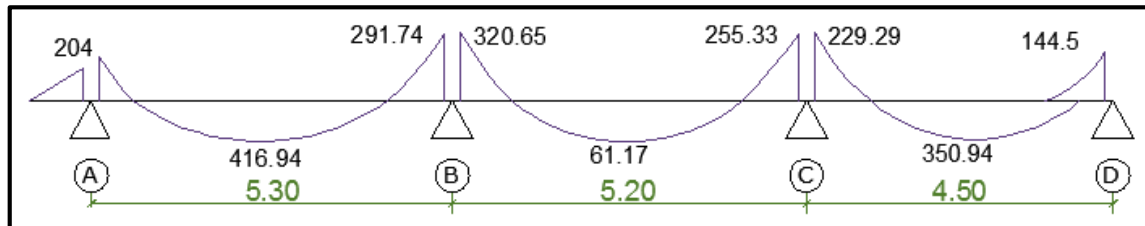


### DFC





## Envolvente

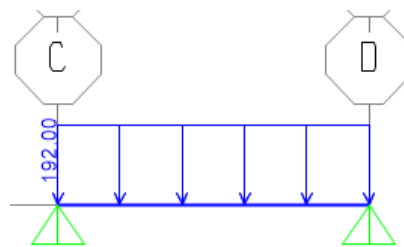


### F. Losa aligerada tipo c

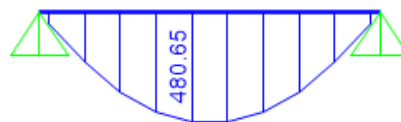
Para el análisis de losa aligerada tipo c, se consideran momentos por monolitismo en los apoyos C y D, de la misma forma como se consideró en el análisis por cargas vivas, por tanto los momentos son:

$$M_C = 192 \times 4.252 / 16 = 216.75 \text{ kg-m}$$

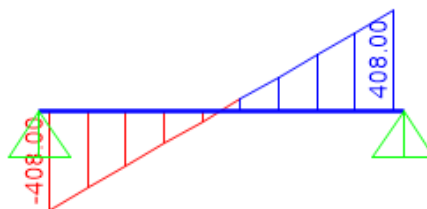
$$M_D = 192 \times 4.252 / 24 = 144.5 \text{ kg-m}$$



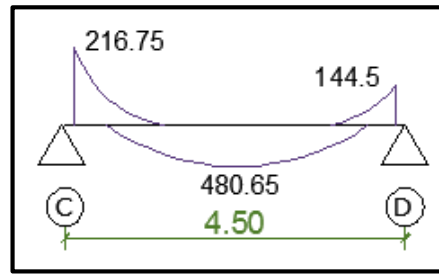
### DMF



### DFC



Envolvente



### 3.4.2. ANÁLISIS DE LOSA MACIZA

#### 3.4.2.1. Consideraciones generales

- La losa maciza está presente en todos los niveles y tiene comportamiento bidireccional. En el sótano y primer piso, la losa maciza está presente en su totalidad, mientras que en los niveles superiores sólo está presente en los tramos B-C.
- Para el análisis estructural de las losas bidireccionales se puede utilizar el “método de coeficientes” indicada en la norma E060 capítulo 13 (13.7), pero debe cumplir con ciertas limitaciones:

Tabla 18: Limitaciones para utilizar el método de coeficientes

Limitaciones	
Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros.	CUMPLE
Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre luz mayor y menor, medida centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.	CUMPLE, el más crítico es $8.87/4.5=1.97$
Las longitudes de los paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada	CUMPLE

dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.	
Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.	CUMPLE

Fuente: E060, ítem13.7

Como se puede observar en la tabla 18, todas las limitaciones cumplen, por tanto se puede usar el método de coeficientes para losas apoyadas en vigas o muros.

El “método de coeficientes” recomendado por la Norma E060, desarrollado por Henry Marcus (ver ítem 3.3.1), utiliza tablas de coeficientes para distintas condiciones de los paños de losa. “Estos coeficientes se basan en análisis elásticos pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica. En consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección.” (NILSON, 1999)

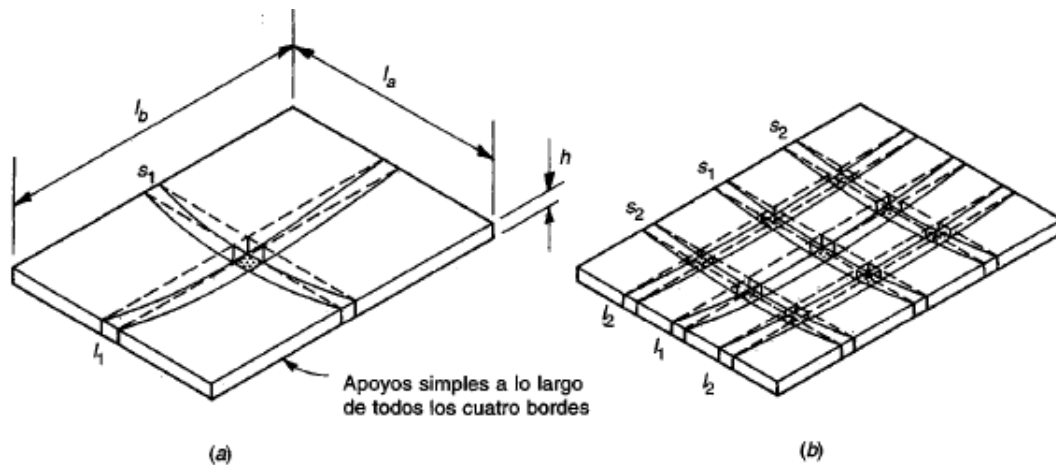
La redistribución inelástica consiste en lo siguiente:

Según (NILSON, 1999), se sabe que los mayores momentos ocurren donde la curvatura es más pronunciada, tomando como referencia la figura 3.9.b, eso sería en el centro de la luz de la franja más corta “s1”. Si en esta sección se incrementa la carga hasta sobreforzarla, de manera que el acero en la parte central este en fluencia, esto no ocasionaría la falla puesto que al considerar la losa maciza como un todo, las franjas vecinas (tanto paralelas como perpendiculares, van a tomar cualquier carga adicional que la franja s1 no pueda soportar, hasta que ellas también van a empezar a fluir. A este comportamiento se le llama redistribución inelástica, esta redistribución va a continuar hasta que en un área relativamente grande de la porción central, todos los aceros están en fluencia, sólo ahí la losa fallará.

En base a este razonamiento, las losas bidireccionales no necesitan diseñarse para el máximo momento absoluto en cada dirección, sino

para un momento promedio menor en cada una de las direcciones de la franja central. Por tanto, el momento flector de diseño es menor que el momento elástico máximo en cada una de las direcciones del análisis. Estos factores son considerados en el “método de coeficientes”

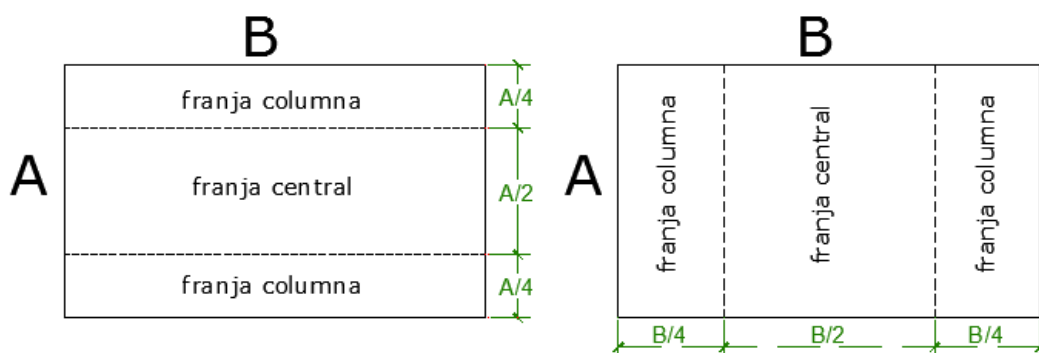
**Figura 33: Losa en dos direcciones sobre apoyos de borde simples: (a) flexión de la franja central de la losa, (b) modelo reticular de la losa.**



**Fuente: (Nilson, 1999)**

- Según la investigación realizada por (MONTAÑEZ, 2015), el método de coeficientes recomendado por la E.060, dentro de sus limitaciones, es un método con el cual se obtiene valores más cercanos a los resultados obtenidos con métodos más exactos como son: las tablas de Bares, o las tablas de Kalmanok o con el programa SAP.
- El “método de coeficientes” permite calcular los momentos mediante coeficientes establecidos para carga muerta y viva por separado. Obtenido los momentos, se amplifican por sus respectivos factores de carga para obtener los momentos últimos. A continuación se muestra el proceso a seguir para obtener los momentos con cargas de servicio (sin amplificar).

Figura 34: Ubicación de longitudes y franjas para el método de coeficiente



Fuente: Adaptado de la Norma E.060

- Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de las expresiones:

$$M_a = C_a \cdot W_u \cdot A^2$$

$$M_b = C_b \cdot W_u \cdot B^2$$

Dónde:

A = luz libre menor

B = luz libre mayor

$$m = A/B$$

$C_a$  = coeficiente de momentos para la dirección corta

$C_b$  = coeficiente de momentos para la luz larga

- Los momentos en las franjas columnas varían gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de este valor en el borde del paño. Según recomendación de (HARMSEN, 2002), el momento en la franja de columna será 2/3 del calculado para la franja central.
- “Cuando el momento negativo a un lado del apoyo sea menor que el 80% del momento en el otro lado, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas”. (E.060, ítem 13.7.3.4)
- “En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo”. (E.060, ítem 13.7.3.5)

### **3.4.2.2. Losa maciza del sótano**

Tanto la losa del sótano como del primer nivel presentan en su totalidad losa maciza bidireccional, según lo visto en el ítem 3.3.2, se tienen 6 tipos de losa maciza bidireccional, cada una de ellas con diferente relación de luces.

El análisis y diseño se realiza para la losa del sótano, ya que aquí se presentan mayores cargas y, este análisis y diseño se considerará para la losa del primer nivel, para uniformizar.

Para el sótano se tienen las siguientes cargas de servicio para una franja de 0.40m:

$$CM=199.6\text{kg/m}$$

$$CV=200\text{kg/m}$$

$$CU=619.44\text{kg/m}$$

Mediante el “método de coeficientes”, explicado anteriormente, se realiza el análisis estructural para cada uno de los tipos de losa maciza, utilizando las tablas A.1, A.2 y A.3 del apéndice A de la presente tesis, obteniendo los siguientes resultados(fig.3.11 y 3.12)

Figura 35: Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección y

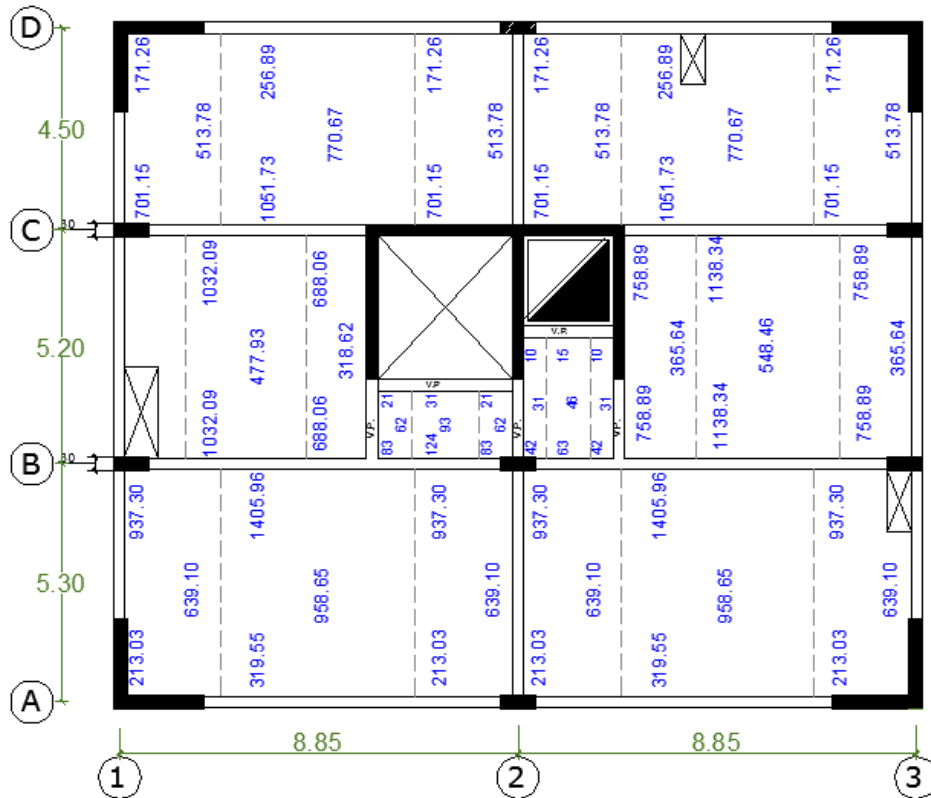
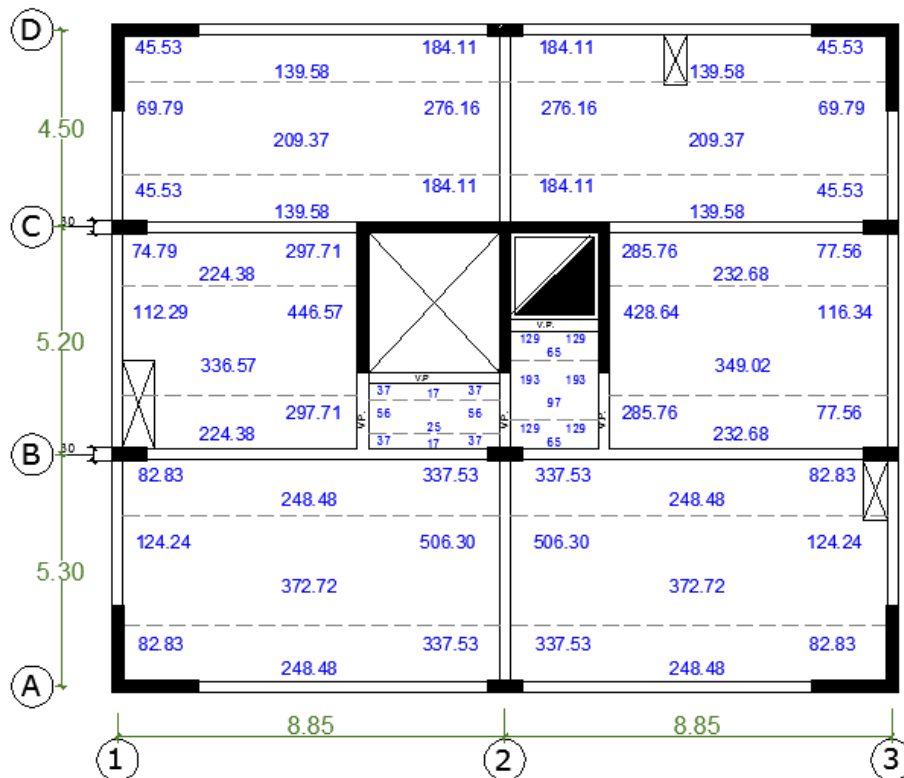


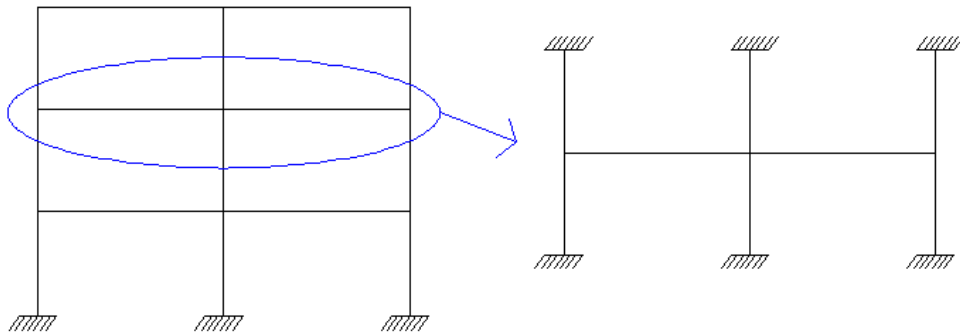
Figura 36: Momentos de diseño de cada paño de losa en la dirección x.



### 3.4.3. ANÁLISIS DE VIGAS

Para el análisis por cargas de gravedad, la Norma E 0.60 (art. 8.3.3) indica que para estructuras construidas monóticamente se permite una simplificación, la cual consiste en separar un entrepiso y empotrar los extremos lejanos de las columnas (figura 3.13).

**Figura 37: Modelo simplificado para el análisis por cargas verticales**



**Fuente: Ottazzi Pasino, 2011**

Para que la simplificación sea válida es necesario que no existan desplazamientos laterales, para esto se debe cumplir que:

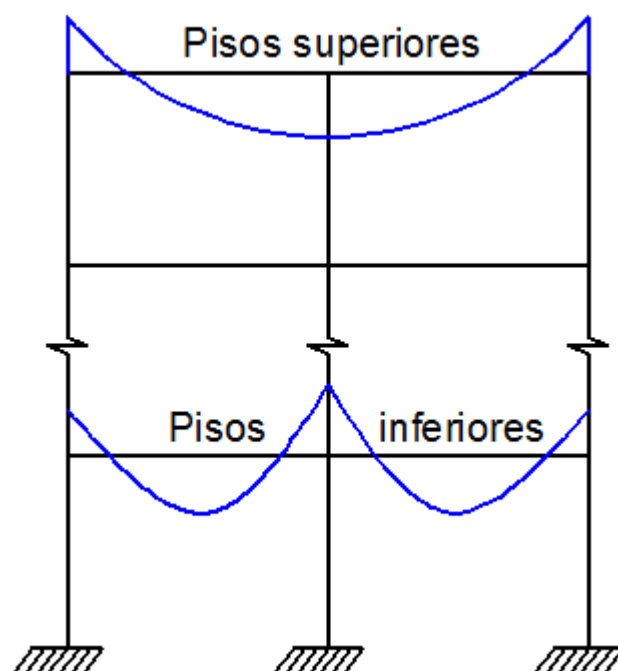
- El pórtico y las cargas deben ser simétricas.
- Existan muros o placas y columnas que controlen los desplazamientos producidos por las cargas verticales.

Sin embargo al realizar el análisis del pórtico completo se debe tener en cuenta los efectos del proceso constructivo en el caso de carga muerta, ya que el edificio se va a ir construyendo piso por piso en la realidad y por lo tanto los momentos se van a ir generando paulatinamente, por ejemplo en un nivel todavía no se construyen las columnas del nivel superior y por lo tanto estas no participan aun en la distribución de momentos. (BLANCO BLASCO, 1996)

Es importante considerar el efecto de proceso constructivo en edificios elevados de más de 10 pisos. De no considerarse este efecto podría generarse inversión de momentos en los pisos superiores como se puede observar en la figura 3.14. (SAN BARTOLOMÉ, 1998)



**Figura 38: DMF típico de pórticos elevados cuando no se contempla el proceso constructivo**



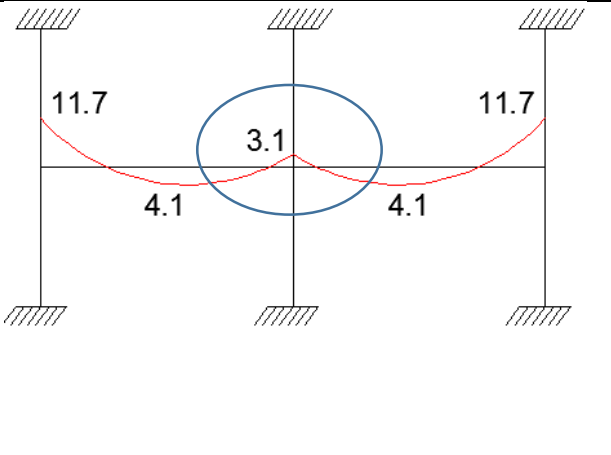
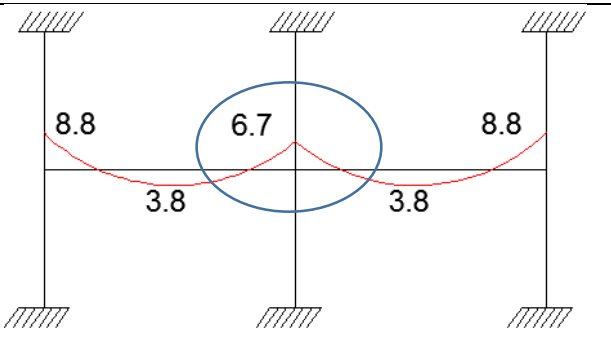
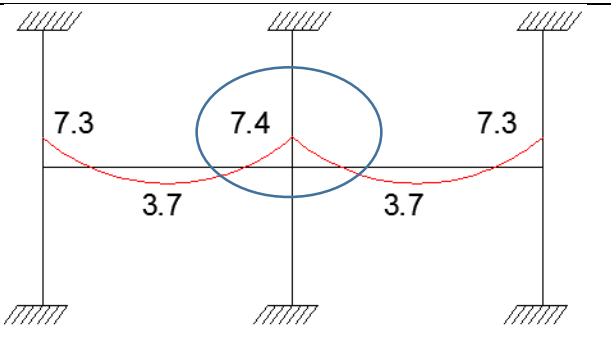
**Fuente: Adaptado de San Bartolomé, 1998**

Se puede observar que en el nudo central de los pisos superiores los momentos se vuelven positivos, lo cual no es real. Es como si la columna interna jalase al diagrama de momento flector, esto es debido a que la deformación axial de las columnas inferiores recién se está considerando al estar la edificación completa. En la realidad, cada vez que se construye un piso, la edificación sufre deformaciones axiales antes de que se construya el siguiente piso, por lo tanto las deformaciones se van dando en el transcurso del proceso constructivo. (San Bartolomé, 1998)

A continuación se presenta como ejemplo los momentos obtenidos en la viga del séptimo entrepiso del pórtico D, el cual ha sido analizado de tres maneras utilizando el programa SAP2000:

1. Análisis del pórtico completo sin considerar el efecto por proceso constructivo.
2. Análisis del pórtico completo considerando el efecto por proceso constructivo.
3. Análisis del modelo simplificado en un entrepiso.

Los momentos críticos que se presentan a continuación están en toneladas por metro (ton-m)

<p>1º Análisis de pórtico completo sin considerar proceso constructivo</p> <p>Se puede comprobar que los momentos en el nudo central se van acercando a cero; por lo tanto en edificaciones con mayores pisos, este momento se puede llegar a invertir y volverse positivo</p>	
<p>2º Análisis de pórtico completo considerando proceso constructivo</p>	
<p>3º Análisis del modelo simplificado a un entrepiso.</p>	

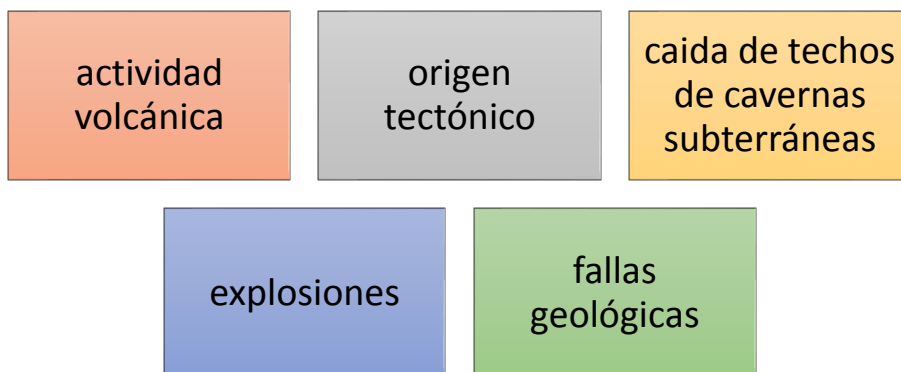
Nótese que los momentos obtenidos considerando el efecto por proceso constructivo (2º) y los obtenidos en el modelo simplificado (3º) tienen valores más cercanos, por lo tanto se puede comprobar que la simplificación aceptada por la Norma permite obtener resultados más cercanos a la realidad.

Además se puede comprobar que cuando no se considera el efecto de proceso constructivo, los momentos en el nudo central se van acercando a cero con la tendencia a invertirse.

### 3.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE SISMO

Debido a que nuestro país se encuentra en una zona sísmica, es indispensable que las estructuras sean capaces de soportar las fuerzas originadas por los sismos.

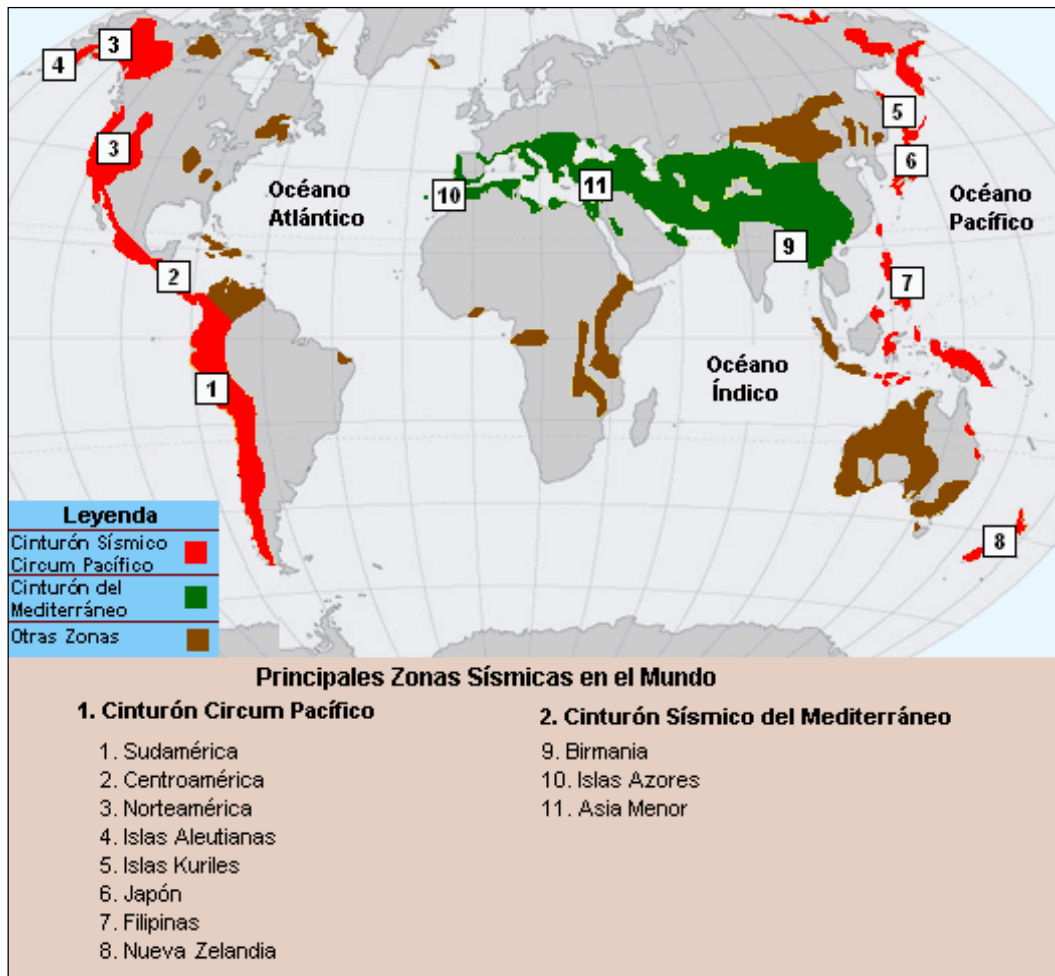
Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre generadas por distintos fenómenos como:



Origen tectónico:

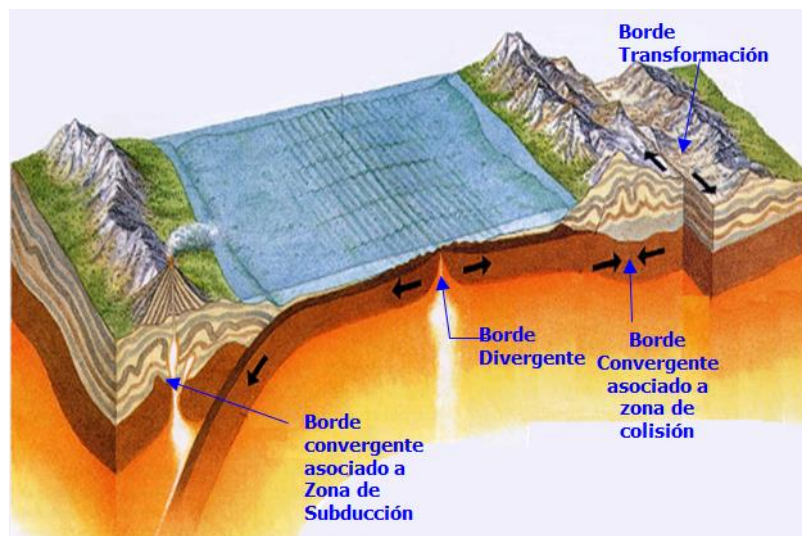
Produce los sismos más severos. Se debe a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida la corteza. Los flujos de magma que están en el interior de la tierra generan fuertes presiones en la corteza, que muchas veces llegan a vencer la fricción que existe en placas que están en contacto, lo que genera caída de esfuerzos y liberación de gran cantidad de energía. Energía que es liberada principalmente en forma de ondas y se propagan a grandes distancias (BAZAN, y otros, 2002). Como se puede observar en la fig. 3.15, nuestro país se encuentra en el límite de la Placa Sudamericana, donde la Placa oceánica de Nazca se acerca por debajo de la placa continental sudamericana, este fenómeno es llamado: “de subducción” y se puede ilustrar mejor en la figura 3.16.

Figura 39: Sismicidad en el mundo



Fuente: Apuntes de clases de Concreto armado

Figura 40: Subducción de la Placa Oceánica en la Placa Continental



Fuente: Apuntes de clase de Concreto Armado

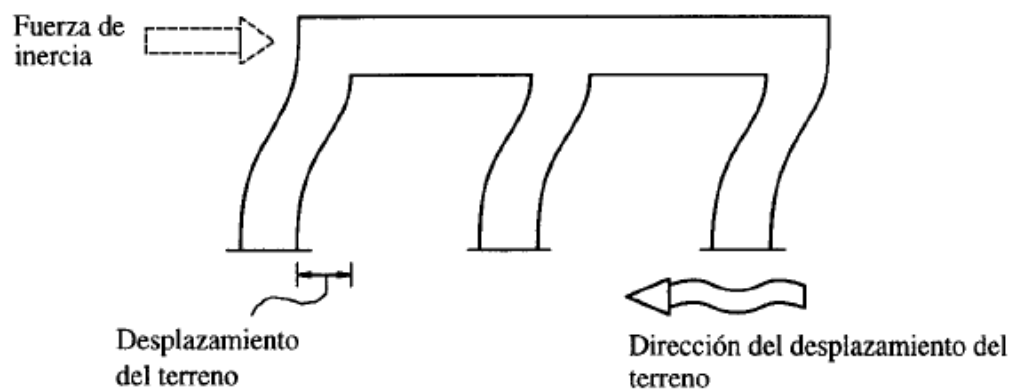
## Efectos sísmicos en los edificios

### Características de la acción sísmica:

El suelo transmite los movimientos sísmicos a los edificios que se apoyan sobre este. La base de la edificación tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada y seguir el mismo movimiento de su base (ver figura 39).

**Figura 41: Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura**

**Fuente: Adaptado de (Bazan, y Meli, 2002)**



Las fuerzas de inercia son las que ponen en peligro la seguridad de la estructura. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que el edificio vibre de forma distinta a la del suelo, ocasionando así los desplazamientos en la estructura.

Los movimientos del suelo no llegan en la misma intensidad a la estructura, éstos son amplificados en forma importante debido a las características de la edificación, por lo tanto la aceleración en la estructura llega a ser superior.

(Bazan, y Meli, 2002), manifiestan que es muy importante garantizar una estructura dúctil, ya que esta es una propiedad que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil, que ayuda en la disipación de energía por comportamiento no lineal.

(Bazan, y Meli, 2002), también mencionan cuáles son los daños estructurales más comunes. Por orden de frecuencia, son los siguientes:

Insuficiente resistencia a carga lateral en elementos verticales tales como columnas y placas.

Insuficiente ductilidad

Críticas conexiones entre: 1) muros y losas, 2) columnas y vigas. Ocasionando así falla frágil.

Configuración inadecuada del sistema estructural (asimetría en la distribución en planta de los elementos estructurales), la cual genera concentración de esfuerzos.

Choque entre edificios adyacentes que vibran de manera diferente y entre los cuales no se ha dejado separación suficiente.

Interacción entre elementos supuestamente no estructurales como son los muros divisorios.

Como se puede observar en el listado anterior, la mayoría de daños estructurales se pueden evitar dando mayor énfasis y cuidado a la etapa de configuración. Sin embargo, sobre la base de una buena configuración, la calidad del análisis estructural, diseño y construcción deben garantizar una buena predicción del comportamiento estructural del edificio frente a las solicitaciones tanto de gravedad como de sismo.

### **3.5.1. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL**

El modelamiento estructural se realiza utilizando el programa SAP2000, para lo cual se necesitan datos como: 1) propiedades de materiales; 2) método del modelado; 3) centro de gravedad; 4) centro de rigidez; 5) excentricidad; y 6) peso de la edificación.

#### **3.5.1.1. Propiedades de los materiales**

- Concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson=0.15
- Módulo de elasticidad  $E_c= 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto  $f'c=280\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson=0.15
- Módulo de elasticidad  $E_c= 251000 \text{ kg/cm}^2$
- Brazo Rígido
- Módulo de Poisson=0.15
- Módulo de elasticidad  $E_r= 2510000 \text{ kg/cm}^2$

### 3.5.1.2. Método de pórticos planos

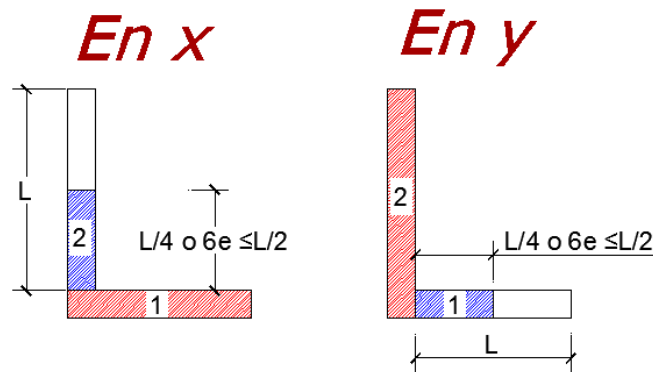
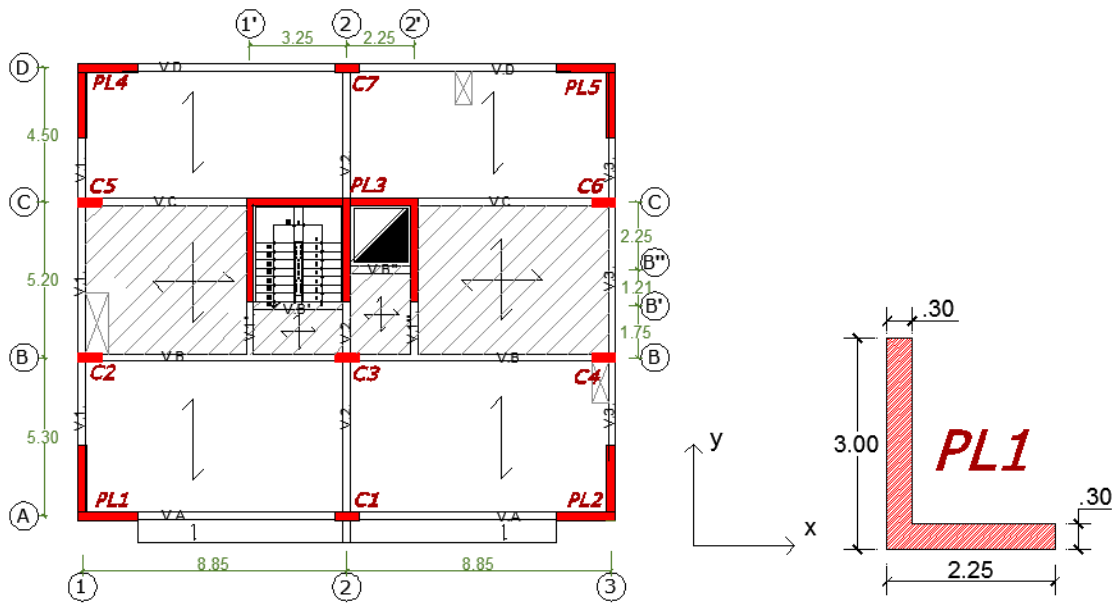
- i. Para el análisis se utiliza el Método de Pórticos Planos, recomendado por San Bartolomé, el cual consiste en subdividir el edificio en una serie de pórticos con rigidez sólo en el plano que lo contiene (plano a ser analizado). Después, todos los nudos de los pórticos de un piso deben ser unidos mediante un diafragma rígido.

Al tener intersección de placas ortogonales, se debe tomar una porción de placa contributiva transversal a la dirección en análisis, ese ancho efectivo (B) debe ser el 25% de la longitud de la placa transversal o 6 veces su espesor, el que sea mayor, pero no mayor que 50% de la longitud de la placa transversal (ver fig. 3.18).

Para la placa 1, se tiene:

Análisis en dirección x	Ancho contributivo= $L/4$ o $6e \leq L/2$ (ver fig.3.18.c) $B=2.2/4$ o $6(0.3) \leq 2.2/2$ $B= 1.1\text{m}$
Análisis en dirección y	Ancho contributivo= $L/4$ o $6e \leq L/2$ (ver fig.3.14.c) $B=1.7/4$ o $6(0.3) \leq 1.7/2$ $B= 0.85\text{m}$

Figura 42: Ancho contributivo en el análisis de pórticos planos.



- ii. Propiedades de los muros (placas): Se le asignará propiedades a los muros sólo en el plano que lo contiene, para la otra dirección se le asignará valores nulos. Considerando que el análisis se realiza en el programa SAP 2000, se identifican los ejes locales.

Eje z =eje local 1 (SAP2000)

Eje x =eje local 2 (SAP2000)

Eje y =eje local 3 (SAP2000)

Tomando como ejemplo la placa 1 (ver figura 3.18), se tienen las siguientes propiedades:

Propiedades para la placa 1 en la dirección considerando la porción



contributiva de la dirección x		
Área axial	$A_1=2.25 \times 0.3 + 1.35 \times 0.3 = 1.08 \text{m}^2$	
Momento de inercia	$I_3=0.285 + 0.675 \times 0.365^2 + 3.04 \times 10^{-3} + 0.405 \times 0.61^2$ $= 0.53 \text{m}^4$ (Por Steigner)	I1=0 I2=0
Área de corte	$A_2=2.25 \times 0.3 = 0.675 \text{m}^2$	A3=0

Propiedades para la placa 1 en la dirección y considerando la porción contributiva de la dirección x		
Área axial	$A_1=3 \times 0.3 + 0.975 \times 0.3 = 1.19 \text{m}^2$	
Momento de inercia	$I_2=0.675 + 0.9 \times 0.33^2 + 2.19 \times 10^{-3} + 0.29 \times 1.02^2$ $= 1.08 \text{m}^4$ (Por Steigner)	I1=0 I3=0
Área de corte	$A_3=3 \times 0.3 = 0.90 \text{m}^2$	A2=0

- iii. Brazos rígidos: Para utilizar correctamente el Método de Pórticos planos, se deben correr brazos rígidos desde el centroide del muro hasta su borde donde nace la viga. Esto es para asegurar que la sección plana de los muros se mantenga planas antes y después de aplicarse las cargas (Hipótesis de Navier). Además, los brazos rígidos no deben conectarse con los brazos rígidos de los muros perpendiculares, esto debido a que la contribución de los muros transversales ya fueron considerados a través del ancho efectivo.

### 3.5.1.3. Centro de masas

El centro de masas o de gravedad es el punto donde las fuerzas inerciales serán aplicadas en cada piso.

Para realizar el cálculo del centro de gravedad se utilizó las siguientes expresiones:

$$X_g = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \quad Y_g = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

Donde:

Pi= peso del elemento

Xi=coordenadas del centroide de cada elemento en X

Yi= coordenadas del centroide de cada elemento en Y

El punto de referencia (0;0) es el borde izquierdo inferior de la placa 1.  
La ubicación del centro de gravedad se puede observar en la figura 3.15.

	Pi (kg)	Xi (m)	Yi (m)	Pi Xi	Pi Yi
PL1	21381.10	0.59	0.97	12682.88	20700.79
PL2	21381.10	17.41	0.97	372176.92	20700.79
PL3	63983.58	8.61	9.57	550849.60	612077.92
PL4	18499.10	0.44	14.24	8049.19	263425.11
PL5	18499.10	17.56	14.24	324934.61	263425.11
C1	18170.65	9.00	0.15	163535.85	2725.60
C2	18084.90	0.40	5.45	7233.96	98562.71
C3	19451.53	9.00	5.45	175063.73	106010.81
C4	19064.40	17.60	5.45	335533.44	103900.98
C5	15617.85	0.40	10.65	6247.14	166330.10
C6	15278.25	17.60	10.65	268897.20	162713.36
C7	13321.90	9.00	15.15	119897.10	201826.79
	262733.45			2345101.62	2022400.06

$$X_g = 8.93 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.70 \text{ m}$$

#### 3.5.1.4. Centro de rigidez

Para realizar el cálculo del centro de rigidez se utilizó las siguientes expresiones:

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{y_i} X_i}{\sum K_{y_i}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum K_{x_i} Y_i}{\sum K_{x_i}}$$

Dónde:

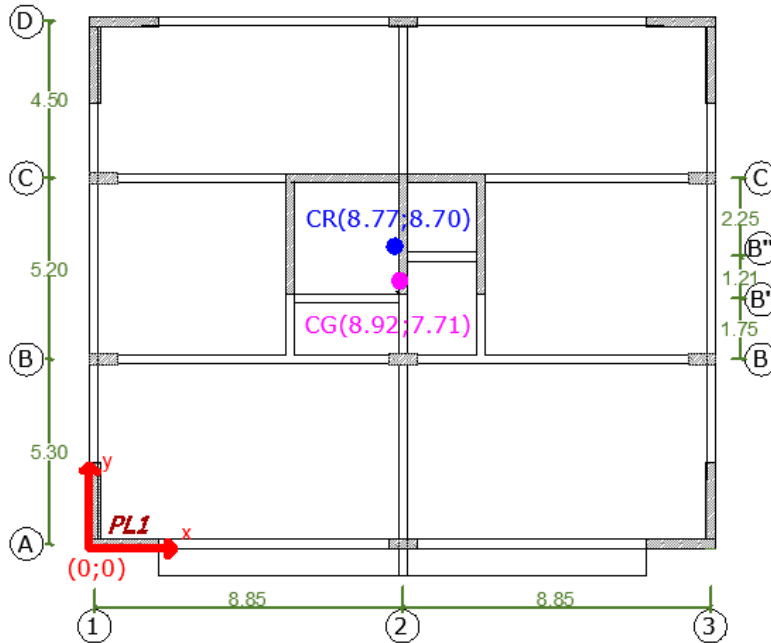
$K_{y_i}$  y  $K_{x_i}$  = rigidez del elemento

$X_i$  = coordenadas del centroide de cada elemento en X

$Y_i$  = coordenadas del centroide de cada elemento en Y

El punto de referencia (0;0) es el borde izquierdo inferior de la placa 1.  
 La ubicación del centro de rigidez se puede observar en la figura 3.19.

**Figura 43: Ubicación del centro de gravedad CG y centro de rigidez CR.**



	Kyi	Xi (m)	Kyi Xi
PL1	54068.85	0.59	32073
PL2	54068.85	17.41	941167
PL3	271523.52	8.61	2337610
PL4	29750.85	0.44	12945
PL5	29750.85	17.56	522570
C1	3422.46	9.00	30802
C2	3422.46	0.40	1369
C3	3422.46	9.00	30802
C4	3422.46	17.60	60235
C5	3422.46	0.40	1369
C6	3422.46	17.60	60235
C7	3422.46	9.00	30802
	463120.13		4061979.13

$X_{cr} = 8.77 \text{ m}$

	Kxi	Yi (m)	Kxi Yi
PL1	101285.61	0.97	98063
PL2	101285.61	0.97	98063
PL3	334786.47	9.57	3202625
PL4	100987.20	14.24	1438046
PL5	100987.20	14.24	1438046
C1	481.28	0.15	72
C2	481.28	5.45	2623
C3	481.28	5.45	2623
C4	481.28	5.45	2623
C5	481.28	10.65	5126
C6	481.28	10.65	5126
C7	481.28	15.15	7291
	742701.07		6300327.65

Y<sub>cr</sub>= 8.48 m

### 3.5.1.5. Excentricidad

La excentricidad es la distancia entre el centro de gravedad CG y el centro de rigidez CR. La excentricidad obtenida con los cálculos realizados en 3.5.1.3 y 3.5.1.4 es:

	X(m)	Y(m)
CG	8.93	7.70
CR	8.77	8.48
Exc. real	0.15	0.79

La Norma E.030 (en su ítem 4.6.5) considera una excentricidad accidental, el cual considera el posible corrimiento del centro de gravedad en el momento que se produce el sismo ya que se podría dar el caso que existan ambientes libres de cargas vivas. Además que puede darse el caso de corrimiento del centro de rigidez debido a posibles defectos en la construcción que alteren la rigidez prevista en

los muros (placas). La excentricidad accidental en cada nivel se considera como el 5 % de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis:

	X(m)	Y(m)
Distancia	18.00	15.30
Exc. accidental	0.77	0.90

### 3.5.1.6. Peso de la edificación(P)

Según la Norma E.030 en el ítem 4.3, el peso (P) se calcula adicionando al 100 % de la carga muerta, un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje se determina de la siguiente manera:

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

En este caso, la edificación pertenece a la categoría C (hotel), por lo tanto la estimación del peso (P) se calcula mediante la siguiente expresión en general:

$$P= 100\%CM+25\%CV$$

En la siguiente tabla se presenta el peso de cada nivel:

	PRIMER NIVEL		PISO TÍPICO		OCTAVO NIVEL(AZOTEA)		TANQUE ELEVADO		TOTAL		PM+ 25%PV
	PM	PV	PM	PV	PM	PV	PM	PV	PM	PV	
PL1	22889	5920	20580	3205	20751	3077			167119	28227	174176
PL2	22889	5920	20580	3205	20751	3077			167119	28227	174176
PL3	66361	23870	60533	13802	59576	17477	44955	1546	534090	125705	565517
PL4	21123	4920	17928	2285	18324	2194			147015	20824	152221
PL5	21123	4920	17928	2285	18324	2194			147015	20824	152221
C1	14589	8110	16868	5213	16288	29			132082	39414	141936
C2	17780	7730	17059	4105	14585	3941			134717	36301	143792
C3	18729	12053	17945	6026	17041	5785			143440	53995	156939
C4	18179	8050	17948	4465	14916	4286			140784	39126	150566
C5	14432	5242	14137	5922	11582	2843			110838	43617	121742
C6	14772	5971	14447	3326	11837	3192			113291	29116	120570
C7	13059	6950	12453	3475	12134	29			99912	27829	106869
<b>TOTAL</b>	<b>265926</b>	<b>99655</b>	<b>248405</b>	<b>57314</b>	<b>236110</b>	<b>48123</b>	<b>44955</b>	<b>1546</b>	<b>2037422</b>	<b>493204</b>	<b>2160723</b>

El peso total de la edificación es 2160723kg=2160.72ton

#### CÁLCULO DE DENSIDAD

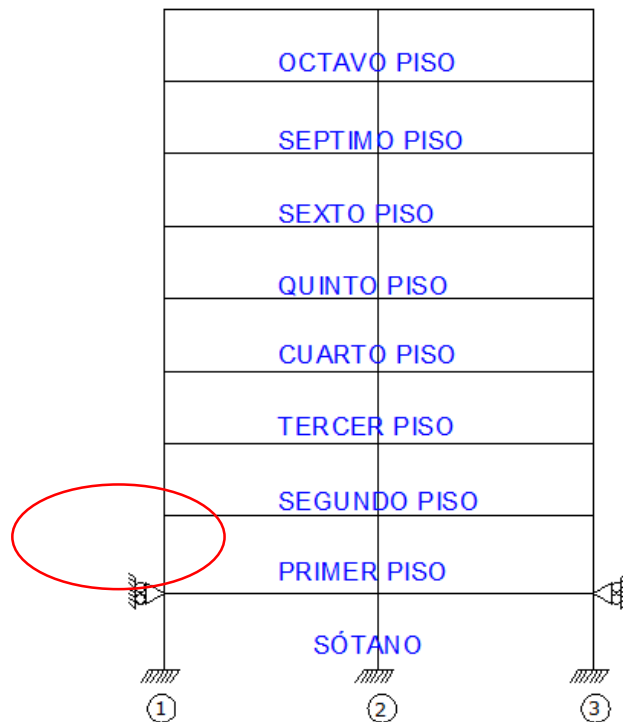
PESO (ton)	ÁREA CONSTRUIDA (m <sup>2</sup> )	DENSIDAD (ton/m <sup>2</sup> )
2160.72	2287.2	0.94

En la etapa de predimensionamiento (ver ítem 2.3.6), se consideró 1 ton/m<sup>2</sup> para el cálculo del peso aproximado de la edificación, en esta etapa se puede comprobar que esa aproximación tiende a ser muy cercana al peso real.

### 3.5.1.7. Restricciones de apoyo

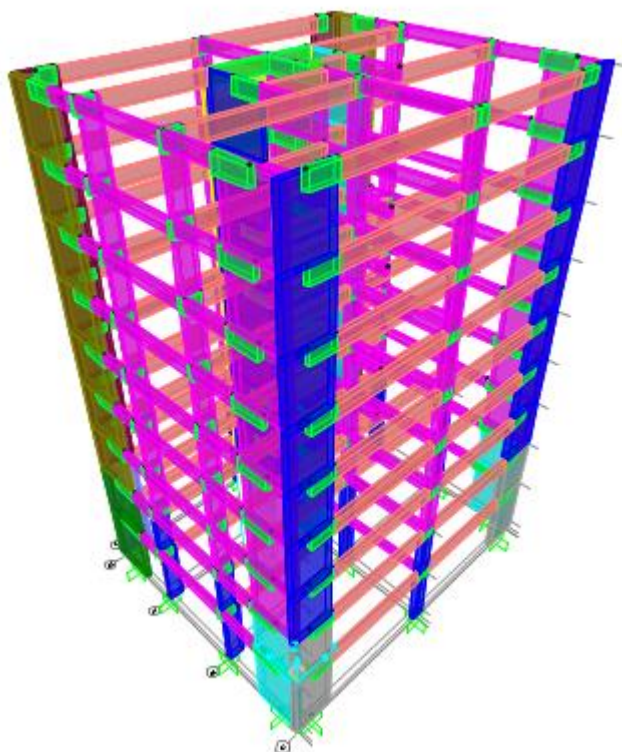
Se toma como ejemplo el pórtico del eje B. En los nudos de los ejes 1 y 3 que corresponden a la unión de losa del sótano y los muros, se consideró que podrán desplazarse sólo en la dirección “z”, se restringen los desplazamientos en “x” y “y” ya que todo el sótano se encuentra confinado por el terreno. (Figura 3.20) De la misma forma se consideran todos los nudos que se encuentran en el perímetro de la estructura. (Figura 43)

Figura 44: Idealización de los apoyos del sótano.



El modelo final de la estructura de 8 pisos y un sótano, realizado en el software SAP 2000 se muestra en la siguiente figura. (figura 43)

Figura 45: Modelamiento de la estructura en el software SAP 2000



### 3.5.2. PELIGRO SÍSMICO

#### 3.5.2.1. Zonificación sísmica (e.030 ítem 2.1)

Nuestro país se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas, tal como se muestra en la figura 42.

El edificio de la presente tesis se ubica en la ciudad de Huancayo, a la cual corresponde un factor  $Z$  de 0.35 por estar dentro la zona 3.



Figura 46: Zonas sísmicas del Perú



Fuente: Norma E.030

### 3.5.2.2. Condiciones geotécnicas (E.030 ítem 2.3 y 2.4)

El suelo de cimentación de la edificación tiene un perfil tipo S2 (suelo intermedio) conformado por material gravoso con color marrón claro, de poco contenido de humedad y regular contenido de gravas subredondeadas. Dicho suelo tiene los siguientes parámetros para la ciudad de Huancayo:

- Factor de suelo “S” = 1.15 (ver tabla 3.2).
- Período TP = 0.6 (ver tabla 3.3) definir y mostrar el espectro
- Período TL = 2 (ver tabla 3.3)

Tabla 19: Factor de suelo “S”

FACTOR DE SUELO “S”				
ZONA \ SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: E.030

Tabla 20: Períodos TP y TL

PERÍODOS “T <sub>P</sub> ” Y “T <sub>L</sub> ”				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: E.030

### 3.5.2.3. Período fundamental de vibración (t)

Para realizar un cálculo más exacto en esta etapa, se calcula el período fundamental de vibración utilizando el análisis modal con el programa SAP 2000, tal como se detalla mas adelante en 3.5.5.4

$$T_x=0.58s$$

$$T_y=0.58s$$

### 3.5.2.4. Factor de amplificación sísmica (c) (e.030 ítem 2.5)

El factor de amplificación sísmica C depende de los períodos del suelo (TP y TL) y del período fundamenta de vibración de la edificación (T).

- Si  $T < T_P$ , entonces  $C=2.5$
- Si  $T_P < T < T_L$ , entonces  $C=2.5 \left(\frac{T_P}{T}\right)$

Se tienen los siguientes datos según las condiciones geotécnicas:

$$T_P=0.6s \text{ y } T_L=2s.$$

Al tener los períodos fundamentales en cada dirección de análisis, se puede calcular los factores de amplificación sísmica, los cuales se observan en la siguiente tabla:

Periodo fundamental	Factor C
$T_x=0.58s$	2.50
$T_y=0.58s$	2.50

### 3.5.3. CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO

#### 3.5.3.1. Categoría de la edificación y factor de uso (u) (e.030 ítem 3.1)

La presente edificación en análisis tiene como uso hotel, incluyendo en algunos ambientes restaurant, tienda y depósito. Para estos usos, la edificación se encuentra en la categoría C (edificaciones comunes), para el cual tiene como factor de uso  $U=1.0$

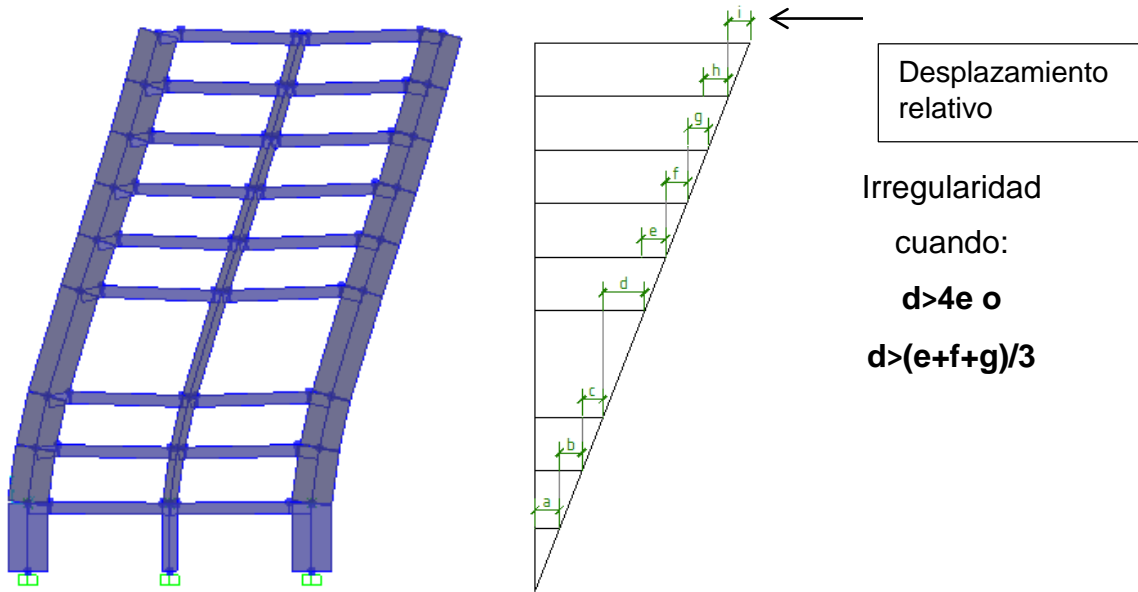
#### 3.5.3.2. Regularidad estructural (e.030 ítem 3.5)

##### a. Irregularidad en altura

- a.1 Irregularidad de rigidez-Piso blando: Existe irregularidad de rigidez cuando el desplazamiento relativo en un entrepiso es mayor que 1.4 veces el valor en el entrepiso inmediato superior o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

Ocurre falla por piso blando cuando se tienen diferencias de altura significativas en un piso, como se puede observar en la figura 3.23.

Figura 47: a Irregularidad de piso blando



a.2 Irregularidad de resistencia –Piso débil: Existe irregularidad cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es menor que 80% la resistencia del entrepiso inmediato superior.

La resistencia a fuerzas cortantes es:

- Directamente proporcional al área resistente en la dirección analizada.
- Inversamente proporcional a la altura del elemento resistente al corte.

Por lo tanto, se puede deducir el valor de la resistencia al corte con la siguiente expresión:

$$R_{\text{corte}(n)} = \frac{A(n)}{h(n)}$$

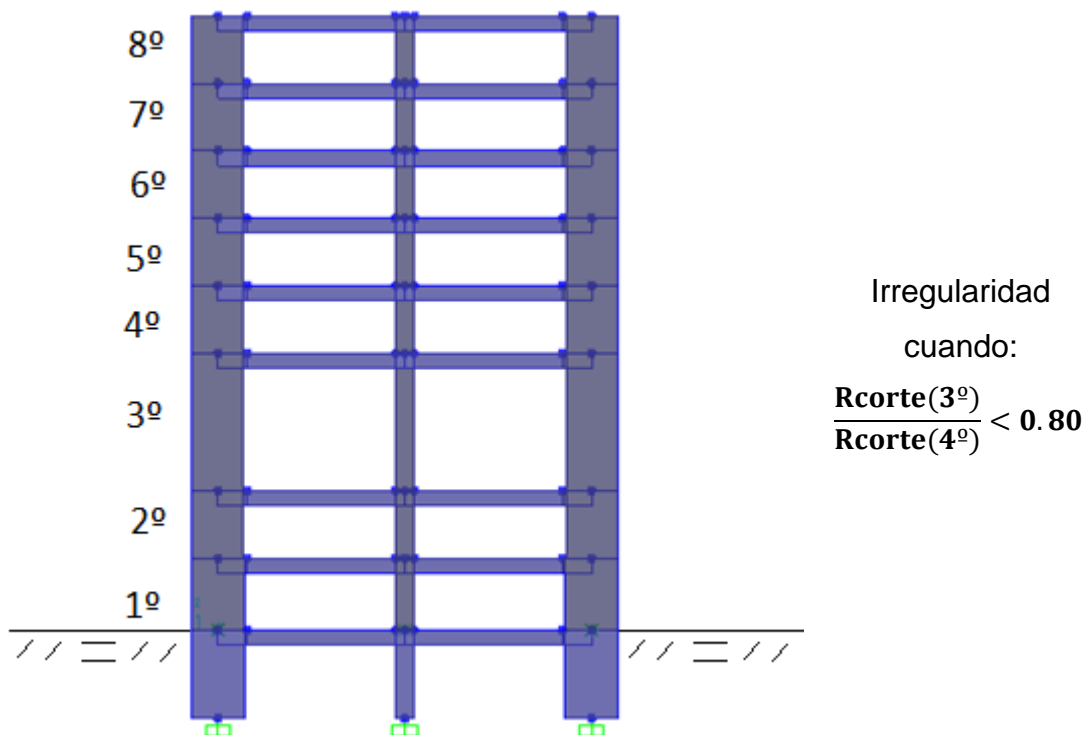
Donde:

$R_{\text{corte}(n)}$ = Resistencia frente a fuerzas cortantes del entrepiso n

$A(n)$ = área del entrepiso n resistente al corte (en cada dirección de análisis)

$h(n)$ = altura del entrepiso n

Figura 48: b Irregularidad de piso débil



a.3 Irregularidad de masa o peso: Se tiene irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Por lo tanto, existirá irregularidad cuando:

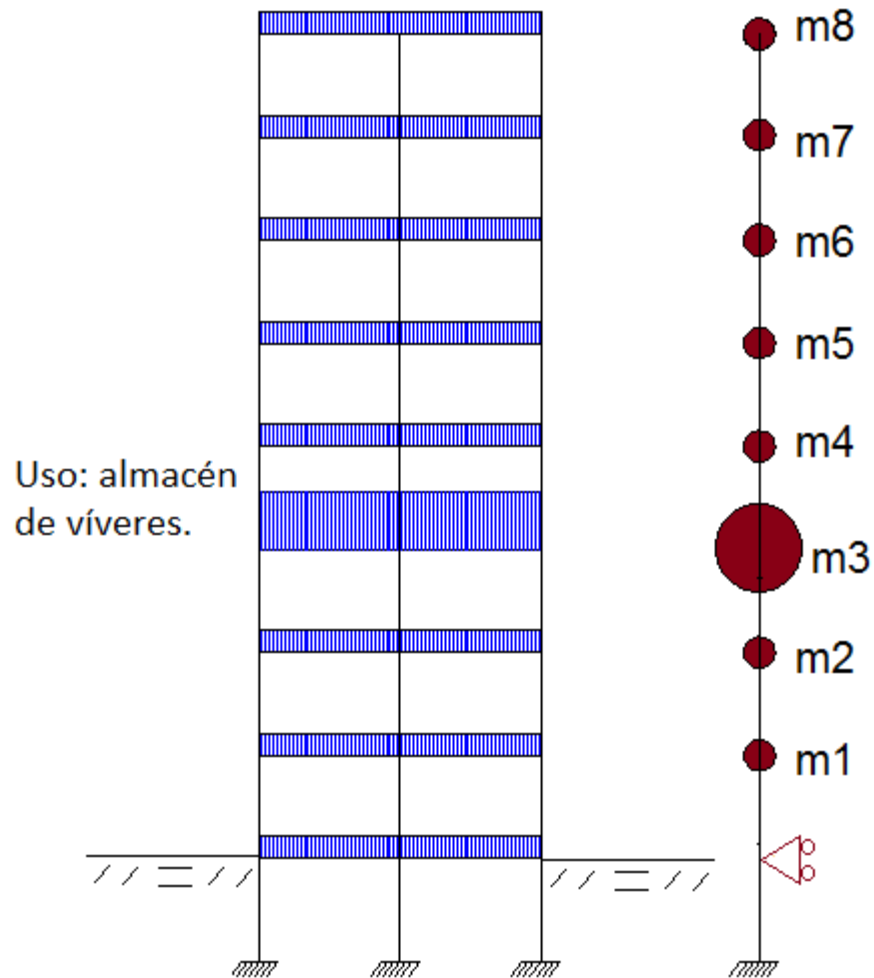
$$\frac{P(n)}{P(n+1)} > 1.5 \quad ; \quad \text{o} \quad \frac{P(n)}{P(n-1)} > 1.5$$

Donde:

$P(n)$ =Peso sísmico de un piso  $n$

En la figura 3.23 se observa un ejemplo de irregularidad por peso, donde la masa de piso 3 “m3” es mucho mayor que las correspondientes a los otros pisos.

Figura 49: Irregularidad de peso



a.4 Irregularidad geométrica vertical: Existe irregularidad cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es superior a 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este análisis se realiza para cada dirección.

Existirá irregularidad cuando:

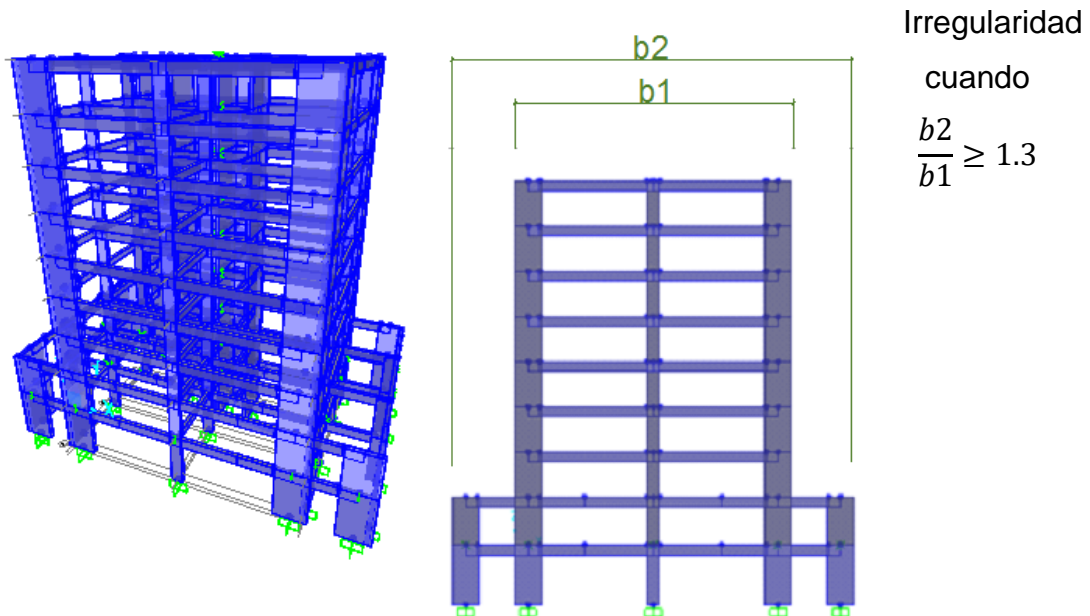
$$\frac{Lg(n)}{Lg(n+1)} > 1.3 \quad \text{o} \quad \frac{Lg(n)}{Lg(n-1)} > 1.3$$

Donde:

Lg(n)=longitud en planta de la estructura resistente en el piso n.

En la figura 47 se observa el cambio brusco de la dimensión de la estructura resistente del segundo al tercer piso.

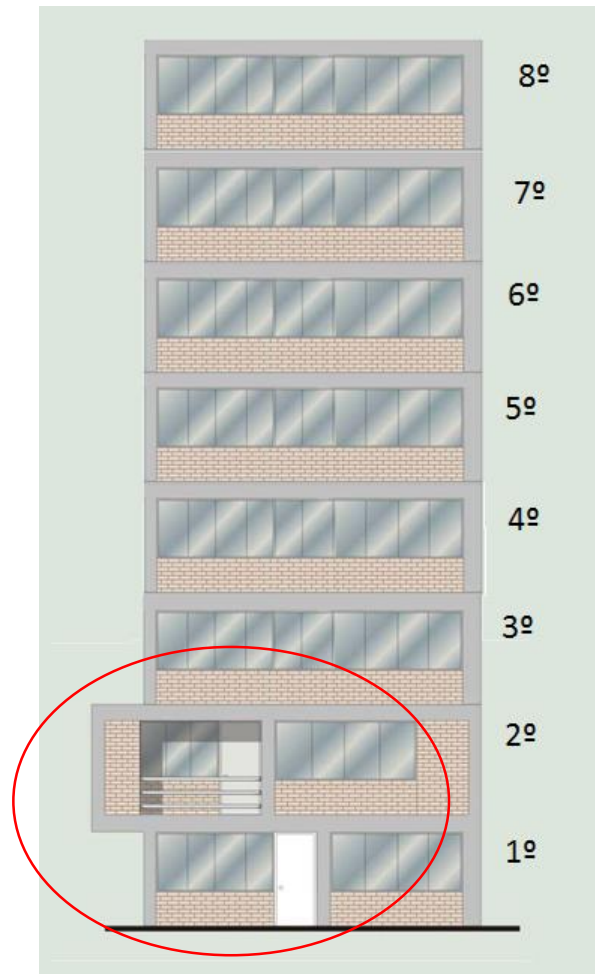
**Figura 50: Irregularidad de geometría vertical.**



- a.5 Discontinuidad en los sistemas resistentes: Existe irregularidad cuando cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante, tiene un desalineamiento vertical, tanto por cambio de orientación como por desplazamiento del eje de magnitud mayor a 25% de la dimensión del elemento.

Como ejemplo, en la figura 48 se observa una abrupta discontinuidad en los elementos verticales del 4 y 5 piso.

Figura 51: Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes



Fuente: adaptado de Muñoz Peláez, 2016

b. Irregularidad en planta

b.1 Irregularidad torsional: Existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (incluyendo excentricidad accidental) es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso. Se tiene irregularidad extrema cuando la relación antes mencionada es mayor que 1.5 veces. Por tanto:

$$\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{cm}}} \leq 1.2, \text{ no existe irregularidad}$$

$$1.2 < \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{cm}}} \leq 1.5, \text{ existe irregularidad moderada}$$



$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{cm}} > 1.5, \text{ existe irregularidad extrema}$$

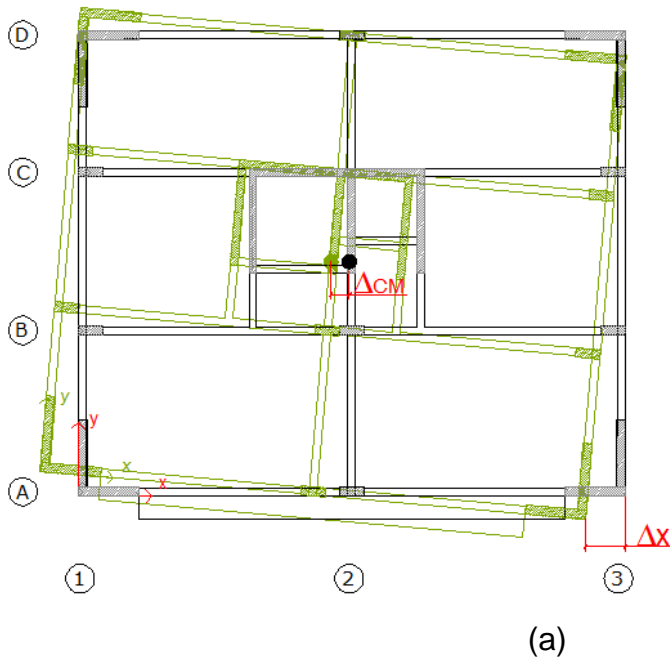
Dónde:

$\Delta_{max}$ = desplazamiento relativo máximo de un entrepiso en un extremo

$\Delta_{cm}$ =desplazamiento relativo de un entrepiso en el centro de masas.

En la figura 48 se observa que existe una fuerte torsión en planta, para que exista irregularidad el desplazamiento de la esquina más desfavorable entre el desplazamiento correspondiente al centro de masas debe ser mayor que 1.2.

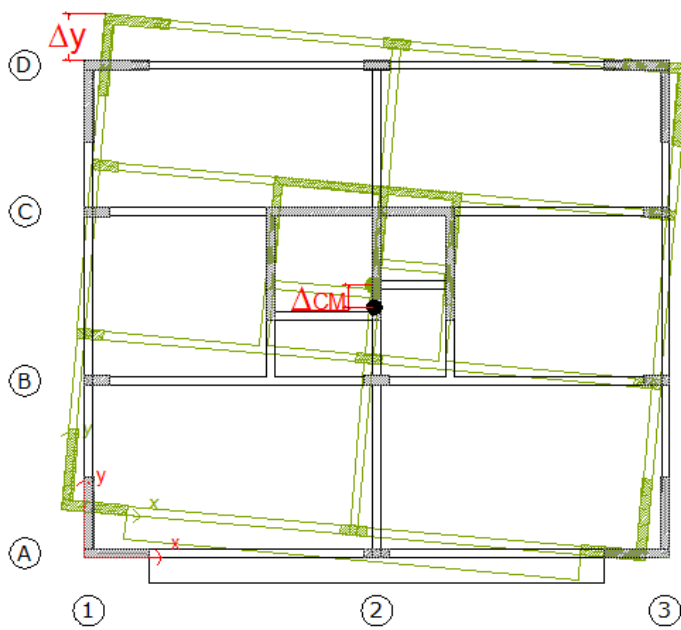
Figura 52: Irregularidad por torsión (a) En la dirección x. (b) En la dirección y



Existe irregularidad

cuando:

$$\frac{\Delta x}{\Delta_{cm}} > 1.2$$



Existe irregularidad cuando:

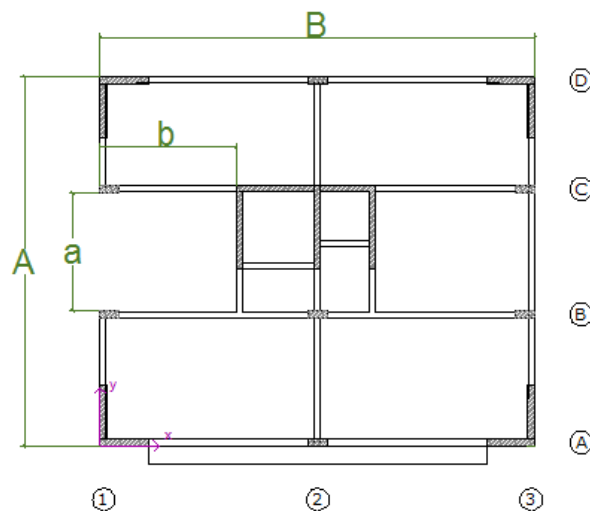
$$\frac{\Delta y}{\Delta cm} > 1.2$$

(b)

b.2 Esquinas entrantes: Existe irregularidad cuando la edificación tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión en planta.

Al observar la figura 51 se tiene que un paño entre los ejes C y B es vacío, existe irregularidad cuando  $a/A$  y  $b/B$  es mayor que 0.20.

Figura 53: Irregularidad de esquinas entrantes.



Fuente: propia

- b.3 Discontinuidad del diafragma: Existe irregularidad cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Existe irregularidad cuando:

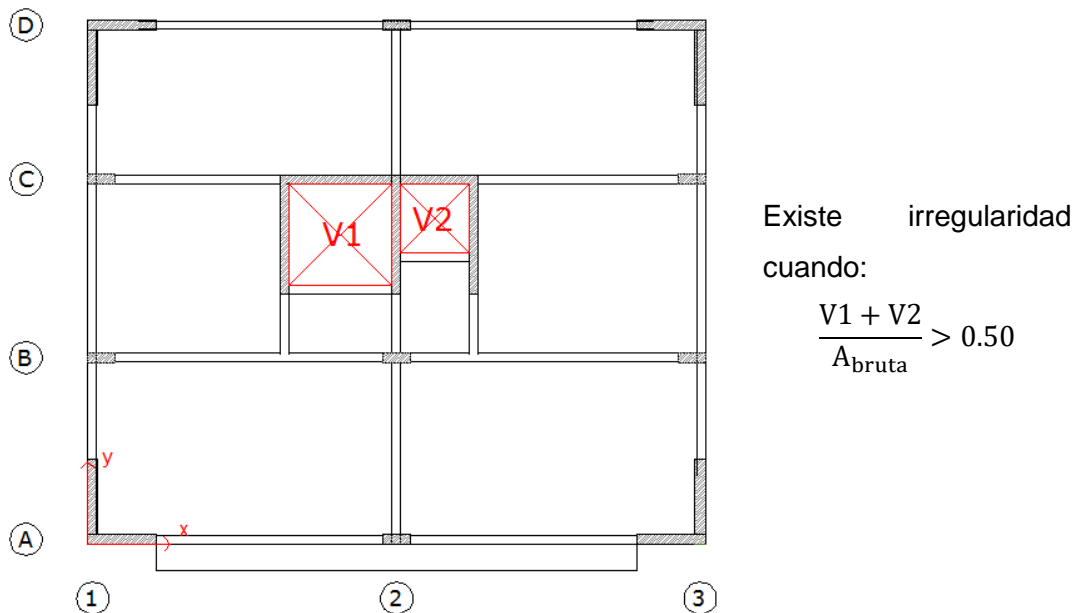
$$\frac{A_{abertura}}{A_{bruta}} > 0.50$$

Donde:

Aabertura=área de la abertura en el diafragma.

Abruta= área bruta del diafragma.

Figura 54: Irregularidad de discontinuidad del diafragma.



Fuente: propia

También existe irregularidad cuando el área de la abertura es menor que el 50 % del área bruta del diafragma, pero se tiene una sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que el 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección analizada.

En la siguiente figura 54.se observa un diafragma con abertura. El diafragma tiene dos secciones: A-A y B-B.

Existirá irregularidad cuando:

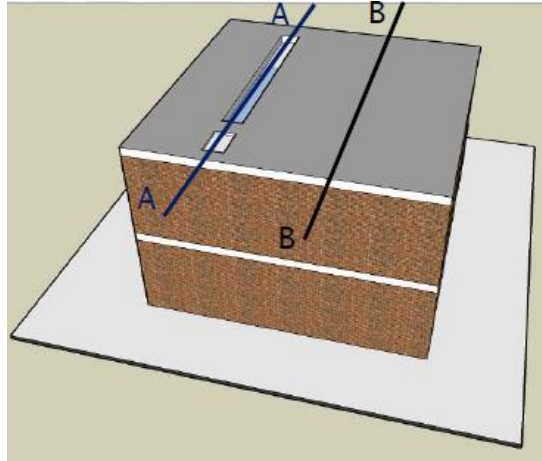
$$\frac{A_{A-A}}{A_{B-B}} < 0.25$$

Donde:

AA-A= área de la sección transversal A-A

AB-B=área de la sección transversal B-B

**Figura 55: Diafragma rígido con abertura.**



**Fuente: Muñoz Peláez, 2016**

b.4 Sistemas no paralelos: Existe irregularidad cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.

No se aplica cuando:

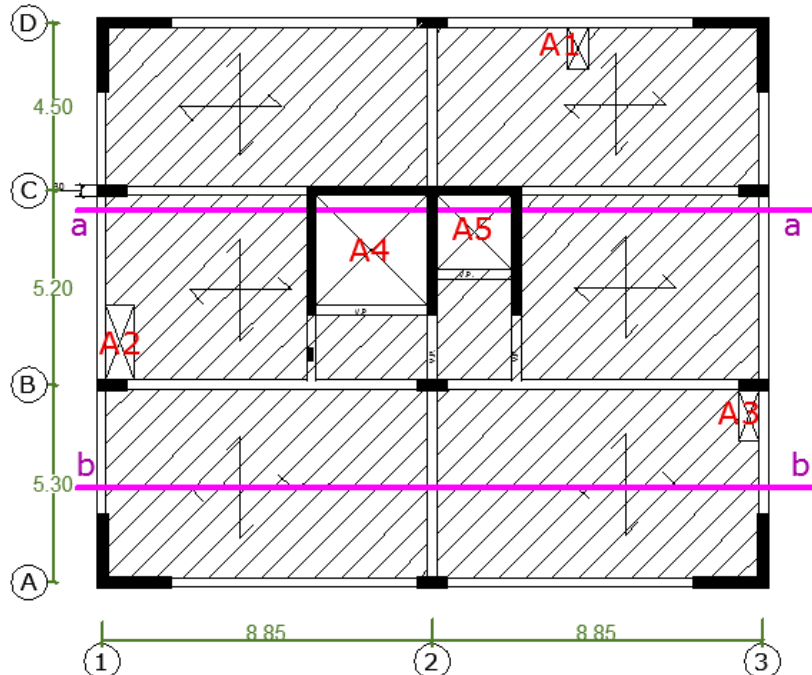
- Los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores de  $30^\circ$ .
- Los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza cortante del piso.

Al aplicar los criterios de irregularidad a la estructura analizada, se obtienen valores correspondientes a los factores  $I_a$  e  $I_p$ . Estos valores se resumen en las tablas que se presentan a continuación:

**Tabla 21: Irregularidades de la edificación analizada en altura.**

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad $I_a$	
	Dirección x	Dirección y
Irregularidad de rigidez- Piso blando	Ya que la configuración es constante, se toma como hipótesis que no existe irregularidad. Esta hipótesis será verificada en el ítem 3.5.6.1 luego de realizar el análisis. $I_a=1$	
Irregularidad de resistencia- Piso débil	Las áreas de corte son iguales en todos los entrepisos( $A(n)=A(n+1)$ ), pero existe diferencia de altura entre el primer (3.1m) y segundo entrepiso (2.9m). Existe irregularidad cuando: $\frac{2.90m}{3.10m} < 0.80$ $0.94 < 0.80$ Conclusión: Se comprueba que no existe irregularidad. $I_a=1$	
Irregularidad de masa o peso	En la edificación se tienen los siguientes pesos: 1º piso =290.84ton 2º piso-7ºpiso=262.73ton c/piso 8ºpiso =248.14ton Existe irregularidad cuando: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <math>290.84ton/262.73ton &gt; 1.50</math> <math>1.11 &gt; 1.50</math></li> <li>▪ <math>262.73ton/248.14ton &gt; 1.50</math> <math>1.06 &gt; 1.50</math></li> </ul> Conclusión: Se comprueba que no existe irregularidad. $I_a=1$	
Irregularidad geométrica vertical	La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es constante. Las longitudes en todos los pisos son: Lg en x= 18m Lg en y=15.30m Conclusión: No existe irregularidad $I_a=1$	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	Los elementos resistentes son continuos y están alineados en todos los pisos, por lo tanto no existe irregularidad. $I_a=1$	

**Tabla 22: Irregularidades de la edificación analizada en altura**

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad $I_p$	
	Dirección x	Dirección y
Irregularidad torsional	<p>Se considera como hipótesis que la estructura tiene irregularidad torsional ya que la placa de ascensor tiene gran peralte y no está situada en el centro</p> <p>Esta hipótesis deberá ser verificada en el ítem 3.5.6.2 después de realizar el análisis sísmico.</p> <p style="text-align: center;"><math>I_p=0.75</math></p>	
Esquinas entrantes	<p>No existen esquinas entrantes en la estructura.</p> <p style="text-align: center;"><math>I_p=1</math></p>	
Discontinuidad del diafragma	<p>Las aberturas que existe en el diafragma son las que se observan en la siguiente figura: (A1, A2, A3, A4 y A5)</p>  <p>Los valores de las áreas son:</p> <p> <math>A1=0.55 \times 1.13=0.62\text{m}^2</math>  <math>A2=0.75 \times 2.03=1.52\text{m}^2</math>  <math>A3=0.55 \times 1.35=0.74\text{m}^2</math>  <math>A4=3 \times 2.96=8.88\text{m}^2</math>  <math>A5=2 \times 2=4\text{m}^2</math> </p> <p style="text-align: right;">} 15.76m<sup>2</sup></p> <p>Atotal del diafragma=18x15.3=275.4m<sup>2</sup></p> <p>Existirá irregularidad cuando:</p>	

	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <math>15.76/275.4 &gt; 0.50</math> <math>0.06 &gt; 0.50</math></li> <li>▪ Sección a-a/sección b-b <math>&lt; 0.25</math> <math>12.99\text{m}/18\text{m} &lt; 0.25</math> <math>0.72 &lt; 0.25</math></li> </ul> <p>Conclusión: Se deduce que no existe irregularidad.</p> <p style="text-align: center;"><math>I_p = 1</math></p>
Sistemas no paralelos	<p>Los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos (ejes "x" e "y"). No existe irregularidad.</p> <p style="text-align: center;"><math>I_p = 1</math></p>

Conclusión: Se puede decir que la estructura es regular en altura e irregular en planta, por lo tanto los factores de irregularidad son  $I_a = 1$ ;  $I_p = 0.75$

### 3.5.3.3. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) (E.030 ítem 3.8)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Donde:

$R_0$  = coeficiente básico de reducción = 6

$R_0 = 6$  para muros estructurales de concreto armado (E.030 ítem 3.4)

$I_a$  = factor de irregularidad en altura = 1 (ver ítem 3.5.3.2)

$I_p$  = factor de irregularidad en planta = 0.75 (ver ítem 3.5.3.2)

Se considera que el sistema estructural corresponde a Muros Estructurales de Concreto Armado, según la Norma E 0.30 (en su art. 3.2.1), cuando por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base está resistida por muros estructurales.

Para la estructura analizada, tanto en la dirección “x” como en la dirección “y”, las placas absorben el 95% y 99% de la cortante basal, respectivamente.

**Tabla 23: Distribución de la cortante basal en las placas y columnas en porcentajes**

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	% de cortante basal en la dirección x	% de cortante basal en la dirección y
Columnas	5 %	1 %
Placas	95 %	99 %
TOTAL	100 %	100 %

Al ser considerado un sistema de Muros Estructurales de Concreto Armado, el Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R0) es 6.

Reemplazando los valores, el Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas es:

$$R_{x-x} = 6 \times 1 \times 0.75 = 4.5$$

$$R_{y-y} = 6 \times 1 \times 0.75 = 4.5$$

### 3.5.4. ANÁLISIS ESTÁTICO

#### 3.5.4.1. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante basal se halla en el primer piso, los elementos estructurales del sótano no se verán afectados por las cargas de sismo debido a que todo este nivel se encuentra confinado por sus cuatro lados.

La fuerza cortante basal para ambas direcciones (“x” e “y”) es:

$$V_x \text{ estático} = \frac{ZUCSP}{R} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.50 \times 1.15 \times 2160.72}{4.5} = 483.16 \text{ ton}$$

$$V_y \text{ estático} = \frac{ZUCSP}{R} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.50 \times 1.15 \times 2160.72}{4.5} = 483.16 \text{ ton}$$



### 3.5.4.2. Distribución de fuerzas cortantes en altura (E.030 ítem 4.5.3)

La distribución de fuerza sísmica en cada nivel  $i$ , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$
$$\alpha_1 = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

$n$ = número de pisos del edificio

$P$ = peso de nivel

$h$ = altura del nivel

$k$ = exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ). Para  $T$  mayor que 0.5s:  $k=0.75+0.5T$

- Dirección "x":  $T=0.58s$  (ver ítem 3.5.2.3), entonces  $k=1.04$
- Dirección "y":  $T=0.58s$  (ver ítem 3.5.2.3), entonces  $k=1.04$

La distribución de fuerza sísmica en cada nivel se realiza para cada dirección ya que el período fundamental de vibración  $T$  es distinto en cada dirección analizada.

Dirección "x" e "y":

**Tabla 24: Distribución de la fuerza actuante por piso  $F_i$ .**

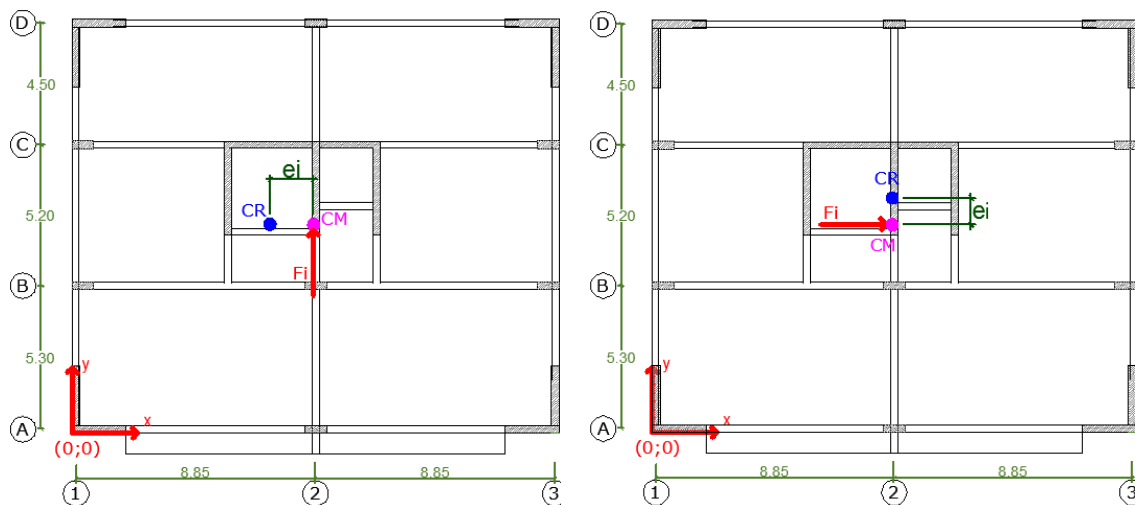
Piso	Peso(ton)	h(m)	Peso* $h^k$	%	$F_i$ piso(ton)
8	248.14	23.4	6586.93	21%	103.46
7	262.73	20.5	6077.70	20%	95.46
6	262.73	17.6	5186.19	17%	81.46
5	262.73	14.7	4300.56	14%	67.55
4	262.73	11.8	3421.94	11%	53.75
3	262.73	8.9	2552.00	8%	40.08
2	262.73	6	1693.53	6%	26.60
1	290.84	3.1	943.34	3%	14.82
TOTAL			30762.20	1.00	483.16

### 3.5.4.3. Momento torsor accidental

En el art 4.5.5 de la E.030 se menciona que para estructuras con diafragma rígido se debe considerar una excentricidad accidental, a parte de la excentricidad propia de la estructura.

Las fuerzas cortantes de cada nivel actúan en el centro de masas, y giran en torno al centro de rigidez, tal como se muestran en la siguiente figura, es por eso que en el centro de masas además de actuar la fuerza lateral estática, se aplica un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ).

**Figura 56: Excentricidad accidental de la edificación en cada dirección**



Excentricidad en x

Excentricidad en y

La excentricidad accidental se considera el 5% la dimensión del edificio en la dirección perpendicular.

**Tabla 25: Excentricidad accidental en cada dirección de análisis**

	X(m)	Y(m)
Distancia	18.00	15.30
Exc. accidental	0.77	0.90

El momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se aplica en cada piso se calcula como:

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

Dónde:

$F_i$  = fuerza sísmica horizontal en el nivel  $i$ .

$e_i$  = excentricidad accidental en cada nivel  $i$ .

**Tabla 26: Momento torsor por excentricidad en la dirección y.**

Piso	$F_i$ piso(ton)	Exc. Accidental(m)	$M_{ti}$ (ton-m)
8	103.46	0.90	93.11
7	95.46	0.90	85.91
6	81.46	0.90	73.31
5	67.55	0.90	60.79
4	53.75	0.90	48.37
3	40.08	0.90	36.07
2	26.60	0.90	23.94
1	14.82	0.90	13.33

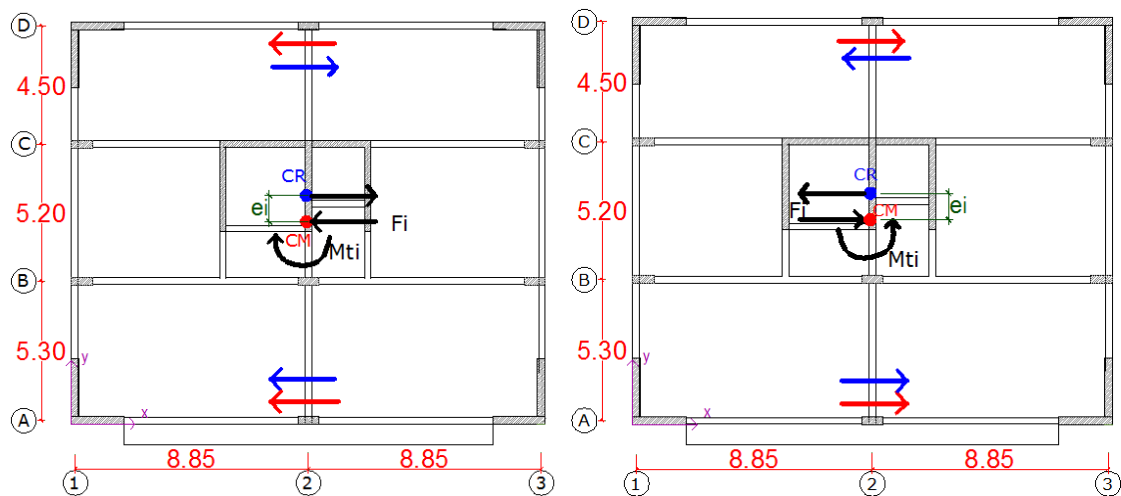
**Tabla 27: Momento torsor por excentricidad en la dirección x.**

Piso	Fi piso(ton)	Exc. Accidental(m)	Mti(ton-m)
8	103.46	0.77	79.14
7	95.46	0.77	73.03
6	81.46	0.77	62.31
5	67.55	0.77	51.67
4	53.75	0.77	41.12
3	40.08	0.77	30.66
2	26.60	0.77	20.35
1	14.82	0.77	11.33

Para obtener las máximas fuerzas resultantes se considera únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales mas no las disminuciones. Esto se puede observar en las figuras siguientes, donde se distingue las fuerzas generadas por traslación (flechas de color rojo) y las fuerzas generadas por rotación (flechas de color azul).

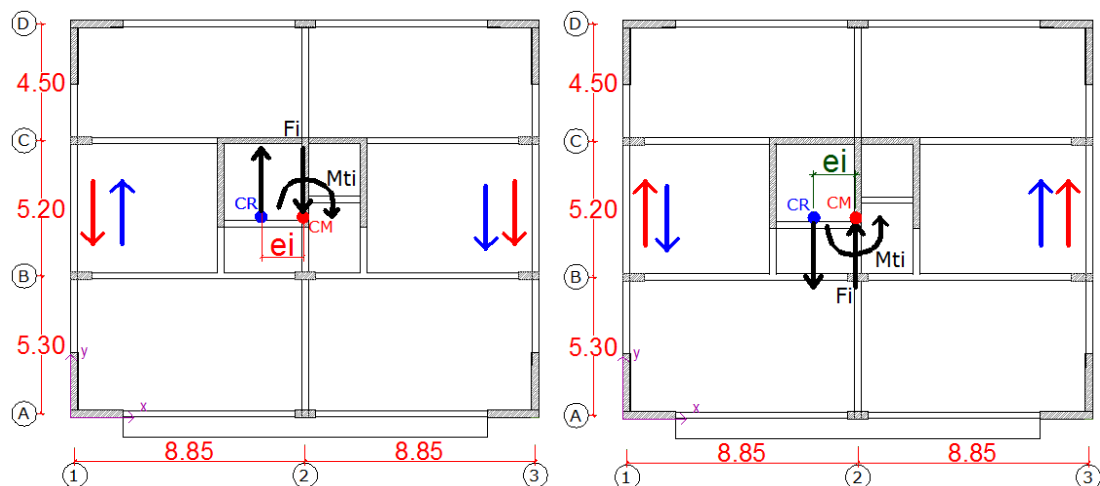
Al analizar la excentricidad en “y”, se obtienen momentos torsionales en sentidos contrarios, los cuales generan incremento y disminución de fuerzas horizontales. En el primer caso donde el momento torsor tiene sentido horario, las fuerzas traslacionales en los ejes C y D se ven incrementadas por las fuerzas rotacionales. En el segundo caso donde el momento torsor tiene sentido anti horario, las fuerzas traslacionales de los eje A y B son los que se incrementan con las fuerzas rotacionales.

**Figura 57: Análisis del momento torsor en ambos sentidos para la excentricidad en y**



Al analizar la excentricidad en “x”, también se tienen dos casos. En el primer caso se tiene el momento torsor con sentido horario, en este caso las fuerzas traslacionales se incrementan por las fuerzas rotacionales en los ejes 1 y 1’. Mientras que en segundo caso donde el momento torsor tiene sentido anti horario, las mayores fuerzas se dan en los eje 2’ y 3, donde las fuerzas traslacionales son incrementadas por las fuerzas rotacionales.

**Figura 58: Análisis del momento torsor en ambos sentidos para la excentricidad en x**



#### 3.5.4.4. Desplazamientos laterales relativos

Según la E.030, en su art. 5.1; para estructuras irregulares, los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis lineal y elástico por R. Por lo tanto, los desplazamientos obtenidos se deben multiplicar por 4.5 (obtenido en 3.5.3.3).

Los desplazamientos laterales relativos de entrepiso obtenidos deben ser menores que los admisibles según la Norma E.030 (en su ítem 5.2), donde lo toma como una fracción de la altura (deriva). Para estructuras de concreto armado la deriva máxima debe ser 0.007, tal como se observa en la tabla siguiente:

Tabla 28: Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$(\Delta_i / h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: E030

Por lo tanto, para el edificio en análisis se tienen los siguientes desplazamientos laterales relativos admisibles:

**Tabla 29: Desplazamientos relativos máximos permisibles**

Nivel	Deriva ( $\Delta_i/h_{ei}$ )	Altura del piso(cm)	Máx. desplaz. Norma(cm)
8	0.007	290	2.03
7	0.007	290	2.03
6	0.007	290	2.03
5	0.007	290	2.03
4	0.007	290	2.03
3	0.007	290	2.03
2	0.007	290	2.03
1	0.007	310	2.17

Fuente: E.030

a) Desplazamientos relativos obtenidos para sismo en X

**Tabla 30: Desplazamientos obtenidos en la dirección x para el análisis estático**

Piso	Desplaz. SAP (m)	R	Desplaz. Absolutos (cm)	Desplaz. relativos (cm)	Máx. desplaz. Norma(cm)	Observ.
8	0.04147	4.5	18.66	2.36	2.03	NO CUMPLE
7	0.03623	4.5	16.30	2.52	2.03	NO CUMPLE
6	0.03063	4.5	13.78	2.64	2.03	NO CUMPLE
5	0.02476	4.5	11.14	2.70	2.03	NO CUMPLE
4	0.01876	4.5	8.44	2.64	2.03	NO CUMPLE
3	0.01290	4.5	5.80	2.42	2.03	NO CUMPLE
2	0.00751	4.5	3.38	2.00	2.03	CUMPLE
1	0.00306	4.5	1.38	1.38	2.17	CUMPLE

b) Desplazamientos obtenidos para sismo en Y

**Tabla 31: Desplazamientos obtenidos en la dirección x para el análisis estático**

Piso	Desplaz. SAP (m)	R	Desplaz. Absolutos (cm)	Desplaz. relativos (cm)	Máx. desplaz. Norma(cm)	Observ.
8	0.03787	4.5	17.04	2.40	2.03	NO CUMPLE
7	0.03253	4.5	14.64	2.47	2.03	NO CUMPLE
6	0.02704	4.5	12.17	2.50	2.03	NO CUMPLE
5	0.02147	4.5	9.66	2.47	2.03	NO CUMPLE
4	0.01598	4.5	7.19	2.34	2.03	NO CUMPLE
3	0.01077	4.5	4.85	2.08	2.03	NO CUMPLE
2	0.00615	4.5	2.77	1.66	2.03	CUMPLE
1	0.00247	4.5	1.11	1.11	2.17	CUMPLE

Comentario: En las tablas 3.13 y 3.14 se puede observar que los desplazamientos relativos no cumplen con el límite indicado en la norma, sin embargo se considera que estos resultados son los obtenidos con el análisis estático, el cual en una estructura de varios pisos muestra resultados muy conservadores, y además se trata de una estructura irregular, por lo tanto se decide realizar el análisis dinámico para poder tener resultados más exactos.

### 3.5.5. ANÁLISIS DINÁMICO

#### 3.5.5.1. Aceleración espectral (E.030 ítem 4.6.2)

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

Dónde

Z=factor de zona sísmica=0.35

U= factor de uso =1

S= factor de suelo =1.15 (ver ítem 3.5.2.2)

R=coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas



R=4.5 (ver ítem 3.5.3.3)

g=gravedad=9.81m/s<sup>2</sup>

C=factor de amplificación sísmica = 2.5(Tp/T)

Tp=0.6 (ver tabla 3.3)

Dejando la aceleración espectral en función de T, se tiene:

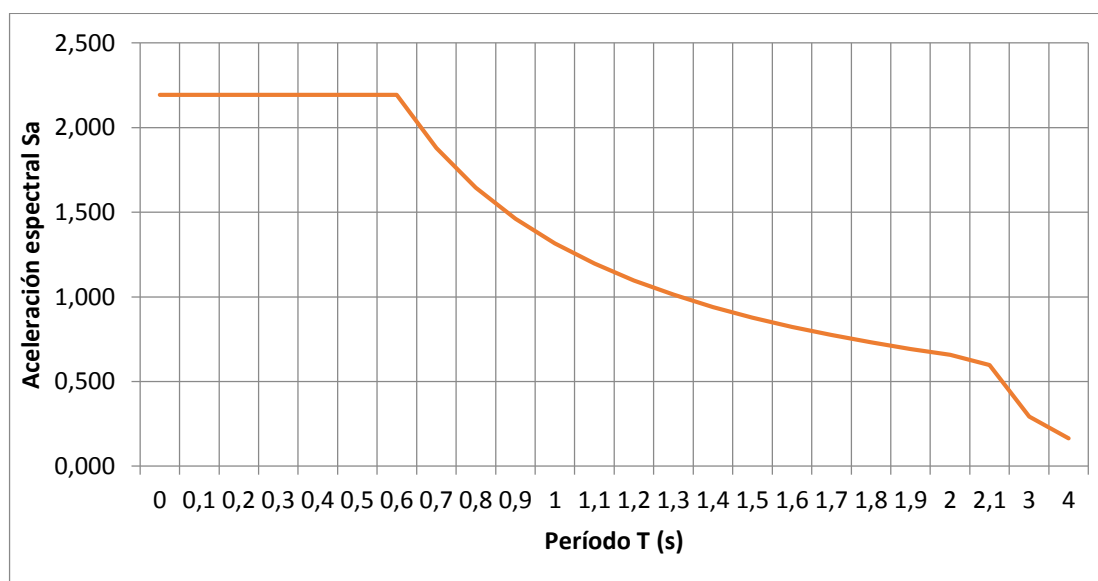
$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 0.6 \times 1.15}{4.5 \times T} \times 9.81 = \frac{1.32}{T}$$

Reemplazando los valores del período fundamental de vibración T, se obtienen los siguientes resultados, que dan el espectro de aceleración:

**Tabla 32: Periodos fundamentales de vibración**

T(s)	Sa	T(s)	Sa
0	2.194	1.5	0.877
0.1	2.194	1.6	0.823
0.2	2.194	1.7	0.774
0.3	2.194	1.8	0.731
0.4	2.194	1.9	0.693
0.5	2.194	2	0.658
0.6	2.194	2.1	0.597
0.7	1.880	3	0.292
0.8	1.645	4	0.165
0.9	1.462	5	0.105
1	1.316	6	0.073
1.1	1.197	7	0.054
1.2	1.097	8	0.041
1.3	1.012	9	0.032
1.4	0.940	10	0.026

Figura 59: Espectro de la estructura analizada



### 3.5.5.2. Desplazamientos laterales relativos

De igual forma que en análisis estático, los límites de desplazamientos relativos son los indicados en la Norma E.030 (en su ítem 5.2), donde lo toma como una fracción de la altura (deriva). Para estructuras de concreto armado la deriva es de 0.007, y su correspondiente desplazamiento relativo máximo está indicado en la tabla 3.12.

a) Desplazamientos obtenidos para sismo en x

Tabla 33: Desplazamientos obtenidos en la dirección x para el análisis dinámico

Piso	Desplaz. SAP (m)	R	Desplaz. Absolutos (cm)	Desplaz. relativos (cm)	Máx. desplaz. Norma(cm)	Observ.
8	0.03064	4.5	13.79	1.77	2.03	CUMPLE
7	0.02671	4.5	12.02	1.88	2.03	CUMPLE
6	0.02254	4.5	10.14	1.97	2.03	CUMPLE
5	0.01817	4.5	8.18	2.00	2.03	CUMPLE
4	0.01373	4.5	6.18	1.95	2.03	CUMPLE
3	0.00940	4.5	4.23	1.78	2.03	CUMPLE
2	0.00545	4.5	2.45	1.46	2.03	CUMPLE
1	0.00221	4.5	0.99	0.99	2.17	CUMPLE

b) Desplazamientos obtenidos para sismo en y

**Tabla 34: Desplazamientos obtenidos en la dirección y para el análisis dinámico.**

Piso	Desplaz. SAP (m)	R	Desplaz. Absolutos (cm)	Desplaz. relativos (cm)	Máx. desplaz. Norma(cm)	Observ.
8	0.03080	4.5	13.86	1.96	2.03	CUMPLE
7	0.02644	4.5	11.90	2.01	2.03	CUMPLE
6	0.02197	4.5	9.89	2.04	2.03	CUMPLE
5	0.01743	4.5	7.84	2.02	2.03	CUMPLE
4	0.01295	4.5	5.83	1.91	2.03	CUMPLE
3	0.00871	4.5	3.92	1.69	2.03	CUMPLE
2	0.00496	4.5	2.23	1.34	2.03	CUMPLE
1	0.00198	4.5	0.89	0.89	2.17	CUMPLE

COMENTARIO: En las tablas 3.16 y 3.17 se observa que los desplazamientos relativos están dentro del límite indicado en la norma, lo que indica que la configuración estructural es adecuada para este tipo de edificación.

### 3.5.5.3. Análisis modal

Para el análisis sísmico dinámico se considera 3 grados de libertad por piso, por lo tanto, ya que la edificación tiene 8 pisos se usará 24 modos de vibración.

La tabla siguiente muestra los porcentajes de masa participante para cada modo de vibración y su correspondiente periodo.

MODO	PERIODO T (s)	FRECUENCIA f (ciclo/s)	MASA PARTICIPATIVA DIRECCIÓN X (%)	MASA PARTICIPATIVA DIRECCIÓN Y (%)
1	0.58	1.73	52.30 %	14.50 %
2	0.55	1.80	11.80 %	56.70 %
3	0.48	2.08	9.20 %	0.32 %
4	0.14	7.39	14.60 %	0.20 %
5	0.12	8.48	0.11 %	18.40 %
6	0.11	9.46	2.70 %	0.03 %
7	0.06	16.75	4.90 %	0.02 %
8	0.05	20.07	0.01 %	5.70 %
9	0.04	22.32	0.47 %	0.001 %
10	0.04	27.36	2.20 %	0.002 %
11	0.03	33.79	0.002 %	2.50 %
12	0.03	37.84	0.97 %	0.002 %
13	0.03	38.32	0.11 %	0.001 %
14	0.02	47.78	0.38 %	0.16 %
15	0.02	47.82	0.06 %	0.91 %
16	0.02	55.15	0.01 %	0.001 %
17	0.02	55.88	0.16 %	0.000001 %
18	0.02	60.49	0.00001 %	0.44 %
19	0.02	61.29	0.03 %	0.000001 %
20	0.01	70.56	0.0000004 %	0.15 %
21	0.01	71.09	0.002 %	0.0002 %
22	0.01	77.02	0.0000002 %	0.03 %
23	0.01	84.13	0.0005 %	0.0001 %
24	0.01	92.69	0.0001 %	0.00002 %

La Norma E 0.30, en su artículo 4.6.1, indica que en cada dirección de análisis se deben considerar los modos de vibración cuya suma de masas participativas sea por lo menos el 90 % de la masa total, sin

embargo se deben considerar por lo menos los tres modos de vibración más predominantes. En base a lo mencionado, en las siguientes tablas se presentan los modos de vibración considerados en cada dirección de análisis:

**Tabla 35: Masa participativa considerada en cada dirección de análisis.**

MODO	PERIODO T (s)	MASA PARTICIPATIVA DIRECCIÓN X (%)	MASA PARTICIPATIVA DIRECCIÓN Y (%)
1	0.58	52.30%	14.50%
2	0.55	11.80%	56.70%
3	0.48	9.20%	
4	0.14	14.60%	
5	0.12		18.40%
6	0.11		
7	0.06	4.90%	
8	0.05		5.70%
<b>SUMA</b>		92.80%	95.30%

Para elegir el periodo de vibración fundamental en cada dirección se toma en cuenta los modos de vibración más predominantes, de los cuales se toma el periodo más desfavorable, por lo tanto:

$$T_{x-x}=0.58 \text{ s}$$

$$T_{y-y}=0.58 \text{ s}$$

### 3.5.6. VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

#### 3.5.6.1. Irregularidad de rigidez-piso blando

Dirección x:

Piso	Desplaz. (cm)	Desplaz. piso superior (cm)	Relación
8	1.77		
7	1.88	1.77	1.06
6	1.97	1.88	1.05
5	2.00	1.97	1.02
4	1.95	2.00	0.97
3	1.78	1.95	0.91
2	1.46	1.78	0.82
1	0.99	1.46	0.68

Dirección y:

Piso	Desplaz. (cm)	Desplaz. piso superior (cm)	Relación
8	1.96		
7	2.01	1.96	1.03
6	2.04	2.01	1.01
5	2.02	2.04	0.99
4	1.91	2.02	0.95
3	1.69	1.91	0.89
2	1.34	1.69	0.79
1	0.89	1.34	0.66

En todos los casos la relación del desplazamiento de entrepiso entre el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior es menor a 1.4, valor limitado por la Norma E 0.30 (art. 3.6)

Por lo tanto, se comprueba que no existe irregularidad en altura, tal y como se asumió en el ítem 3.5.3.2.

#### 3.5.6.2. Irregularidad torsional

Dirección x:

Piso	Desplaz. Eje A (cm)	Desplaz. CG (cm)	EjeA/CG
8	1.77	1.33	1.33
7	1.88	1.41	1.33
6	1.97	1.47	1.34
5	2.00	1.49	1.34
4	1.95	1.44	1.35
3	1.78	1.32	1.35
2	1.46	1.09	1.33
1	0.99	0.76	1.31

Dirección y:

Piso	Desplaz. Eje 1 (cm)	Desplaz. CG (cm)	Eje1/CG
8	1.96	1.56	1.26
7	2.01	1.60	1.26
6	2.04	1.62	1.27
5	2.02	1.59	1.27
4	1.91	1.49	1.27
3	1.69	1.32	1.28
2	1.34	1.05	1.28
1	0.89	0.70	1.27

En todos los niveles la relación de desplazamientos es mayor que 1.2 pero menor de 1.5, por lo tanto se comprueba que existe irregularidad moderada en planta, tal y como se consideró al momento de caracterizar el edificio, en el ítem 3.5.3.2.

### 3.5.6.3. Restricciones de irregularidad

De acuerdo a la Norma E 0.30, según la categoría y la zona sísmica donde se ubique la edificación, existen restricciones de irregularidad, las cuales se observan en la siguiente tabla:

**Tabla 36: Categoría y regularidad de las edificaciones**

CATEGORÍA 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
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

Fuente: E030- Tabla 10

La edificación en análisis está incluida en la categoría C y se encuentra en la zona sísmica 3, por lo tanto no se permiten irregularidades extremas.

En el caso de la edificación analizada no existe irregularidad en altura pero si existe irregularidad moderada en planta, lo cual es permisible según tabla 3.19

#### **3.5.6.4. Separación entre edificios**

De acuerdo a la Norma E 0.30 (art.5.3), toda estructura debe estar separada de estructuras vecinas para evitar el contacto frente a movimientos sísmicos.

La distancia mínima de separación sísmica entre edificios adyacentes debe ser el mayor de los siguientes valores:

- $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $s=0.006h$ , dónde  $h$  es la altura total del edificio medida desde el terreno natural
- 3cm

Por lo tanto, el edificio debe retirarse de los límites de propiedades adyacentes, el mayor valor de las siguientes distancias:

- $2/3$  del desplazamiento máximo absoluto

$$2/3 \times 13.78\text{cm} = 9.19\text{cm}$$

- $s/2$ , este valor se utiliza siempre y cuando la edificación vecina cuenta con una junta sísmica adecuada, en caso no exista esta junta se considera el valor de "s" ( $s/2$  correspondiente al edificio en análisis más  $s/2$  del edificio vecino)

Como en este caso se desconoce de la existencia de una junta sísmica de la edificación vecina, se considera una separación de "s"

$$s = 0.006 \times 2340\text{cm} = 14.04\text{ cm}$$

- 3 cm



En conclusión, la junta sísmica que el edificio debe dejar es una distancia de 14.50 cm con respecto a la propiedad vecina.

### 3.5.6.5. Estabilidad del edificio

Según la Norma E 0.30, toda estructura debe ser diseñada para resistir el momento de volteo producido por las cargas de sismo. El factor de seguridad (F.S) debe ser mayor o igual que 1.2

$$\frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento de volteo}} \geq 1.2$$

El Momento estabilizante (Me) es el momento originado por el peso de la edificación y el Momento de volteo (Mv) es el originado por las fuerzas sísmicas en cada piso de la edificación.

$$Mv = \sum (F_i x h_i)$$

**Tabla 37: Momento de volteo de la edificación**

Piso	Fi piso(ton)	h(m)	Mv(ton-m)
8	103.46	23.4	2420.88
7	95.46	20.5	1956.90
6	81.46	17.6	1433.63
5	67.55	14.7	992.93
4	53.75	11.8	634.21
3	40.08	8.9	356.74
2	26.60	6	159.59
1	14.82	3.1	45.93
TOTAL			8000.80

$$Me = \text{Peso} \cdot d$$

Dónde:

d= es la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de análisis

$$Me_x = 2160.72 \times 18/2 = 19446.48\text{ton}$$

$$Me_y = 2160.72 \times 15.3/2 = 16529.51\text{ton}$$

Por lo tanto el factor de seguridad para cada dirección es:

Me	Mv	F.S
19446.48	8000.08	2.43
16529.51	8000.08	2.07

En ambas direcciones el factor de seguridad es mayor que 1.2, por lo tanto el edificio se considera estable.

### 3.5.7. FUERZAS CORTANTES EN LA BASE

Al realizar el análisis estático y dinámico, se puede calcular el cortante basal para cada dirección.

De acuerdo a la Norma E 0.30 (art. 4.6.4), la fuerza cortante basal mínima, calculada por el método dinámico debe ser el 90 % del valor de la fuerza cortante basal estática para estructuras irregulares.

**Tabla 38: Fuerza cortante basal estática y dinámica.**

Dirección	V estático	90 % V estático	V dinámico	Factor amplificación
X-X	483ton	435ton	320ton	1.36
Y-Y	483ton	435ton	342ton	1.27

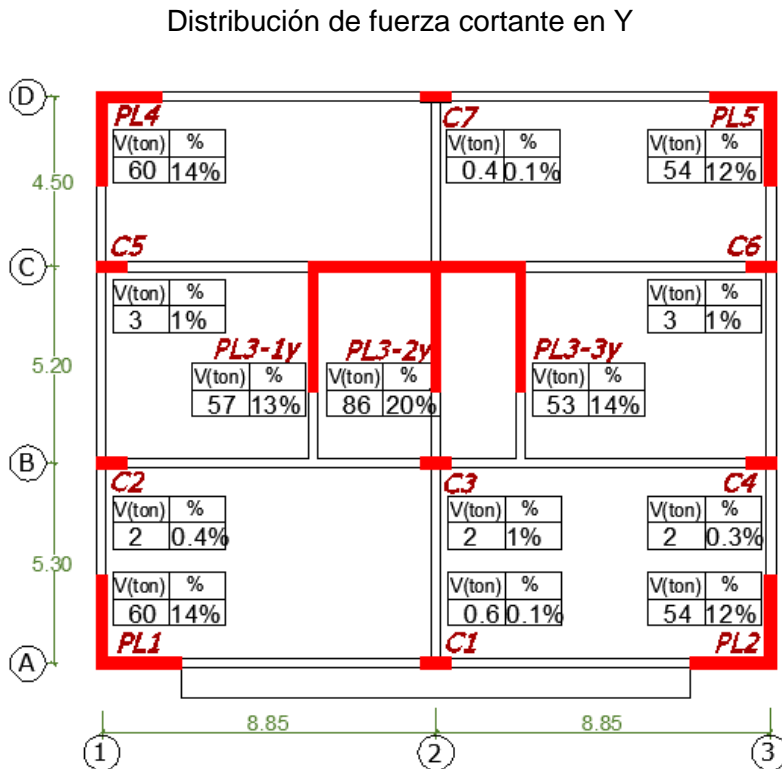
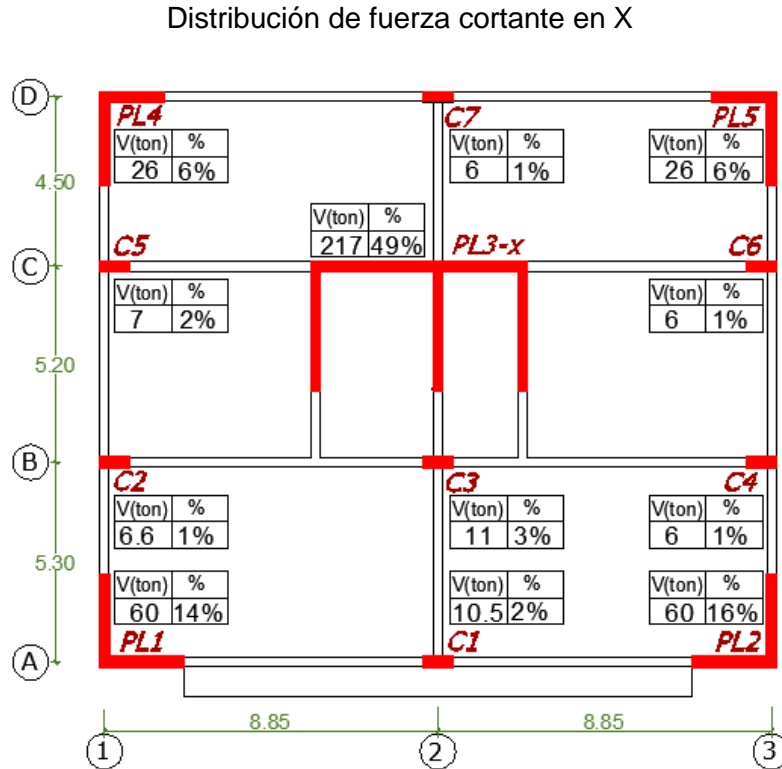
Al observar los resultados en la tabla anterior, se tiene que el cortante basal dinámico es menor que el 90 % del cortante estático, por lo tanto hay necesidad de escalar los resultados obtenidos del análisis dinámico por un factor de amplificación correspondiente a la dirección analizada, el cual se muestra en la tabla anterior.

### 3.5.8. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES

Las fuerzas cortantes se distribuyen en los elementos verticales (columnas y placas) dependiendo a la dirección de análisis. Esta distribución se ilustra en las

siguientes figuras, donde se muestra el cortante absorbido por el elemento estructural y su respectivo porcentaje con respecto al total de fuerza cortante.

**Figura 60: Distribución de fuerza cortante en el primer nivel en cada dirección**



**Nota: Estas fuerzas cortantes son los resultados obtenidos en las columnas y placas del primer piso.**

Según lo indicado en la E 0.30 (art. 5.4), si en un muro o columna actúa una fuerza cortante horizontal mayor o igual al 30 % de la cortante total en dicho piso, ese elemento debe diseñarse para el 125 % de la fuerza actuante.

En este caso, el elemento que debe diseñarse para el 125 % de la fuerza cortante que absorbe es la placa del ascensor que aporta rigidez en la dirección x (PL3-x)

## **CAPITULO IV**

### **DISEÑO ESTRUCTURAL**

En este capítulo se va a tratar: 1) Método de diseño; 2) Diseño de losa aligerada; 3) Diseño de losa maciza; 4) Diseño de vigas.; 5) Diseño de columnas; 6) Diseño de placas; 7) Diseño de muros de sótano; 8) Diseño de cimentación; 9) Diseño de escalera y 10) Diseño de cisterna.

#### **4.1. MÉTODO DE DISEÑO**

##### **4.1.1. MÉTODO POR RESISTENCIA**

El método de diseño que indica la Norma E060 es el Método por Resistencia, donde en su artículo 9.1.1 refiere que “las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para fuerzas amplificadas”.

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$R_r \geq R_u$$

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Dónde:

$\Phi R_n$ =Resistencia de diseño

$\Phi$ =factor de reducción de resistencia

$R_n$ =Resistencia nominal, es la resistencia que aporta en concreto y el acero en condiciones ideales.

➤ Factor de amplificación de cargas:

Tal y como se indica en la Norma E060, en el artículo 9.2:

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) debe ser como mínimo:

$$U=1.4CM+1.7CV$$

Al considerarse cargas de sismo (CS), adicionalmente la resistencia requerida será como mínimo:

$$U=1.25 (CM+CV)+CS$$

$$U=1.25 (CM+CV)-CS$$

$$U=0.9CM+CS$$

$$U=0.9CM-CS$$

Cuando sea necesario incluir cargas de impacto, estas deberán incluirse a la carga viva CV, por lo tanto su factor de amplificación también es 1.7.

➤ Factores de reducción de resistencia  $\Phi$

Los factores de reducción de resistencia afectan a las resistencias nominales de las secciones y toman en cuenta:

La Variabilidad en la Resistencia.- Considera la variabilidad en la resistencia de los materiales colocado en obra, diferencias en las dimensiones indicadas en los planos con respecto a la construcción real. También las inexactitudes, suposiciones y simplificaciones en las ecuaciones que se utilizan para predecir la resistencia.

Las consecuencias de la falla del elemento.- Considera la importancia del elemento dentro de la estructura y las consecuencias de su falla.

El tipo de falla del elemento.- Asociada al comportamiento del elemento bajo una sollicitación. (Ottazzi Pasino, 2011)

Los factores de reducción de resistencia que indica la Norma E060 son los siguientes:

Para flexión sin carga axial: 0.90

Para carga axial y carga axial con flexión:

a) Carga axial de tracción con o sin flexión: 0.90

b) Carga axial de compresión con o sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral: 0.75

Otros elementos: 0.70

Para cortante y torsión: 0.85

#### **4.1.2. MÉTODO POR ESFUERZOS ADMISIBLES**

El Método de esfuerzos Admisibles es un método que establece que para cargas de servicio, en ningún punto de la estructura se debe tener esfuerzos mayores a los admisibles que permite que la estructura se desarrolle sólo en el rango elástico. (Ottazzi Pasino, 2011). Este método está basado en:

- El análisis y diseño se realiza con cargas de servicio
- Se asume que el concreto y el acero trabajan en el rango elástico
- Se trabaja con coeficientes de seguridad sobre esfuerzos del concreto y del acero.

Compresión en el concreto:  $\leq 0.45 f'c$

Tracción en el acero:  $\leq 0.50 f_y$

En la presente tesis es necesario utilizar el Método de esfuerzos admisibles para chequear los estados límites de servicio y garantizar así el buen funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio, donde la estructura debe tener un comportamiento elástico. Para garantizar el buen funcionamiento es necesario controlar que la estructura no tenga deflexiones por encima de lo permisible, fisuraciones, vibraciones y recubrimientos adecuados.

#### **4.2. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA**

En este ítem se va a tratar 1) El diseño por flexión; 2) Cálculo de deflexiones; y 3) Diseño por corte.

## 4.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

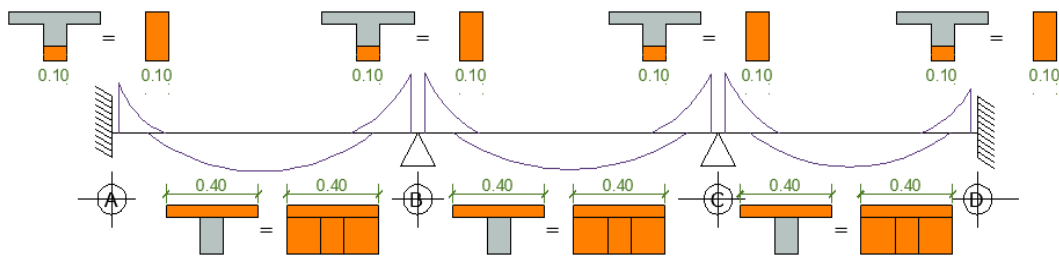
El diseño por flexión de la losa aligerada se realiza utilizando el Método por Resistencia descrito anteriormente en el ítem 4.1.1.

### 4.2.1.1. Consideraciones generales:

- i. Las losas aligeradas son elementos estructurales que soportan sólo cargas de gravedad, por tanto el diseño se realiza considerando una combinación de carga 1.4CM+1.7CV, que son cargas amplificadas.
- ii. El diseño de losa aligerada se realiza con el criterio de diseño de vigas T, con ancho de ala igual a 0.40m. Para el momento negativo, la viga trabaja como una viga rectangular con ancho 0.40m. Para el momento positivo, la viga trabaja igualmente como viga rectangular, pero ahora con un ancho del alma 0.10m.

Tomando como ejemplo el análisis de la vigueta tipo a.

Figura 61: Secciones a considerar en el diseño a flexión de la losa.



Fuente: Adaptado de (Ottazzi Pasino, 2011).

- iii. Para el diseño de la losa aligerada se considera  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ .
- iv. En secciones T, se tendrá que el acero mínimo negativo será mayor que el acero mínimo positivo.  $A_{smin(-)} \approx 2A_{smin(+)}$  (OTTAZZI PASINO, 2011). A continuación se presenta la deducción del  $A_{smin}$  positivo y negativo:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \text{-----} 1$$

$$M_u = 1.5M_{cr} \text{-----} 2$$



(El área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.5 el momento de agrietamiento  $M_{cr}$ )

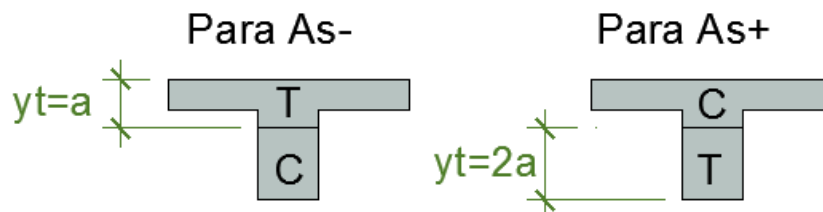
$$M_u = \Phi A_s \min x f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{-----} 3$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) \approx 0.95d \text{ (estimado para secciones con poco esfuerzo)---} 4$$

Igualando 2 y 3 se tiene que:

$$A_{s \min} = \frac{1.5 f_r I_g}{\Phi Y_t \cdot f_y \cdot 0.95d}; \text{ para calcular el } A_{s \min} \text{ en una sección T, la única variable es } Y_t.$$

**Figura 62: Distancias del eje neutro hacia la fibra más traccionada ( $Y_t$ )**



**Fuente: Adaptado de (Ottazzi Pasino, 2011)**

Como se puede observar en la fig. 4.2,  $Y_t$  para el acero positivo es aproximadamente el doble que para el acero negativo; por tanto, visto que el acero mínimo en elementos sometidos a flexión es inversamente proporcional a  $Y_t$ , el acero mínimo negativo será aproximadamente el doble que el acero mínimo positivo.

Para el diseño se tiene que:

$$A_{s \min(+)} = (0.7 \sqrt{f'c}) / f_y \times b \times d = 0.0024 \times 10 \times 22 = 0.53 \text{ cm}^2$$

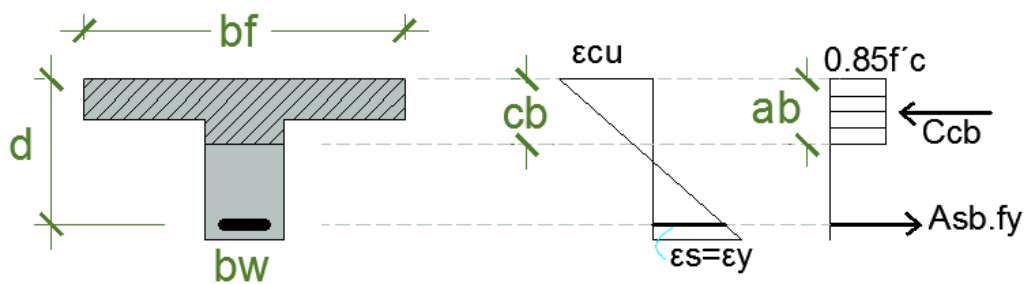
$$A_{s \min(-)} = 2 A_{s \min(+)} = 2 \times 0.53 = 1.06 \text{ cm}^2$$

- v. No es necesario satisfacer el área de acero mínimo, si en cada sección del elemento el área de acero en tracción proporcionada es al menos  $4/3$  del acero requerido por análisis. (E.060, ítem 10.5.3)
- vi. La norma E.060 limita el área de acero máximo a un 75% de la cuantía balanceada.

- vii. La cuantía balanceada está definida por la cuantía de acero necesaria para producir la falla balanceada, la cual ocurre cuando el concreto en la zona comprimida llega a su máxima deformación al mismo tiempo que el acero en la zona traccionada comienza a fluir. (Ottazzi Pasino, 2011). Para una sección en T se hace el siguiente análisis:

Para acero positivo:

**Figura 63: Falla balanceada en una sección T.**



**Fuente: Adaptado de (OTTAZZI PASINO, 2011)**

Donde:

$d$ = peralte efectivo

$cb$ =distancia del eje neutro hasta la fibra más comprimida.

$ab$ = profundidad del bloque comprimido equivalente  $=0.85cb$

$bf$ = longitud del ala

$bw$ = longitud del alma

$C_{cb}$ = Fuerza de compresión

Por semejanza de triángulos se sabe que:  $cb=(\epsilon_{cu}/(\epsilon_{cu}+\epsilon_y))d$

Asumiendo que la profundidad del bloque comprimido “ $ab$ ” en la falla balanceada es mayor que el espesor del ala “ $hf$ ”, la fuerza de compresión es:  $C_{cb}=0.85f'c [(bf-bw)hf+ab.bw]$

La fuerza de tracción:  $Asb(+).f_y$

Por equilibrio se tiene que compresión es igual que tracción:

$$0.85f'c [(bf-bw)hf+ab.bw]= Asb(+).f_y$$

$$\text{Despejando } Asb(+)=0.85f'c [(bf-bw)hf+ab.bw]/f_y$$

Finalmente, reemplazando los datos en la expresión obtenida, se tiene que para una vigueta de 0.25 de peralte, el  $A_{sb(+)}=11.05\text{cm}^2$ .

Se sabe que el área de acero máximo por flexión es equivalente al 75% del área de acero balanceado, por lo tanto el  $A_{smax+}=8.29\text{cm}^2$ .

Para acero negativo:

En el caso del acero máximo negativo, la zona comprimida está en el alma, por lo tanto la vigueta se analiza y diseña como una viga de sección rectangular con  $b=b_w$ .

Siguiendo el mismo análisis realizado para el acero positivo, se obtiene que  $A_{sb(-)}=0.85f'_c [ab.b_w]/f_y$ . Reemplazando los datos en la expresión obtenida, para una vigueta de 0.25m de peralte se tiene que  $A_{sb(-)}=4.67\text{cm}^2$ .

Finalmente, el área de acero máximo es equivalente al 0.75% del área de acero balanceado, por lo tanto  $A_{smax(-)}=3.51\text{cm}^2$ .

En la tabla 41 se tiene un resumen del  $A_{smin}$  y  $A_{smax}$  para una vigueta de 0.25m de peralte sometida a flexión.

**Tabla 39: Áreas de acero mínimo y máximo para una vigueta de 0.25m de peralte sometida a flexión.**

	As positivo	As negativo
As min	0.53cm <sup>2</sup>	1.06cm <sup>2</sup>
As max	8.29cm <sup>2</sup>	4.67cm <sup>2</sup>

Fuente: Adaptado de (Ottazzi Pasino, 2011)

- viii. En losas aligeradas en una dirección, donde se usen bloques de relleno permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular de los nervios será cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400m. (E.060, ítem 9.7.3)

ix.

#### **4.2.2. CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Para realizar el chequeo de deflexiones es necesario utilizar el Método por esfuerzos admisibles, mediante el cual se puede garantizar que la estructura tendrá un adecuado funcionamiento bajo cargas de servicio.

#### 4.2.2.1. Consideraciones generales

- i. El chequeo de las deflexiones es muy importante ya que con esto se puede comprobar si el peralte elegido es el indicado. El cálculo de las deflexiones se hace siguiendo las expresiones recomendadas por el ACI318-14 (capítulo 24) y (Ottazzi Pasino, 2011).
- ii. El momento de Inercia efectivo ( $I_{ef}$ )

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \text{ Dónde:}$$

$I_g$ =momento de inercia de la sección bruta

$I_{cr}$ =momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto

$M_{cr}$ =momento de agrietamiento de la sección

$M_a$ =momento máximo actuante en la sección donde se evalúa  $I_{ef}$  y la deflexión (sin amplificar)

- iii. El momento de agrietamiento de la sección ( $M_{cr}$ )

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Dónde:

$f_r = 2\sqrt{f'c}$  (módulo de rotura del concreto)

$y_t$ = distancia del eje centroidal de la sección total, despreciando el refuerzo, a la fibra externa en tensión

#### 4.2.2.2. Cálculo de momento de inercia efectivo promedio ( $I_{efprom}$ ) (E.060, ítem 9.6.2.4)

$$I_{ef} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

Donde:

$I_{e1}$  y  $I_{e2}$ =Momentos de inercia en las secciones extremas del tramo

$I_{e3}$ = Momento de inercia en la sección central del tramo.

#### 4.2.2.3. Deflexiones inmediatas

$$\Delta_i = \frac{5xLn^2}{48xE_c x I_{ef}} [M_{CL} - 0.10(M_L + M_D)]$$

Donde:

$L_n$ =luz libre del elemento en el tramo en estudio

$E_c$ =módulo de elasticidad del concreto

$I_{ef}$ =Inercia efectiva de la sección en el punto en el cual se analiza la deflexión

$M_{CL}$ =Momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio

$M_L, M_D$ = Momentos negativos en los extremos del tramo (sin signo)

#### 4.2.2.4. Deflexiones diferidas

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\rho'$  = cuantía del acero en compresión calculado a la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

$\xi$ = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Para 5 años a más, este factor es 2.

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50x0} = 2|$$

$\lambda=2$ , sección con acero en compresión y para deflexión diferida a 5 años a más.

#### 4.2.2.5. Deflexiones máximas admisibles

Según la Norma de Concreto Armado E.060, se tienen los siguientes límites de deflexión para cada caso de carga en los techos y pisos analizados.

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/180 (**)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/480 (***)
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		L/240 (****)

#### 4.2.3. DISEÑO POR CORTANTE

##### 4.2.3.1. Consideraciones generales

- i. La fuerza cortante es una sollicitación, que aplicada a elementos de concreto armado, esbeltos y sometidos a flexión como es el caso, produce esfuerzos de tracción y compresión diagonal, siendo los más desfavorables los esfuerzos de tracción diagonal, debido a la baja capacidad resistente del concreto a la tracción. De esta manera la falla por cortante es susceptible a fallar en forma frágil, es decir intempestivamente. Es por eso que la

Norma aplica un factor de reducción de resistencia de 0.85 (menor que el aplicado en flexión). (Ottazzi Pasino, 2011)

- ii. Según la E.060, en el ítem 11.1.1, el diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante está basado en el Diseño por Resistencia, donde se cumple que  $\Phi V_n \geq V_u$ ,  $\Phi$  es el factor de reducción igual a 0.85,  $V_n$  es la resistencia nominal al cortante y  $V_u$  es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada.

Al tratarse de losa aligerada, es el concreto el único material que resiste las sollicitaciones por fuerza cortante ya que en losas no se coloca refuerzo por corte (estribos). Por lo tanto:  $V_n = V_c$ , donde  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

Si llegase a ocurrir que el cortante resistente es menor que el cortante último crítico, se realiza ensanche de viguetas mediante el retiro de bloquetas en las zonas críticas. El retiro de bloquetas puede realizarse en forma alternada o total.

- iii. Las losas son elementos estructurales que están sometidos únicamente a cortante y flexión, para estos elementos la E.060 en el ítem 11.3.1.1 indica que  $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$ . Para secciones transversales de losas nervadas, la Norma indica que el cortante resistente puede amplificarse por 1.1, por lo tanto el cortante resistente para losas aligeradas es:

- iv.  $\Phi V_n = \Phi 1.1 (0.53 \sqrt{f'c} b_w d)$

- v. El cortante crítico se da a una distancia  $d$  de la cara del apoyo siempre y cuando:

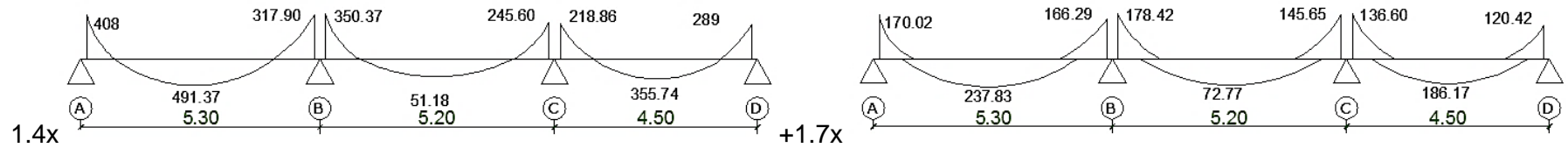
- “La reacción en el apoyo en dirección del cortante introduce compresión en las zonas extremas del elemento”
- “Las cargas están aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento”
- “No existen caras concentradas entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica”(a una distancia  $d$  de la cara del apoyo”

#### **4.2.4. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA**

Diseño por flexión



Losa aligerada tipo a (piso típico)<sup>1</sup>

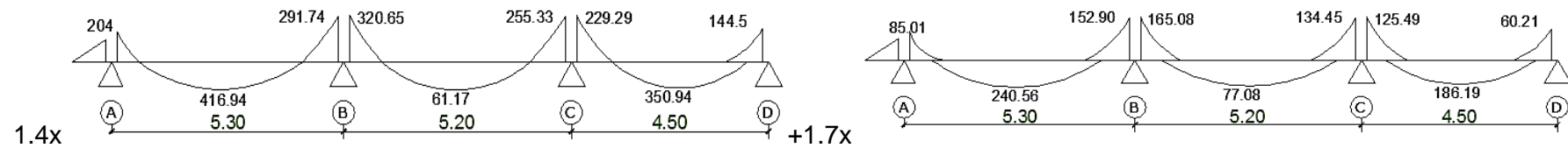


	TRAMO A-B		TRAMO B-C	TRAMO C-D	
MU(-)	860.23	k-m	727.75	538.62	609.31
b	10	cm	10	10	10
d	22	cm	22	22	22
ρ	0.004998		0.004186	0.003056	0.003475
Asreq	1.10	cm <sup>2</sup>	0.92	0.67	0.76
Asmin	1.06		1.06	0.90	1.02
Ascol	1Ø12mm =1.13cm <sup>2</sup>		1Ø12mm =1.13cm <sup>2</sup>	1Ø12mm =1.13cm <sup>2</sup>	1Ø12mm =1.13cm <sup>2</sup>
MU(+)	1092.23	k-m		814.53	
b	40	cm		40	
d	22	cm		22	
ρ	0.001521			0.001130	

<sup>1</sup> Como lo indicado en el apartado "a. Consideraciones generales", el diseño de losa se realiza con una combinación de cargas amplificadas. 1.4CM + 1.7CV

Asreq	1.34	cm2		0.99
Asmin	0.53			0.53
Ascol	2Ø3/8" =1.42cm2			1Ø3/8"+1Ø8mm =1.21cm2

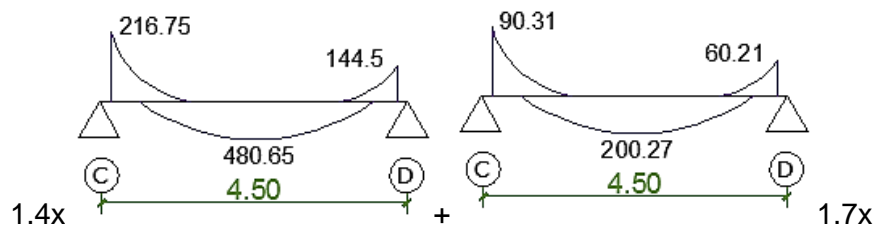
Losa aligerada tipo b (piso típico)



	TRAMO A-B		TRAMO B-C	TRAMO C-D	
MU(-)	430.12	668.37		534.34	304.66
b	10	10		10	10
d	22	22		22	22
ρ	0.002422	0.003828		0.003031	0.001701
Asreq	0.53	0.84		0.67	0.37
Asmin	0.71	1.06	LOSA MACIZA	0.89	0.50
Ascol	1Ø3/8" =.71cm2	1Ø12mm =1.13cm2		1Ø12mm =1.13cm2	1Ø3/8" =.71cm2

MU(+)	992.67		807.84	
b	40		40	
d	22		22	
$\rho$	0.001381		0.001120	
Asreq	1.21	cm <sup>2</sup>	0.99	
Asmin	0.53		0.53	
Ascol	1Ø3/8"+1Ø8mm =1.21cm <sup>2</sup>		1Ø3/8"+1Ø8mm =1.21cm <sup>2</sup>	

Losa aligerada tipo c (piso típico)



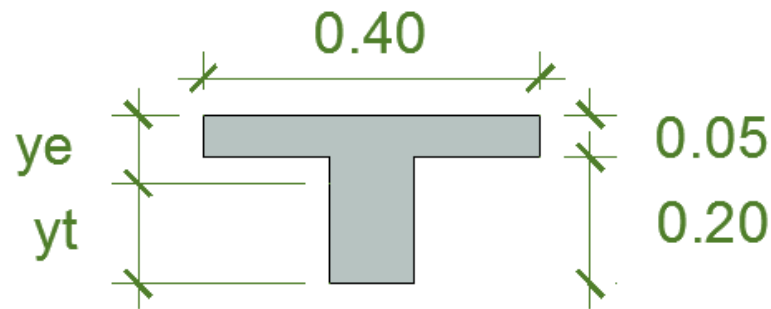
TRAMO C-D		
Mcv	90.31	60.21
Mcm	216.75	144.50
MU(-)	456.98	304.65
b	10	10
d	22	22
$\rho$	0.002578	0.001701
Asreq	0.57	0.37
Asmin	0.76	0.50
Ascol	1Ø12mm =1.13cm <sup>2</sup>	1Ø3/8" =0.71cm <sup>2</sup>
Mcv	200.27	
Mcm	480.65	
MU(+)	1013.37	
b	40	
d	22	
$\rho$	0.001410	
Asreq	1.24	
Asmin	0.53	
Ascol	1Ø3/8"+1Ø8mm =1.21cm <sup>2</sup>	

Cálculo de deflexiones

Cálculo de momento de inercia efectivo promedio(Iefprom)

Los cálculos que se realizan a continuación son para el tramo A-B de la losa aligerada tipo a. Se presentan estos cálculos como ejemplo ya que los demás siguen el mismo procedimiento obteniendo valores distintos, resultados que se presentan en la tabla 4.3.

1. Para el acero positivo:



En la sección 2.3.2 de este capítulo se determinó el centro de gravedad en “y” y el momento de inercia de la sección total.

$$y_t = 0.1625\text{m} = 16.25\text{cm}$$

$$I_g = 0.00022708\text{m}^4 = 22708\text{cm}^4$$

Determinación de  $M_{cr}$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{210} = 28.98 \text{ k/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{28.98 \times 22708}{13.2} = 40502 \text{ k} - \text{cm} = 405.02 \text{ k} - \text{m}$$

• Datos:

$$I_g = 22708\text{cm}^4$$

$$M_{cr} = 405.02 \text{ k} - \text{m}$$

$$E_c = 15000\sqrt{210} = 217370 \text{ k/cm}^2$$

$$n = E_a / E_c = 9$$

$$2n - 1 = 17$$

$$A_s = 2\text{Ø}3/8 = 1.42\text{cm}^2$$

• Cálculo de  $I_{cr}$

$$K = \sqrt{(\rho - \rho')^2 n^2 + 2(\rho + \rho' \frac{d'}{d})n} - (\rho + \rho')$$

$$K = 0.1559$$

$$K_d = 3.43\text{cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b(Kd)^3}{3} + (2n - 1)A's(Kd - d')^2 + n As(d - Kd)^2$$

$$I_{cr} = 4945.16 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de Elef

Para carga muerta + carga viva total

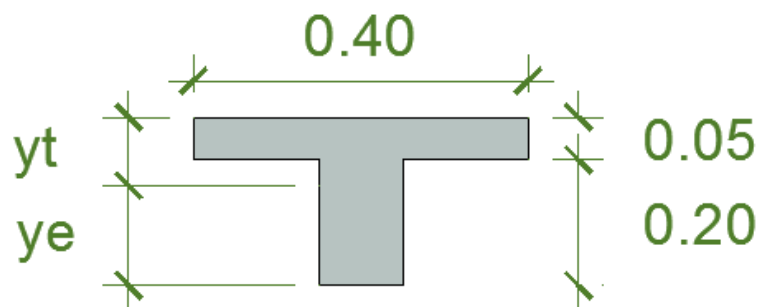
$$M_a = 491.37 + 237.83 = 729.20 \text{ k-m}$$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_{ef} = 7989 \text{ cm}^4$$

2. Para el acero negativo:

Se considera la sección en T, siguiendo lo recomendado por el Ing. Harmsen (Harmsen, 2002).



$$Y_t = 0.0875 \text{ m} = 8.75 \text{ cm}$$

$$I_g = 0.00022708 \text{ m}^4 = 22708 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{28.98 \times 22708}{8.75} = 75217 \text{ k-cm} = 752.17 \text{ k-m}$$

- Cálculo de Icr

Apoyo AB

$$A_s = 1\emptyset 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A's = 1\emptyset 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$K = 0.2416$$

$$Kd = 5.31 \text{ cm}$$

$$I_{cr}=3396.39\text{cm}^4$$

#### Apoyo BA

$$A_s=1\varnothing 12\text{mm}=1.13\text{cm}^2$$

$$A's=1\varnothing 3/8'' =0.71\text{cm}^2$$

$$K=0.2416$$

$$K_d=5.31\text{cm}$$

$$I_{cr}=3396.39\text{cm}^4$$

- Cálculo de Elef

#### Apoyo AB

Para carga muerta + carga viva total

$$M_a=408+170=578\text{k-m}$$

$$I_{ef}=22708\text{cm}^4$$

#### Apoyo BA

Para carga muerta + carga viva total

$$M_a=350.37+160.97=511.34\text{k-m}$$

$$I_{ef}=22708\text{cm}^4$$

La inercia efectiva promedio para el tramo analizado será: (E.060, ítem 9.6.2.4)

$$I_{ef} = \frac{22708 + 7989 \times 2 + 22708}{4} = 15349\text{cm}^4$$

Deflexiones inmediatas

$$\Delta_i = \frac{5 \times L_n^2}{48 \times E_c \times I_{ef}} [M_{CL} - 0.10(M_L + M_D)]$$

Donde:

$L_n$ =luz libre del elemento en el tramo en estudio

$E_c$ =módulo de elasticidad del concreto

$I_{ef}$ =Inercia efectiva de la sección en el punto en el cual se analiza la deflexión

$M_{CL}$ =Momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio

ML, MD= Momentos negativos en los extremos del tramo (sin signo)

- Debidas a la carga muerta

$$\Delta i_{cm} = 0.331 \text{ cm}$$

- Debidas al 100 % de la carga viva

$$\Delta i_{cv} = 0.163 \text{ cm}$$

- Debidas al 30 % de la carga viva.- Se estima que esta es la fracción de carga viva que podría actuar permanentemente. (Ottazzi Pasino, 2011)

$$\Delta i_{cv(30\%)} = 0.163 \times 0.3 = 0.049 \text{ cm}$$

Deflexiones diferidas

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\rho'$  = cuantía del acero en compresión calculado a la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

$\xi$  = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Para 5 años a más, este factor es 2.

$$\lambda \Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 2$$

$\lambda = 2$ , sección con acero en compresión y para deflexión diferida a 5 años a más.

- $\Delta d_{cm} = 2 \times 0.331 = 0.662 \text{ cm}$
- $\Delta d_{cv(30\%)} = 2 \times 0.049 = 0.098 \text{ cm}$



Deflexiones máximas admisibles

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).	L/480
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		L/240

- $L/360=505/360=1.40\text{cm} > \Delta_{icv}=0.163\text{cm}$ .
- $L/480=505/480=1.05\text{cm} > \Delta_{icv} + \Delta_{dcv}(30\%) + \Delta_{dcm} = 0.163 + 0.098 + 0.662 = 0.923\text{cm}$ .  
Cumple con el límite de la Norma.

A continuación se presentan las deflexiones obtenidas en el piso típico, ya que es donde se obtienen momentos ligeramente mayores que las correspondientes en la losa del octavo nivel, tanto en carga viva como en carga muerta.

**Tabla 40: Deflexiones obtenidas en la losa aligerada con 0.25m de peralte**

TRAMO A-B					
LÍMITES(cm)			Vigueta a	Vigueta b	
Ln/360=	1.40	>	0.16	0.18	
Ln/480=	1.05	>	0.92	0.88	
TRAMO B-C					
LÍMITES(cm)			Vigueta a	Vigueta b	
Ln/360=	1.38	>	0.05	0.05	
Ln/480=	1.03	>	0.06	0.09	
TRAMO C-D					
LÍMITES(cm)			Vigueta a	Vigueta b	Vigueta c
Ln/360=	1.18	>	0.08	0.08	0.10
Ln/480=	0.89	>	0.43	0.43	0.63

NOTA: Estos resultados corresponden a los cálculos hallados con las cargas del piso típico. El límite de Ln/360 se utiliza debido al caso de la losa del octavo nivel y el límite de Ln/480 corresponde al caso de la losa del piso típico.

Las deflexiones en la losa en todos los tramos están por debajo de los límites que exige la Norma.

**IMPORTANTE:**

Los cálculos mostrados en el metrado, análisis, diseño y cálculo de deflexiones corresponden a una losa aligerada unidireccional de 0.25m de peralte; sin embargo, es importante resaltar que primero se realizó un análisis completo de la losa aligerada unidireccional con 0.20m de peralte, teniendo como resultado deflexiones mayores que las permitidas en el tramo A-B como se puede observar en la tabla 41, por lo cual se decidió aumentar el peralte a 0.25m.

**Tabla 41: Deflexiones obtenidas en la losa aligerada con 0.20m de peralte.**

TRAMO A-B					
LÍMITES(cm)			Vigueta a	Vigueta b	
Ln/360=	1.40	>	0.14	0.33	
Ln/480=	1.05	<	0.77	1.55	
TRAMO B-C					
LÍMITES(cm)			Vigueta a	Vigueta b	
Ln/360=	1.38	>	0.09	0.12	
Ln/480=	1.03	>	0.38	0.17	
TRAMO C-D					
LÍMITES(cm)			Vigueta a	Vigueta b	Vigueta c
Ln/360=	1.18	>	0.04	0.20	0.14
Ln/480=	0.89	>	0.18	1.01	0.77

NOTA: Ya que la losa del piso típico y del octavo nivel presentan las mismas características y comportamiento, se analiza las deflexiones del piso típico que es donde se presentan cargas mayores por un margen pequeño.

#### Diseño por fuerza cortante

El cortante más desfavorable se da en el apoyo B de la losa aligerada tipo a, para el cual se tienen los siguientes datos:

	Carga distribuida	Cortante a la cara del apoyo en estado de servicio	Cortante crítico(a una distancia d) en estado de servicio
CM	192kg/m	558.23kg	515.99kg
CV	80kg/m	239.13kg	221.53kg

Con los datos de la tabla anterior, se obtienen que la cortante crítica (a una distancia d de la cara del apoyo es:

$$Vud=1.4 \times 515.99 + 1.7 \times 221.53 = 1098.99 \text{kg}$$

El cortante resistente para una vigueta de 0.25m de peralte es:

$$\phi Vc = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{210} \times b \times w \times d = 2980.88 \text{kg}$$

Se concluye que  $Vud < \phi Vc$ , por lo tanto el concreto de la vigueta podrá resistir las fuerzas cortantes últimas, en consecuencia no es necesario el retiro de bloquetas.

## 4.3. DISEÑO DE LOSA MACIZA

### 4.3.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de la losa maciza se realiza utilizando el Método por Resistencia descrito anteriormente en el ítem 4.1.1.

Consideraciones generales:

- i. Según la norma E.060, en el ítem 9.8.1, “En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elementos estructural, sin exceder de 400mm.
- ii. “En losas macizas, el acero mínimo por flexión que debe colocarse en la zona de momento positivo, se denomina acero de retracción y temperatura y viene dado por la siguiente ecuación, donde h es el peralte de la losa”

$$A_{smin}=0.0018bh \text{ (Ottazzi Pasino, 2011)}$$

Esta consideración concuerda con lo indicado en la norma E060, en el ítem 9.7.2.

$$\text{En este caso } A_{smin}=0.0018 \times 40 \times 15 = 1.08 \text{ cm}^2$$

- iii. Para el acero mínimo por flexión que debe colocarse en zona de momento negativo, se considera lo indicado en la norma E060, ítem 10.5.2, dónde indica que el área de acero mínimo por tracción de las secciones rectangulares no debe ser menor que:

$$A_{smin}=0.007 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} bw d$$

$$A_{smin}=0.0024 bw d, \text{ para } f'c=210 \text{ kg/cm}^2, f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En este caso } A_{smin}=0.0024 \times 40 \times 12 = 1.15 \text{ cm}^2$$

- iv. Según la norma, no es necesario satisfacer el área de acero mínimo, si en cada sección del elemento el área de acero en tracción proporcionada es al menos 4/3 del acero requerido por análisis. (E.060, ítem 10.5.3)

### 4.3.2. CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Para realizar el chequeo de deflexiones es necesario utilizar el Método por esfuerzos admisibles, mediante el cual se puede garantizar que la estructura tendrá un adecuado funcionamiento bajo cargas de servicio.

#### 4.3.2.1. Consideraciones generales

- i. El cálculo de las deflexiones se hace siguiendo las expresiones recomendadas por el ACI318-14(capítulo 24) y (NILSON, 1999).
- ii. La deflexión de una losa apoyada en los bordes pueden calcularse en base a los coeficientes de momento utilizados en el análisis por flexión. (NILSON, 1999)
- iii. El momento de Inercia efectivo ( $I_{ef}$ ) (ACI318-14,capítulo 24)

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

$I_g$ =momento de inercia de la sección bruta

$I_{cr}$ =momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto

$M_{cr}$ =momento de agrietamiento de la sección

$M_a$ =momento máximo actuante en la sección donde se evalúa  $I_{ef}$  y la deflexión (sin amplificar)

- iv. El Código ACI sugiere que se utilice el momento de inercia efectivo  $I_{ef}$  determinado en la ecuación anterior. “Para losas en dos direcciones apoyadas en los bordes no es, en general, extenso y sólo se introduce un pequeño margen de error si los cálculos se basan en el momento de inercia bruto de la franja...” (NILSON, 1999)
- v. El momento de agrietamiento de la sección ( $M_{cr}$ ) (ACI318-14,capítulo 24)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Donde:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{módulo de rotura del concreto})$$

$y_t$  = distancia del eje centroidal de la sección total, despreciando el refuerzo, a la fibra externa en tensión

- vi. La deflexión inmediata en el centro de la luz para carga viva y muerta en una franja de losa con ambos extremos continuos es

$$\Delta i_{cv} = \frac{3}{32} \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}}; \quad \Delta i_{cm} = \frac{1}{16} \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}}$$

Donde:

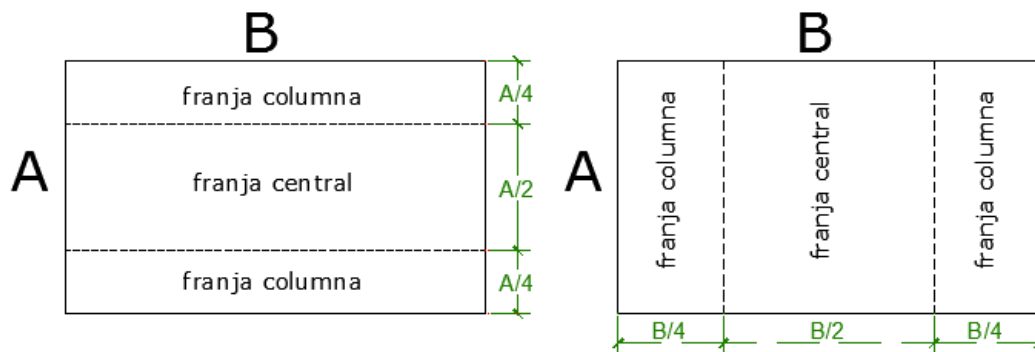
$\Delta i_{cv}$  = deflexión inmediata por carga viva.

$\Delta i_{cm}$  = deflexión inmediata por carga muerta.

$M_b$  = momento positivo en la dirección larga que genera la carga muerta o viva respectivamente.

$l_b = B$  = luz libre larga del paño en análisis.

Figura 64: División de franjas para una losa bidireccional



(Fuente: adaptado de Nilson, 1999)

Sin embargo, según el Método de coeficientes, el momento negativo en un extremo discontinuo es igual a un tercio del momento positivo en la misma dirección; por lo tanto, las ecuaciones resultantes para esta situación sería muy similar a las ecuaciones mostradas anteriormente. En conclusión, estas ecuaciones pueden utilizarse en casos donde existe uno o ambos extremos discontinuos, pero que estén unidos monolíticamente con sus apoyos. (Nilson, 1999)

- vii. En base al Método de Marcus, las deflexiones en la franja larga y corta del mismo paño, deberían ser iguales; aunque debido a la naturaleza aproximada de los cálculos, estos resultados pueden tener pequeñas variaciones; por lo tanto es mejor calcular la deflexión en ambas direcciones y promediar el resultado. (Nilson, 1999)
- viii. De la misma forma como se hizo el análisis y diseño, para realizar el cálculo de deflexiones se toma franjas con un ancho de 0.40m.

#### **4.3.2.2. Cálculo de momento de inercia efectivo ( $I_{ef}$ ) (E.060, ítem 9.6.2.4)**

$$I_{ef} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

Dónde:

$I_{e1}$  y  $I_{e2}$ =Momentos de inercia en las secciones extremas del tramo

$I_{e3}$ = Momento de inercia en la sección central del tramo.

#### **4.3.2.3. Deflexiones inmediatas**

Las deflexiones inmediatas se calculan en base a lo mencionado en las consideraciones generales (ver ítem 4.3.2.1)

#### **4.3.2.4. Deflexiones diferidas**

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\rho'$ = cuantía del acero en compresión calculado a la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

$\xi$ = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Para 5 años a más, este factor es 2.

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0047} = 1.62$$

$\lambda=2$ , sección sin acero en compresión y para deflexión diferida a 5 años a más.

#### 4.3.2.5. Deflexiones máximas admisibles

Tabla 42: Deflexiones máximas admisibles E060

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/180 (**)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/480 (***)
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/240 (****)

Fuente: RNE, 2009



### 4.3.3. DISEÑO POR CORTANTE

Consideraciones generales

- I. Para losas macizas, las consideraciones generales son las mismas que para losa aligerada (ver ítem 4.2.3.1), con la diferencia que en losas macizas con comportamiento unidireccional o bidireccional, la cortante resistente no se amplifica por 1.1 ya que en este caso se trabaja con sección transversal rectangular. Por lo tanto la cortante resistente será:  $\Phi V_n = \Phi (0.53 \sqrt{f'c}) b_w d$
- II. Según la E.060, en el ítem 13.7.3.1, las fuerzas cortantes en losas macizas con comportamiento bidireccional se calculan en la sección crítica ubicada a una distancia  $d$  de la cara del apoyo utilizando la siguiente ecuación:

$$V = w \left( \frac{A}{2} - d \right) \left( 1 - 0.5 \frac{A}{B} \right), \text{ donde}$$

A=luz libre del tramo en la dirección corta,

B=luz libre del tramo en la dirección larga,

d=peralte efectivo

Cuando existe un borde continuo opuesto a uno discontinuo, la fuerza cortante se incrementa en 15%.

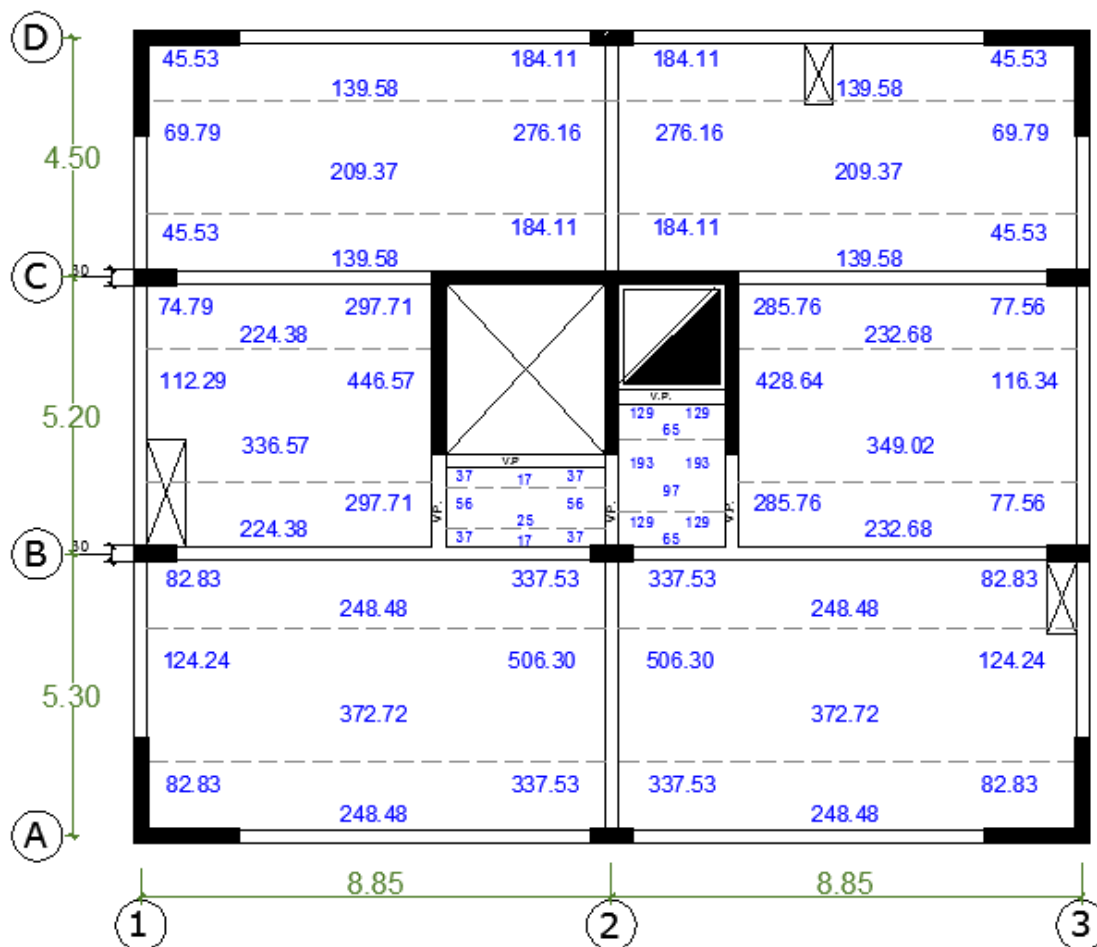
### 4.3.4. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA LOSA MACIZA

Diseño por flexión

Teniendo los momentos de diseño (ver ítem 3.4.2), se realiza el diseño para el paños con momentos más críticos en cada situación. Por lo tanto, el diseño en la dirección  $x$  e  $y$  se realiza con el paño de la losa maciza tipo b.

Figura 65: Momentos últimos en la losa maciza con comportamiento direccional del sótano

Dirección x:



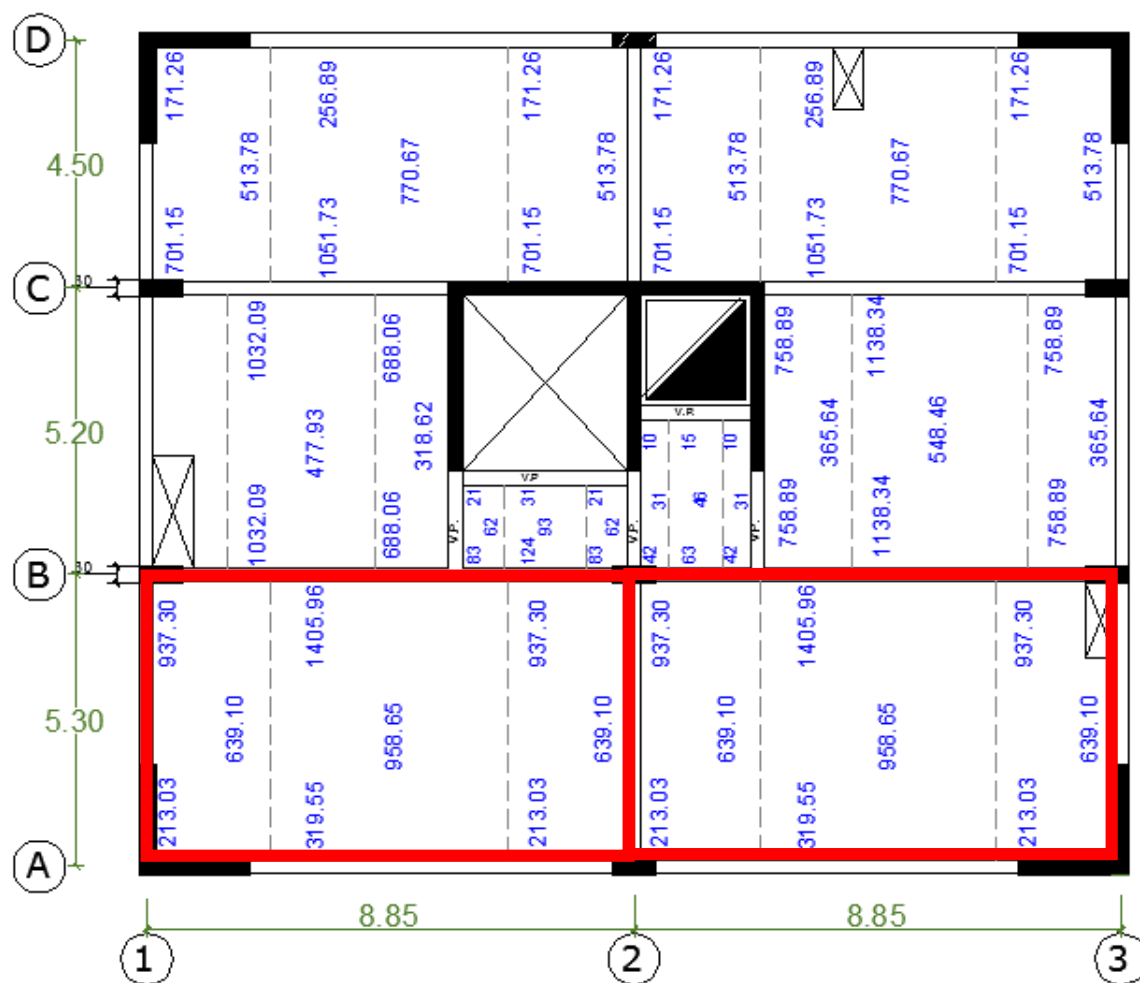
	FRANJA CENTRAL			FRANJA COLUMNA	
Mcv	44.58	163.47	Mcv	29.72	108.98
Mcm	34.61	163.14	Mcm	23.07	108.76
MU(-)	124.24	506.30	MU(-)	82.83	337.53
b	40	40	b	40	40
d	12	12	d	12	12
$\rho$	0.000583	0.002395	$\rho$	0.000386	0.001581
Asreq	0.28	1.149	Asreq	0.19	0.759
Asmin-	1.152	1.152	Asmin-	1.152	1.152
Ascol	Ø3/8 @ 24.653	Ø3/8 @ 24.653	Ascol	Ø3/8 @ 24.653	Ø3/8 @ 24.653

Mcv	133.75	Mcv	89.17
Mcm	103.82	Mcm	69.21
MU(+)	372.72	MU(+)	248.48
b	40	b	40
d	12	d	12
$\rho$	0.001750	$\rho$	0.001159
Asreq	0.84	Asreq	0.56
Asmin+	1.08	Asmin+	1.08
Ascol	Ø3/8 @ 26.296	Ascol	Ø3/8 @ 26.296

Como se puede observar, tanto en la franja central como en la franja de columna se utiliza acero de 3/8" de diámetro espaciadas a 25cm.

Figura 66: Momentos últimos en la losa maciza con comportamiento direccional del sótano.

Dirección y:



	FRANJA CENTRAL		FRANJA COLUMNA		
Mcv	113.91	453.94	Mcv	75.94	302.63
Mcm	89.93	453.04	Mcm	59.95	302.02
MU(-)	319.55	1405.96	MU(-)	213.03	937.30
b	40	40	b	40	40
d	12	12	d	12	12
$\rho$	0.001554	0.007045	$\rho$	0.001015	0.004551
Asreq	0.75	3.381	Asreq	0.49	2.184
Asmin-	1.152	1.152	Asmin-	1.152	1.152
Ascol	Ø3/8 @ 24.653	Ø12mm@ 13.367	Ascol	Ø3/8 @ 24.653	Ø3/8 @ 13.001

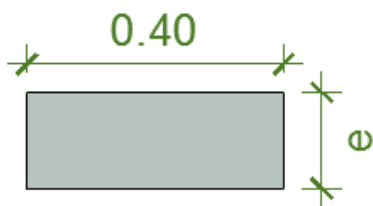
Mcv	341.73	Mcv	227.82
Mcm	269.79	Mcm	179.86
MU(+)	958.65	MU(+)	639.10
b	40	b	40
d	12	d	12
$\rho$	0.004661	$\rho$	0.003046
Asreq	2.24	Asreq	1.46
Asmin+	1.08	Asmin+	1.08
Ascol	Ø3/8 @ 12.694	Ascol	Ø3/8 @ 19.421

Como se puede observar, se utilizan acero de  $\varnothing 12\text{mm}$  y  $\varnothing 3/8"$ , en la franja centran, en el extremo continuo se utiliza acero de  $\varnothing 12\text{mm}$  y en el resto de  $\varnothing 3/8"$ .

Cálculo de deflexiones

Cálculo de momento de inercia efectivo ( $I_{ef}$ )

Los cálculos que se realizan a continuación son para el paño de losa maciza tipo b de la losa del primer nivel, que es dónde se presentan los mayores momentos (en carga viva) en base al análisis estructural por el Método de coeficientes. Se realizan los cálculos de este paño como ejemplo, ya que procedimiento en el cálculo de los demás paños es similar.



, donde  $e=0.15\text{m}$

El centro de gravedad en y es:  $y_t = 0.075\text{m} = 7.5\text{cm}$

- Datos:

$I_g = 11250\text{cm}^4$  (ver ítem 2.3.1)

$M_{cr} = (f_r I_g) / y_t = (2\sqrt{210} \times 11250) / 7.5 = 43470\text{k-cm} = 434.7\text{k-m}$

$E_c = 15000\sqrt{210} = 217370\text{k/cm}^2$

$n = E_a / E_c = 9$

$$2n-1=17$$

$$A_s=\emptyset 12\text{mm}@ 10=4.52\text{cm}^2 \text{ (para un ancho de 0.40m)}$$

$$A'_s=\emptyset 12\text{mm}@ 20=2.26\text{cm}^2 \text{ (para un ancho de 0.40m)}$$

- Cálculo de  $I_{cr}$

$$K=0.31$$

$$K_d=3.72\text{cm}$$

$$I_{cr}=(b(K_d)^3)/3+(2n-1)A'_s(K_d-d')^2+n A_s(d-K_d)^2$$

$$I_{cr}=3496\text{m}^4$$

- Cálculo de  $I_{ef}$

$$I_{ef} \text{ (apoyo A)}=11250\text{cm}^4$$

$$I_{ef} \text{ (apoyo B)}=4667\text{cm}^4$$

$$I_{ef} \text{ (tramo central)}=7471\text{cm}^4$$

$$I_{ef} \text{ (promedio)}=7715\text{cm}^4$$

Deflexiones inmediatas

Las deflexiones inmediatas se calculan en base a lo mencionado en las consideraciones generales (ver ítem 4.3.2.1)

- Debidas a la carga muerta

$$\Delta_i \text{ cm}=0.26\text{cm}$$

- Debidas al 100 % de la carga viva

$$\Delta_i \text{ cv}=0.39\text{cm}$$

- Debidas al 30 % de la carga viva.- Se estima que esta es la fracción de carga viva que podría actuar permanentemente. (Ottazzi Pasino, 2011)

$$\Delta_i \text{ cv (30\%)}=0.39 \times 0.3=0.12\text{cm}$$

Deflexiones diferidas

$$\lambda \Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\rho'$  = cuantía del acero en compresión calculado a la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

$\xi$  = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Para 5 años a más, este factor es 2.

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0047} = 1.62$$

$\lambda=2$ , sección sin acero en compresión y para deflexión diferida a 5 años a más.

- $\Delta_d \text{ cm} = 1.62 \times 0.26 = 0.42 \text{ cm}$
- $\Delta_d \text{ cv}(30\%) = 1.62 \times 0.12 = 0.19 \text{ cm}$

Deflexiones máximas admisibles

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/180 (**)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/480 (***)
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).(*)	L/240 (****)

- $L/480=505/480=1.05\text{cm} > \Delta_{icv} + \Delta_{dcv}(30\%) + \Delta_{dcm} = 0.39+0.19+0.42=1\text{cm}$ .  
Cumple con el límite de la Norma.

A continuación, en la tabla 4.6 se presentan las deflexiones obtenidas en la losa del sótano, ya que es donde se tienen cargas ligeramente mayores que en la losa del primer nivel en carga viva.

**Tabla 43: Deflexiones obtenidas en la losa maciza con 0.15m de peralte.**

LOSA DEL SÓTANO			
LIMITES(cm)			OBTENIDO
$L_n/480=$	1.05	>	0.96
LOSA DEL PRIMER NIVEL			
LIMITES(cm)			OBTENIDO
$L_n/480=$	1.05	>	0.99

Diseño por fuerza cortante

El cortante más desfavorable se da en la losa maciza tipo B de la losa del sótano,

$$A=5.05\text{m}$$

$$B=8.62\text{m}$$

CM=carga muerta sin amplificar= 199.6kg/m (para un ancho de 0.40m)

CV= carga viva sin amplificar= 200kg/m (para un ancho de 0.40m)

CU= carga última=619.4kg/m (para un ancho de 0.40m)

$$d=0.12\text{m}$$

Con los datos anteriores, se obtiene la cortante crítica (a una distancia d de la cara del apoyo:

$$V_{ud}=619.4 \left( \frac{5.05}{2} - 0.12 \right) \left( 1 - 0.5 \frac{5.05}{8.62} \right) = 1053.30\text{kg}$$

El cortante resistente para un ancho de 0.40 de losa maciza con comportamiento bidireccional es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} x b w x d = 3133.62\text{kg}$$



Se concluye que  $V_{ud} \ll \phi V_c$ , por lo tanto se comprueba que la losa maciza podrá resistir las fuerzas cortantes últimas.

#### 4.4. DISEÑO DE VIGAS

En este ítem se va a tratar el diseño de las vigas por flexión con su respectivo corte de acero y el diseño por fuerza cortante.

Para el diseño por flexión de vigas se va a utilizar el Método por Resistencia; y, para el diseño por cortante, el Método por Capacidad.

Consideraciones generales:

- i. En la edificación analizada existen vigas con dimensiones iguales y que resisten solicitaciones de cargas similares, por lo tanto, para realizar un diseño uniforme se realizó tipificar las vigas de la siguiente manera:

	EJE	SÓTANO Y 1º NIVEL	P. TÍPICO (2º-8º NIVEL)
V(25X65)	EJE A	VA 1º	VA 2º-8º
	EJE B	VB S-1º	VB 2º-8º
	EJE C	VC S-1º	VC 2º-8º
	EJE D	VD 1º	VD 2º-8º
	EJE B'	VB' S-1º	VB' 2º-8º
	EJE B''	VB'' S-1º	VB'' 2º-8º
V(25X50)	EJE 1 Y EJE 3	V1∧3 1º	V1∧3 2º-8º
	EJE 2	V2 S-1º	V2 2º-8º
	EJE 1'	V1' S-1º	V1' 2º-8º
	EJE 2'	V2' S-1º	V2' 2º-8º

De las vigas mencionadas en la tabla anterior, se pueden diferenciar dos tipos de viga: vigas T y vigas rectangulares. Las vigas con comportamiento de vigas T se presentan en todos los tramos donde existe losa maciza; y en el resto, el comportamiento es como una viga rectangular.

- ii. El procedimiento de diseño de todas las vigas es igual; por lo tanto, como manera de ejemplo se va a realizar el diseño completo de una viga con comportamiento de viga T: VA 1º.
- iii. Todas las vigas son de concreto armado con una resistencia a compresión  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

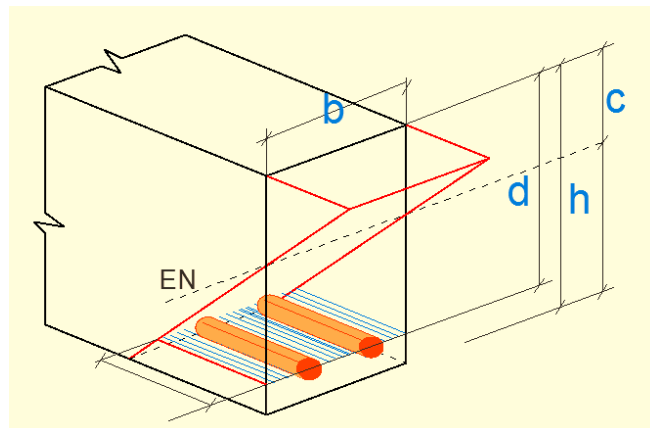
Para iniciar el diseño de las vigas es necesario definir las hipótesis de diseño y los requisitos que debe cumplir un óptimo diseño para vigas sometidas a flexión.

Hipótesis:

La Norma E 0.60 (art. 10.2) indica que el diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión debe basarse en las siguientes hipótesis básicas:

- La máxima deformación unitaria del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ) en la fibra extrema sometida a compresión es 0.003.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben considerarse directamente proporcional a la distancia del eje neutro.

Figura 67: : Deformaciones en el acero y concreto.



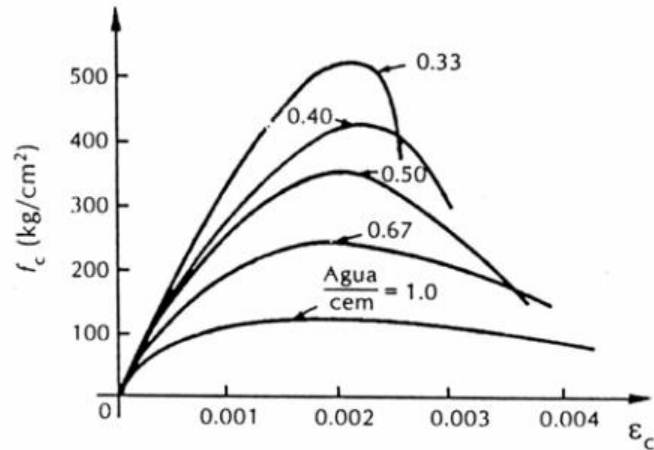
Fuente: (Adaptado de Ottazzi Pasino, 2004)

- El esfuerzo en el refuerzo debe considerarse como la deformación unitaria por el módulo de elasticidad del acero. Pero dicho esfuerzo debe ser mayor o igual a  $f_y$ .

$$f_s = E_s \times \epsilon_s$$

- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto ya que este es un valor pequeño.
- Se conoce la relación de esfuerzo y deformación unitaria del concreto.

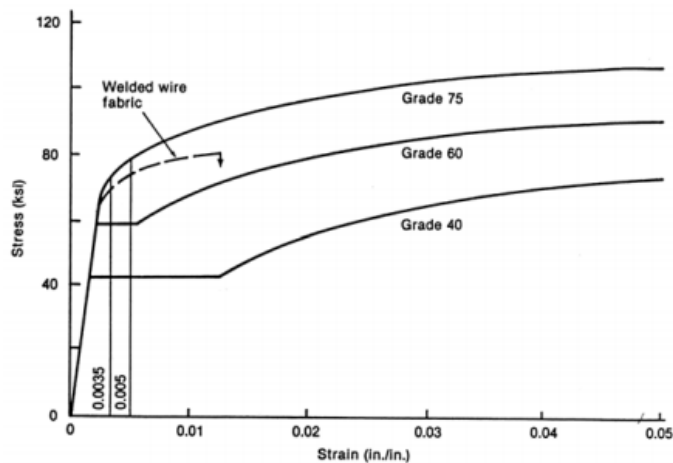
**Figura 68: Curva de esfuerzo-deformación unitaria del concreto**



**FUENTE: Ottazzi Pasino, 2004**

Se conoce la relación de esfuerzo y deformación unitaria del acero.

**Figura 69: Curva de esfuerzo-deformación unitaria del acero.**



**Fig. 3-3 Curvas esfuerzo – deformación típicas.**

**Fuente: Ottazzi Pasino, 2004**

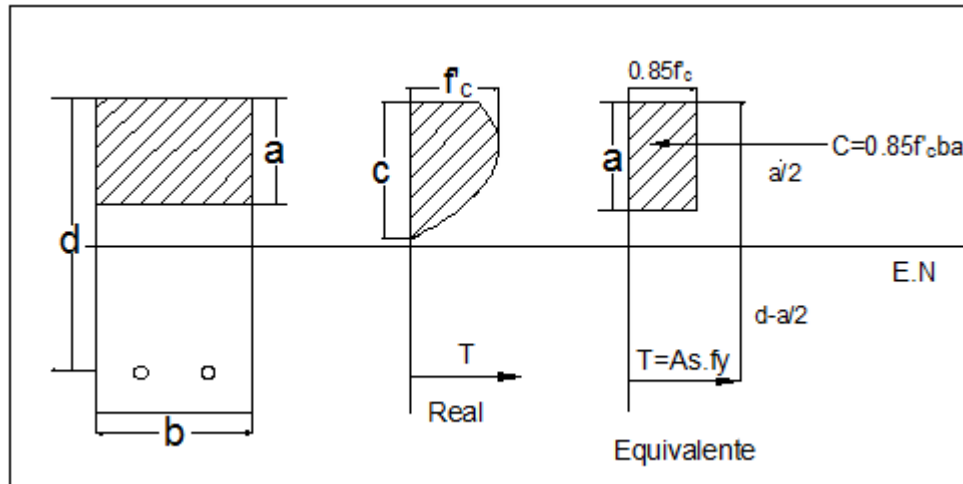
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento, la cual puede tomarse como un bloque rectangular equivalente.

En el bloque equivalente se considera:

Un esfuerzo uniforme de  $0.85$  la resistencia a compresión del concreto  $f'_c$ .

Una profundidad de "a" que es igual a  $0.85$  la distancia al eje neutro "c".

**Figura 70: Bloque equivalente de la zona comprimida.**



**Fuente: Ottazzi Pasino, 2004**

De la figura anterior se puede deducir que:

1.- Por equilibrio de fuerzas, la compresión  $C$  es igual que la tracción  $T$  ( $C=T$ )

$$C = T$$

$$0.85f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$$

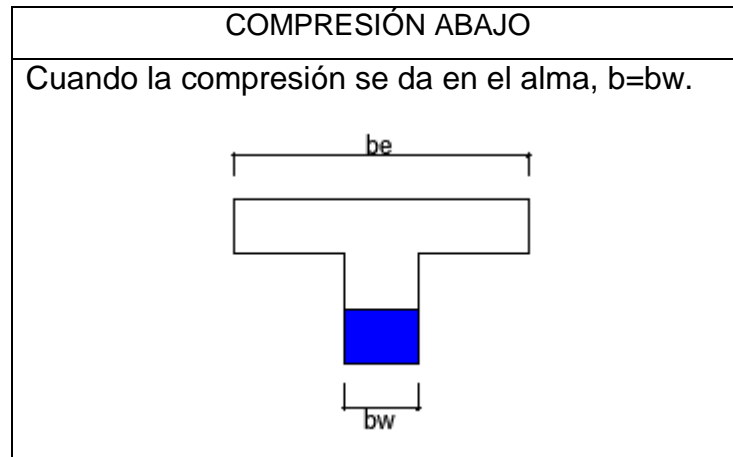
Despejando  $a$  se obtiene

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

2.- El momento nominal  $M_n$  va a ser igual que la fuerza de tracción  $T$  multiplicada por su brazo de palanca  $d-a/2$ , por lo tanto:

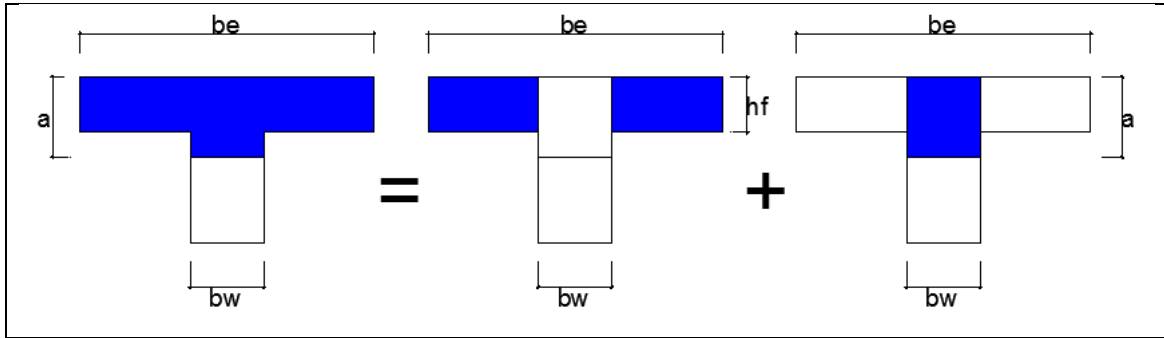
$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

- En caso que la sección sea T, se consideran las mismas hipótesis, sólo que para este caso el ancho "b" va a depender de la ubicación de la zona de compresión.



**Tabla 44: Casos de bloque comprimidos en una sección T**

COMPRESIÓN ARRIBA (Se dan tres casos)
<p>1º CASO: Cuando la profundidad del bloque comprimido es menor que el espesor del ala, <math>b=b_e</math>.</p>
<p>2º CASO: Cuando la profundidad del bloque comprimido es igual que el espesor del ala, <math>b=b_e</math>.</p>
<p>3º CASO: Cuando la profundidad del bloque comprimido es mayor que el espesor del ala, la sección en compresión se subdivide en dos partes. En la primera parte <math>b=b_e-b_w</math>; y en la segunda, <math>b=b_w</math>.</p>



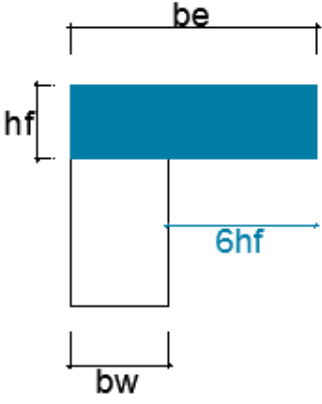
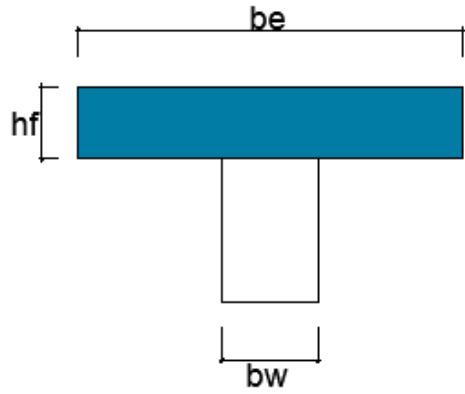
Fuente: Adaptado de Ottazzi Pasino, 2011

Cálculo del ancho efectivo del ala “be”:

Para el cálculo de “be” debe considerarse si es una viga interior, una viga de borde o una viga T asilada según lo indicado en la Norma E 0.60 (art.8.10). La siguiente tabla se presenta como un resumen de lo indicado en la norma:

Tabla 45: Cálculo del ancho efectivo de ala “be” en vigas T.

<p>VIGAS INTERIORES</p>	$be \leq \frac{ln \text{ viga}}{4}$ $be \leq bw + 16hf$ $be \leq bw + \text{luz libre a la siguiente viga}$
<p>VIGAS DE BORDE</p>	$be \leq bw + \frac{ln \text{ viga}}{12}$ $be \leq bw + 6hf$ $be \leq bw + \frac{\text{luz libre a la siguiente viga}}{2}$

	
<p>VIGAS T AISLADAS</p> 	$hf \geq \frac{bw}{2}$ $be \leq 4bw$

Fuente: Adaptado de Ottazzi Pasino, 2011

Requisitos:

- Como requisito principal se debe cumplir que el momento resistente sea mayor al momento actuante

$$Mr \geq Mu$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

- Según la Norma E0.60, en su art. 10.5.2, el área mínima por tracción de secciones rectangulares es:

$$A_{smin} = 0.007 \sqrt{f'c} / f_y b d$$

Dónde:

b= base de la viga (cm)

d= peralte efectivo de la viga (cm)

Para diseños a una capa, d=(h-6)cm

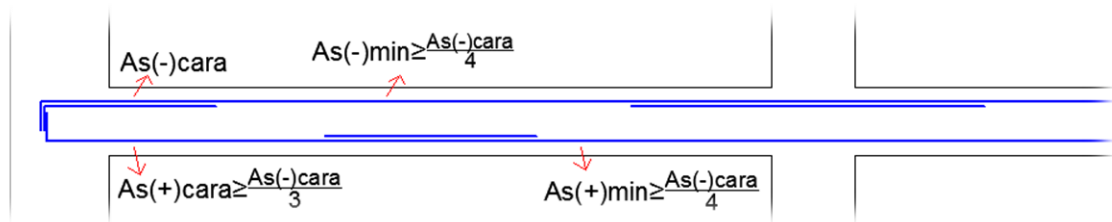
Para diseños a dos capas, d=(h-9)cm

$A_{smin}=0.0024 b d$  , para  $f'c=210kg/cm^2$  y  $f_y=4200kg/cm^2$

$A_{smin}=0.0024 \times 25 \times 59=3.54cm^2$

Para el  $A_s$  mínimo también existen otras exigencias indicadas en la Norma E.060 (art. 21.4.4), los cuales se resumen en la siguiente figura:

**Figura 71: Área de aceros mínimos en toda la longitud de las vigas sísmicas**



**Fuente: Adaptado de la Norma E.060, art. 21.4.4**

- En elementos sometidos a flexión se pueden dar tres tipos de fallas: falla de tracción, falla de compresión y falla balanceada. La primera falla ocurre en vigas subreforzadas y asegura que la viga tendrá comportamiento dúctil al momento de fallar. Por el contrario, las dos últimas fallas mencionadas ocurre de manera intempestiva (falla frágil).

La falla balanceada sirve como un parámetro para delimitar área de acero necesario para asegurar que la viga tendrá una falla dúctil; por lo tanto, la cuantía no debe de pasar del 0.75 de la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ) para asegurar un comportamiento dúctil.

$$\rho_{m\acute{a}x}=0.75\rho_b$$

$$A_{sm\acute{a}x}=0.75\rho_b \times b \times d$$

$\rho_b=0.216$  , para para  $f'c=210kg/cm^2$  y  $f_y=4200kg/cm^2$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 \times 0.0216 \times 25 \times 59 = 23.90cm^2$$

- Cuando las vigas están unidas monolíticamente a la losa, se considera un momento de monolitismo en la cara de sus apoyos igual a  $W_u \cdot l_n^2 / 24$ , donde  $w_u$  es la carga última de diseño y  $l_n$  es la luz libre de la viga.



#### 4.4.2. DISEÑO POR CORTANTE

Fundamentos:

- El requisito principal es que la cortante resistente  $\phi V_n$  debe ser mayor o igual al cortante último  $V_u$

$$\phi V_n \geq V_u$$

El cortante último es el cortante crítico obtenido del análisis estructural, este cortante se calcula a una distancia "d" de la cara del apoyo siempre y cuando:

- ✓ No existan cargas concentradas dentro de la distancia "d" hacia la cara del apoyo.
- ✓ Las cargas de gravedad induzcan compresión en el apoyo.

En caso no se cumplan estas condiciones el cortante crítico se ubicará en la cara del apoyo de la viga.

El cortante nominal  $V_n$  es la suma del cortante que aporta el concreto  $V_c$  más la suma del cortante que aporta el acero  $V_s$ .

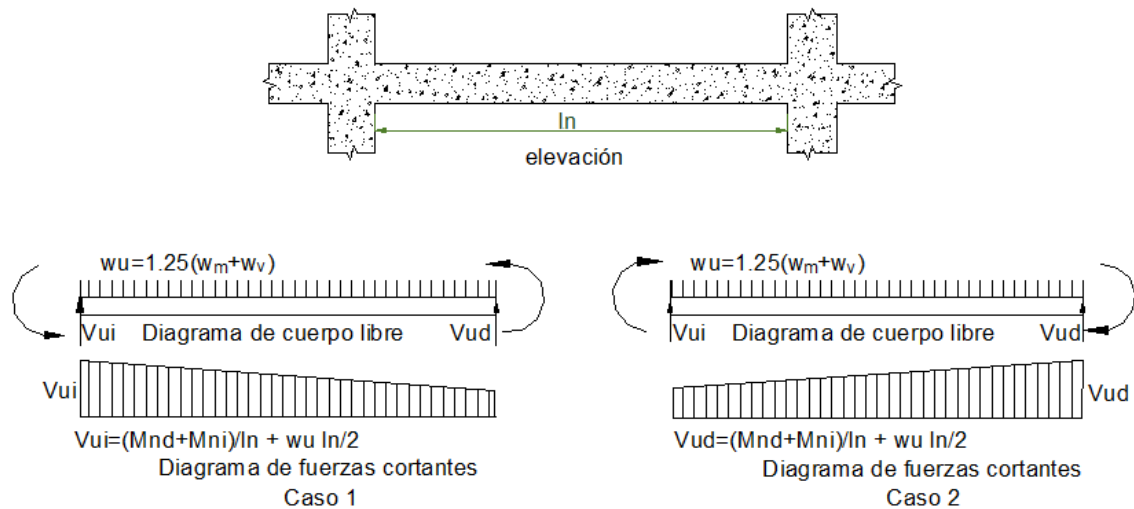
$$\phi V_n = V_c + V_s$$

El cortante resistente del concreto  $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$

El cortante resistente que aporta el acero transversal es  $V_s = A_v \times f_y \times d/s$ , donde  $A_v$  = área de acero transversal, y  $s$  = espaciamiento del acero transversal.

- La cortante última  $V_u$  no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:
  - ✓ El cortante último obtenido de las combinaciones de carga.
  - ✓ El cortante último obtenido por el método de Capacidad: El cortante obtenido con el Método de Capacidad para los sistemas de muros estructurales o duales tipo I, se calcula en base al refuerzo colocado por flexión tal como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 72: Fuerza cortante de diseño en vigas.**



**Fuente: NTE0.60**

La fuerza cortante calculada por el método de la Capacidad (ver fig.4.7) no debe sobrepasar del cortante obtenido con las combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo por un factor de 2.5. (art. 21.4.3)

- La Norma E 0.60 (art. 21.4.4) indica los estribos mínimos a colocar en las vigas.

Zona de confinamiento: longitud considerada 2 veces el peralte de la viga, medida desde la cara del apoyo.

En esta zona los estribos deben estar espaciados como máximo en menor de los siguientes valores:

$s \leq d/4$ ; donde  $d$  es el peralte efectivo

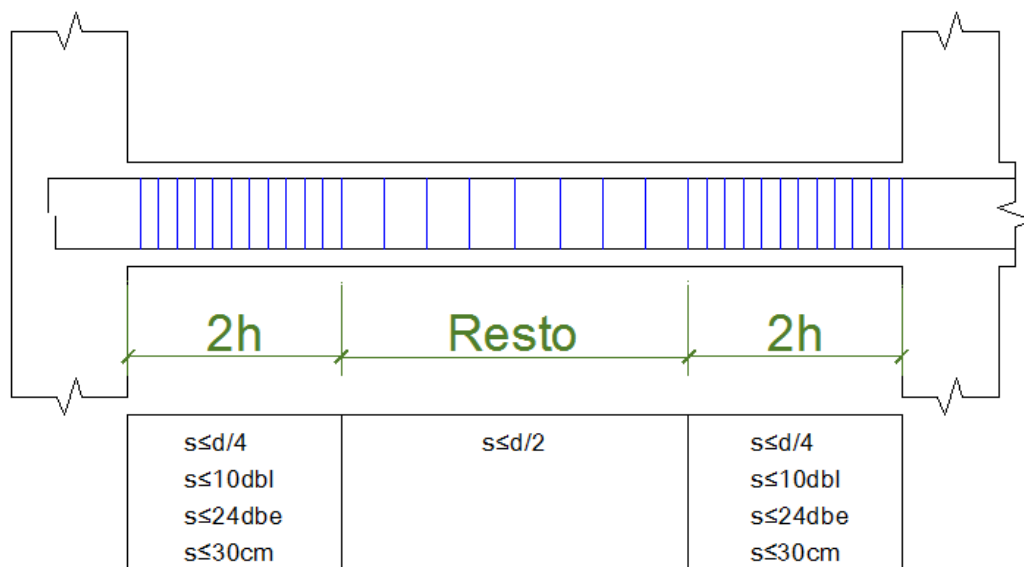
$s \leq 10 \text{ db}$ ; donde  $db$  es el menor diámetro de la barra longitudinal.

$s \leq 24 \text{ dbe}$ ; donde  $dbe$  es el diámetro del estribo.

$s \leq 30 \text{ cm}$

Resto: Para el resto de la viga, el espaciamiento máximo que se debe colocar es  $d/2$ .

**Figura 73: Distribución mínima de estribos en vigas para un sistema de muros estructurales o dual tipo I.**



#### 4.4.3. CONTROL DE DEFLEXIONES

Para realizar el chequeo de deflexiones es necesario utilizar el Método por esfuerzos admisibles, mediante el cual se puede garantizar que el elemento tendrá un adecuado funcionamiento bajo cargas de servicio.

Consideraciones generales

- i. El cálculo de las deflexiones se hace siguiendo las expresiones recomendadas por el ACI318-14(capítulo 24) y (OTTAZZI PASINO, 2011).
- ii. El momento de Inercia efectivo ( $I_{ef}$ )

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

$I_g$ =momento de inercia de la sección bruta

$I_{cr}$ =momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto

$M_{cr}$ =momento de agrietamiento de la sección

$M_a$ =momento máximo actuante en la sección donde se evalúa  $I_{ef}$  y la deflexión (sin amplificar)

iii. El momento de agrietamiento de la sección ( $M_{cr}$ )

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Donde:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{módulo de rotura del concreto})$$

$y_t$  = distancia del eje centroidal de la sección total, despreciando el refuerzo, a la fibra externa en tensión

iv. El momento de inercia efectivo depende será un promedio ponderado calcula de acuerdo a:

- En elementos continuos en ambos extremos

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

Donde:

$I_{e1}$  y  $I_{e2}$  son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo.

$I_{e3}$  es el momento de inercia de la sección central del tramo.

- Si el tramo sólo es continuo en un extremo

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_{e2} + 2I_{e3}}{3}$$

$I_{e2}$  son los momentos de inercia en la sección del extremo continuo

$I_{e3}$  es el momento de inercia de la sección central del tramo.

#### 4.4.4. CONTROL DE FISURACIÓN

El refuerzo por tracción colocado en las vigas debe distribuirse adecuadamente para evitar la presencia de grietas.

La Norma E 0.60 (art. 9.9) establece los parámetros para poder controlar así el ancho de grietas por flexión.

Consideraciones generales:

- i. La distribución y esfuerzos bajo condiciones de servicio deben permitir que se obtenga un valor del parámetro Z menor o igual que 26000Kg/cm. El parámetro Z es:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

- ii. El esfuerzo del acero bajo condiciones de servicio  $f_s$  se calcula con la siguiente formula:

$$f_s = 0.6f_y$$

- iii. El área efectiva de concreto en tracción  $A_{ct}$  es igual a :

$$A_{ct} = \frac{2 d_c \cdot b}{n}$$

Donde:

$d_c$ = es el espesor del recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema más traccionada hasta el centro de la barra longitudinal más cercana. (cm)

$n$ = número de barras

#### **4.4.5. ANCLAJE**

##### **4.4.5.1. Longitud de desarrollo**

Según lo indicado en la Norma, los aceros de las vigas longitudinales deben ingresar cierta distancia en los apoyos para asegurar una adecuada adherencia entre el acero y el concreto, de no cumplirse con esa longitud mínima el acero se saldrá del apoyo. Estas longitudes de desarrollo mínimas dependiendo del diámetro de barra son las que se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 46: Longitudes de desarrollo de barras en tracción.**

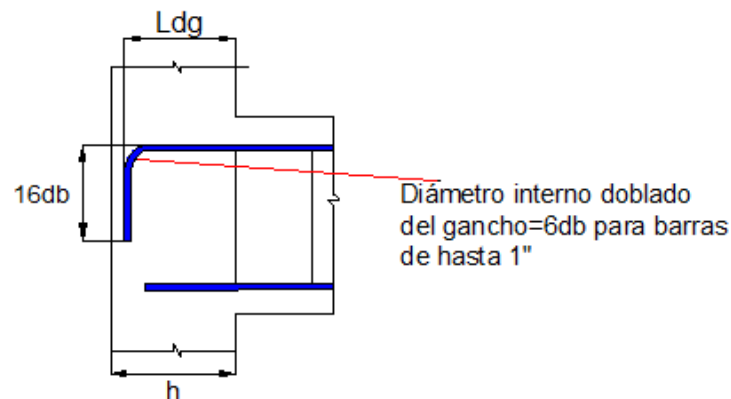
LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN					
$\phi$	$\phi$ mm	$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$	
		ld(mm)		ld(mm)	
		Barras superiores	Otras barras	Barras superiores	Otras barras
8mm	8	367	282	317	244
3/8"	9.525	436	336	378	291
12mm	12	550	423	476	366
1/2"	12.7	582	448	504	388
5/8"	15.875	727	560	630	485
3/4"	19.05	873	672	756	582
1"	25.4	1441	1109	1248	960
1 3/8"	34.925	1982	1524	1716	1320

Fuente: Adaptado de la Norma E 0.60, art. 12.2

#### 4.4.5.2. Gancho estándar

El gancho estándar se usa en caso la longitud desarrollo no pueda cumplirse. Este gancho consta de una longitud horizontal y otra vertical. Para una resistencia a compresión del concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , la longitud de gancho estándar  $l_{dg}$  es equivalente a  $22db$ . La longitud vertical siempre se considera  $16db$ . ( $db =$  diámetro de la barra). Esto se puede observar en la siguiente figura:

**Figura 74: Anclaje con gancho estándar.**



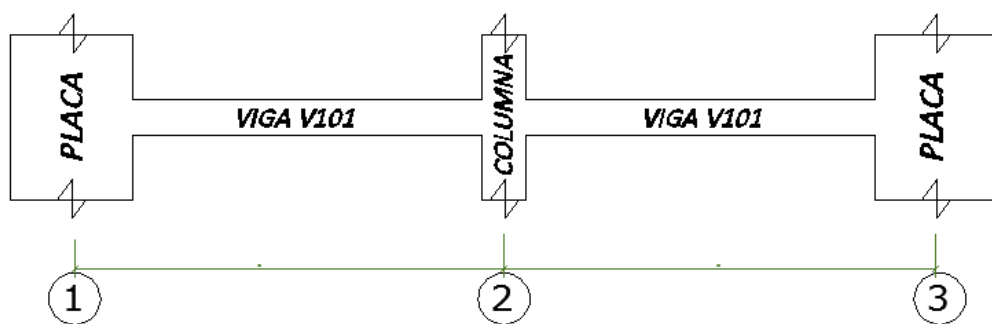
Fuente: Adaptado de Ottazzi Pasino, 2011)

#### 4.4.6. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA VIGA

##### VIGA A -1º

Se tiene la viga VA-1º (correspondiente al eje A del techo del primer nivel), esta viga tiene tres apoyos: dos placas en los extremos y una columna en la parte central. La viga tiene dos tramos (tramo 1-2 y tramo 2-3), los cuales son simétricos, por lo tanto todos los cálculos se realizarán para el primer tramo y en el detallado se duplicará el diseño para el tramo 2-3 en forma de espejo.

Figura 75: Elevación de viga VA-1º



Para conocer la sección transversal de la viga es necesario conocer lo siguiente:

- La losa del primer techo es de maciza de comportamiento bidireccional, por lo tanto la sección de la viga para el diseño a flexión no será rectangular.
- La viga VA-1º es externa, por lo tanto su sección será en forma de L, donde  $b_w=25\text{cm}$ ; y  $h_f=15\text{cm}$ .

VIGAS DE BORDE	
	$b_e \leq 25 + \frac{6.35}{12} = 78\text{cm}$ $b_e \leq 25 + 6 \times 15 = 115\text{cm}$ $b_e \leq 25 + \frac{505}{2} = 278$ <p>De todos se toma el menor valor, por lo tanto <math>b_e=78\text{cm}</math>.</p>

Diseño por flexión:

Para realizar el diseño por flexión es necesario tener el diagrama de momentos flectores (envolvente sísmica). Para realizar la envolvente primero se definen los momentos para los tres estados de carga: carga muerta CM, carga viva CV y carga de sismo CS (izquierda a derecha y viceversa).

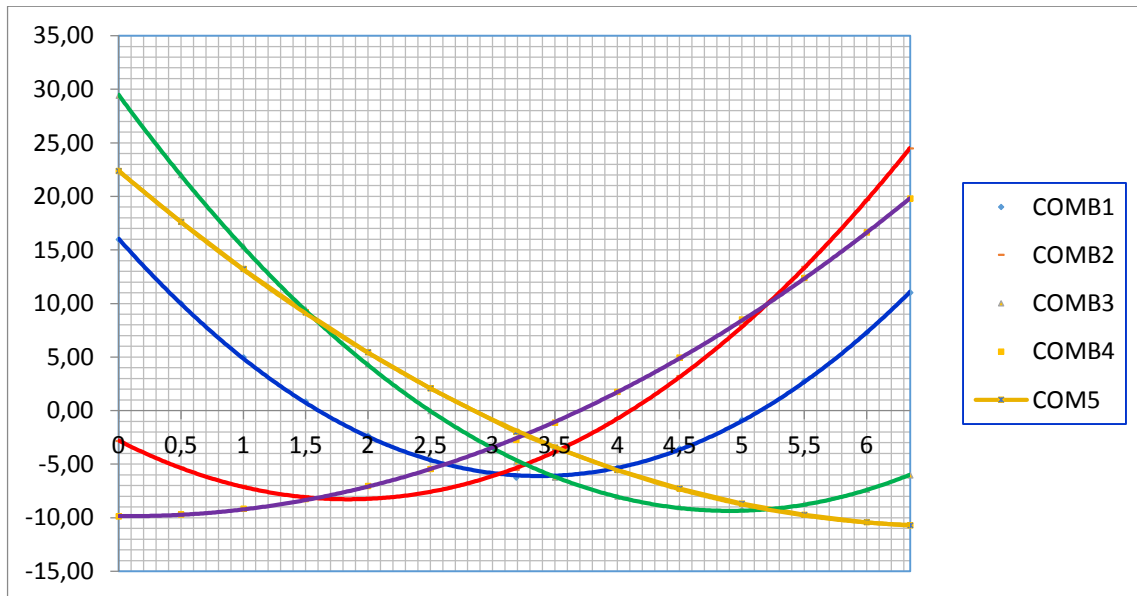
Distancia (m)	CM (ton-m)	CV (ton-m)	CS (ton-m)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COM5
0	-6.92	-3.69	16.13	-15.95	2.87	-29.39	9.90	-22.36
0.5	-4.39	-2.27	13.66	-10.00	5.34	-21.98	9.71	-17.61
1	-2.24	-1.07	11.19	-4.96	7.05	-15.33	9.17	-13.21
1.5	-0.48	-0.10	8.72	-0.84	8.00	-9.44	8.28	-9.15
2	0.90	0.65	6.25	2.36	8.18	-4.31	7.05	-5.44
2.5	1.89	1.17	3.77	4.64	7.61	0.06	5.48	-2.07
3.19	2.63	1.53	0.36	6.28	5.56	4.83	2.73	2.01
3.5	2.55	1.54	-1.17	6.19	3.94	6.28	1.12	3.46
4	2.12	1.39	-3.64	5.33	0.75	8.03	-1.73	5.55
4.5	1.31	1.02	-6.11	3.56	-3.20	9.02	-4.93	7.29
5	0.11	0.42	-8.58	0.87	-7.92	9.25	-8.48	8.69
5.5	-1.46	-0.41	-11.05	-2.75	-13.40	8.71	-12.37	9.74
6	-3.43	-1.46	-13.53	-7.28	-19.64	7.42	-16.61	10.44
6.35	-5.03	-2.33	-15.26	-11.00	-24.45	6.06	-19.78	10.73
COLUMNA 30X80								
7.15	-5.03	-2.33	-15.26	-11.00	-24.45	6.06	-19.78	10.73
7.5	-3.43	-1.46	-13.53	-7.28	-19.64	7.42	-16.61	10.44
8	-1.46	-0.41	-11.05	-2.75	-13.40	8.71	-12.37	9.74
8.5	0.11	0.42	-8.58	0.87	-7.92	9.25	-8.48	8.69
9	1.31	1.02	-6.11	3.56	-3.20	9.02	-4.93	7.29
9.5	2.12	1.39	-3.64	5.33	0.75	8.03	-1.73	5.55
10	2.55	1.54	-1.17	6.19	3.94	6.28	1.12	3.46
10.5	2.63	1.53	0.36	6.28	5.56	4.83	2.73	2.01



11	1.89	1.17	3.77	4.64	7.61	0.06	5.48	-2.07
11.5	0.90	0.65	6.25	2.36	8.18	-4.31	7.05	-5.44
12	-0.48	-0.10	8.72	-0.84	8.00	-9.44	8.28	-9.15
12.5	-2.24	-1.07	11.19	-4.96	7.05	-15.33	9.17	-13.21
13	-4.39	-2.27	13.66	-10.00	5.34	-21.98	9.71	-17.61
13.5	-6.92	-3.69	16.13	-15.95	2.87	-29.39	9.90	-22.36

La envolvente sísmica para el primer tramo (tramo 1-2) es la siguiente:

**Figura 76: Envolvente sísmica de la viga VA-1º**



Con los momentos críticos (tanto positivo como negativo) se realiza el cálculo del refuerzo por flexión.

<p>NOTA: ESTOS CÁLCULOS SON SÓLO PARA EL TRAMO 1-2 YA QUE EL TRAMO 2-3 ES SIMÉTRICO</p>			
		1	1-2
Mu-(ton-m)	29.22		24.45
b (cm)	25		25
d (cm)	56		56
$\rho$	0.01139317		0.009266655
Asmin (cm <sup>2</sup> )	3.54	17.68/4=4.42	3.54
Asreq (cm <sup>2</sup> )	15.95		12.97
Ascol	2Ø 3/4"+6Ø5/8" = 17.68cm <sup>2</sup>		2Ø 3/4"+4Ø5/8" = 13.68cm <sup>2</sup>
Mu+ (ton-m)		12.18	
b (cm)		78	
d (cm)		59	
$\rho$		0.0012056	
Asmin (cm <sup>2</sup> )	17.68/3=5.89cm <sup>2</sup>	3.54	13.68/3=4.56cm <sup>2</sup>
Asreq (cm <sup>2</sup> )		5.55	
Ascol		2Ø 3/4" = 5.68cm <sup>2</sup>	

Para realizar el corte de acero se calcula el momento resistente del acero que continua y se ubica en la envolvente sísmica.

$$Mr = \Phi As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde

Mr= momento resistente

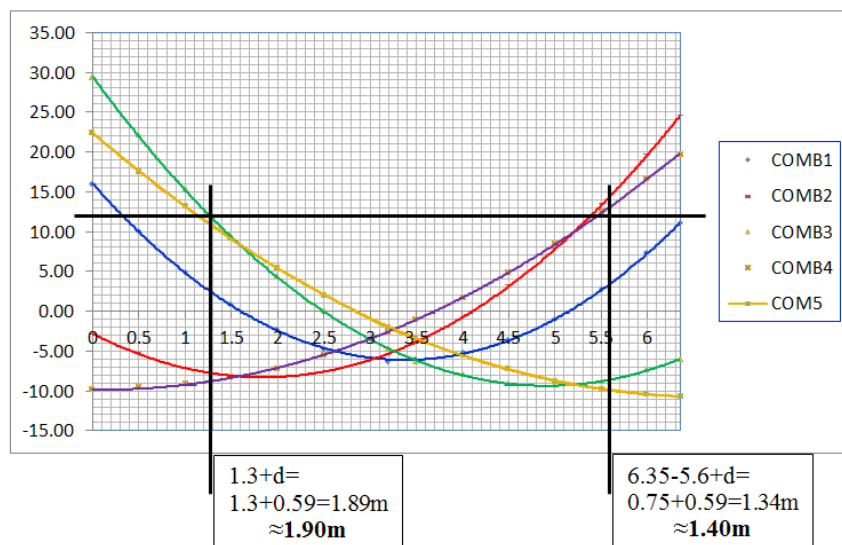
$\Phi$ = factor de reducción de resistencia a flexión =0.9

d=peralte efectivo

a=profundidad de bloque comprimido equivalente

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'c \cdot b}$$

		1	1-2	2
ACERO NEGATIVO	As corto (cm <sup>2</sup> )	6Ø5/8"= 12		4Ø5/8"= 8
	As queda(cm <sup>2</sup> )	2Ø3/4"= 5.68		2Ø3/4"= 5.68
	d(cm)	59		59
	b(cm)	25		25
	Mr(ton-m)	12.09		12.09
ACERO POSITIVO		No hay corte		



### Diseño por cortante



Para el diseño por fuerza cortante primero es necesario conocer el cortante último, para lo cual se tienen tres consideraciones:

Vu-1º: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga.

Vu-2º: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga, amplificando la carga de sismo por 2.5

Vu-3º: Cortante obtenido utilizando el refuerzo longitudinal colocado (Método de la Capacidad)

Los cortantes críticos Vu-1º y Vu-2º son calculados a una distancia “d” de la cara del apoyo, siendo d= 65-6=59cm. El cortante Vu-3º se calcula a la cara del apoyo ya que se pretende que la rótula plástica se de en la viga.

Vu-1º	Vu-2º	Vu-3º	
		CM=1.5ton/m; CV=0.9ton/m	
Vud izq=13.8ton Vud der=12.5ton	Vud izq=21.2ton Vud der=19.9ton	Apoyo 1 As-=17.68 As+=5.68 Vu izq=16.5ton	Apoyo 2 As-=13.68 As+=5.68 Vu der=17.7ton
		El menor de estos valores, por lo tanto: Vud izq=16.5ton      Vud der= 17.7ton	
El mayor de estos valores, por lo tanto los cortantes críticos de diseño son: Vud izq= 16.5ton    Vud der=17.7ton			

- El cortante resistente del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 59 = 9.6 \text{ ton}$$

Se tiene que  $V_{ud} > \phi V_c$ , por lo tanto es necesario colocar refuerzo por cortante.

- Se sabe que el cortante resistente  $\phi V_c$  es igual al aporte por corte del concreto más el aporte a corte del acero:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

Despejando  $V_s$  se tiene que:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Reemplazando valores:

$$V_s \text{ izq} = \frac{16.50}{0.85} - 9.6 = 9.8\text{ton}$$

$$V_s \text{ der} = \frac{17.70}{0.85} - 9.6 = 11.2\text{ton}$$

- Se debe comprobar que:

$$V_s \leq V_{\text{máx}}$$

$$V_s \leq \emptyset 2.1 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$V_s \leq 0.85 \times 2.1 \sqrt{210} \times 25 \times 59$$

$$V_s \leq 38.2\text{ton}$$

$$9.8 \leq 38.2\text{ton} \quad \text{CUMPLE}$$

$$11.2 \leq 38.2\text{ton} \quad \text{CUMPLE}$$

- Se realiza el cálculo del espaciamiento de estribos:

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

Se va a utilizar estribos de 3/8" de diámetro, por lo tanto reemplazando valores se tiene que:

$$s \text{ izq} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 59}{9800} = 35\text{cm}$$

$$s \text{ der} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 59}{11200} = 31\text{cm}$$

- El espaciamiento máximo según la Norma E 0.30 en la zona de confinamiento es:

FÓRMULA	RESULTADO	ESPACIAMIENTO A UTILIZAR
$s \leq d/4$	$s \leq 14.75\text{cm}$	El menor de todos es 14.75cm ≈ 12.5cm
$s \leq 10 \text{ dbI}$	$s \leq 15.87\text{cm}$	
$s \leq 24 \text{ dbE}$	$s \leq 22.86\text{cm}$	
$s \leq 30\text{cm}$	$s \leq 30\text{cm}$	

Este espaciamiento se utiliza en la zona de confinamiento igual a  $2h = 2(0.65\text{m}) = 1.30\text{m}$  desde la cara de los apoyos en ambos extremos.

- Para el resto de la longitud de la viga se va a colocar estribo espaciado a  $d/2$   
 $s=59/2=29.5\approx 25\text{cm}$

- El primer estribo desde la cara de los apoyos se coloca a 10cm

- La distribución final de los estribos será:

□ Ø3/8" 1@10, 10@12.5, resto@25 en ambos extremos

Control de deflexiones

- Cálculo de momento de inercia efectivo promedio ( $I_{efprom}$ )

Para el acero positivo:

$$y_t=40.70\text{cm}$$

$$I_g=920687\text{cm}^4$$

$$M_{cr}=655628\text{kg-cm}$$

$$I_{cr}=146653\text{cm}^4$$

$$I_{ef}=920687\text{cm}^4$$

Para el acero negativo:

APOYO 1	APOYO 2
$y_t=24.30\text{cm}$	$y_t=24.30\text{cm}$
$I_g=920687\text{cm}^4$	$I_g=920687\text{cm}^4$
$M_{cr}=1098109\text{kg-cm}$	$M_{cr}=1098109\text{kg-cm}$
$I_{cr}=327677\text{cm}^4$	$I_{cr}=269439\text{cm}^4$
$I_{ef}=920687\text{cm}^4$	$I_{ef}=920687\text{cm}^4$

La inercia efectiva promedio para el tramo analizado será: (E.060, ítem 9.6.2.4)

$$I_{ef} = 920687\text{cm}^4$$

Deflexiones inmediatas

$$\Delta_i = \frac{5xL_n^2}{48xE_c x I_{ef}} [M_{CL} - 0.10(M_L + M_D)]$$

Donde:

$L_n$ =luz libre del elemento en el tramo en estudio

$E_c$ =módulo de elasticidad del concreto

Ief=Inercia efectiva de la sección en el punto en el cual se analiza la deflexión

MCL=Momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio

ML, MD= Momentos negativos en los extremos del tramo (sin signo)

- Debidas a la carga muerta

$$\Delta_i \text{ cm}=0.028\text{cm}$$

- Debidas al 100 % de la carga viva

$$\Delta_i \text{ cv}=0.020\text{cm}$$

- Debidas al 30% de la carga viva.- Se estima que esta es la fracción de carga viva que podría actuar permanentemente. (Ottazzi Pasino, 2011)

$$\Delta_i \text{ cv (30\%)}=0.020 \times 0.3=0.006\text{cm}$$

Deflexiones diferidas

$$\lambda \Delta = \frac{\epsilon_t}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\rho'$  = cuantía del acero en compresión calculado a la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

$\epsilon_t$  = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Para 5 años a más, este factor es 2.

$$\lambda \Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.001234} = 1.88$$

$\lambda=2$ , sección con acero en compresión y para deflexión diferida a 5 años a más.

- $\Delta_d \text{ cm}=1.88 \times 0.028=0.053\text{m}$
- $\Delta_d \text{ cv(30\%)}=1.88 \times 0.006=0.011\text{cm}$

Deflexiones máximas admisibles	Deflexiones obtenidas
$L/480=635/480=1.32\text{cm}$	$\Delta_{icv} + \Delta_{dcv(30\%)} + \Delta_{dcm} = 0.020 + 0.011 + 0.053 = 0.084\text{cm}.$

Se puede observar que las deflexiones obtenidas están muy por debajo de las máximas admisibles por la norma.

#### CONTROL DE FISURACIÓN

FÓRMULA	RESULTADO
Esfuerzo del acero: $f_s=0.6f_y$	$f_s=0.6 \times 4200=2520 \text{ kg/cm}^2$
Número de barras: n	2
Recubrimiento del concreto hasta el centro del acero: dc	6cm
Ancho de la viga: b	25cm
Área efectiva de concreto en tracción: $Act = \frac{2 \cdot dc \cdot b}{n}$	150cm <sup>2</sup>
Parámetro $Z = f_s \sqrt[3]{dc \cdot Act}$	$Z=24330 \text{ kg/cm}$

Para asegurar que no se tendrán fisuraciones perjudiciales el parámetro Z obtenido debe ser menor o igual que 26000kg/cm.

24330 ≤ 26000 CUMPLE

#### ANCLAJE

En el diseño de la viga se utilizó aceros longitudinales de diámetros de 5/8" y 3/4", por lo tanto la longitud de desarrollo  $l_d$  debe ser:

	Ld superior	Ld inferior
Ø5/8"	72.7cm ≈ 75cm	56cm ≈ 60cm
Ø3/4"	87.3cm ≈ 90cm	67.2cm ≈ 70cm

Debido a que los apoyos de las vigas en los extremos son placas de 2.25m de peralte, existe suficiente espacio para que la longitud de desarrollo cumpla, por lo tanto se utilizan las longitudes de la tabla anterior según el diámetro y ubicación del acero longitudinal.

#### 4.5. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas principalmente a esfuerzos de flexo-compresión y cortante. Estos elementos son muy importantes al igual que las placas ya que de fallar, toda la estructura también fallaría, debido a que son el soporte de la estructura.

El criterio de diseño para el dimensionamiento y armadura en cada una de las columnas está relacionado con mantener las mismas secciones en los ocho niveles con el fin de



economizar en los encofrados. En base a este criterio se está eligiendo uniformidad en las dimensiones de cada una de las columnas en todos los pisos, tomando como variable la calidad del concreto  $f'c$  de 280 para los niveles inferiores y  $f'c$  de 210 para los niveles superiores. Por otro lado la cantidad de acero requerida corresponde a la cuantía mínima de 1%, tal como se demuestra en los diagramas de interacción analizados para cada nivel.

(Ottazzi Pasino, 2011) menciona que en edificios altos es posible cambiar la sección de la columna cada 3 o 4 pisos, esto con el fin de ahorrar concreto, sin embargo esto ocasiona cambiar el encofrado.

En la estructura analizada no es necesario el cambio de sección, basta con cambiar la resistencia a compresión del concreto  $f'c$ .

	Del S <sup>o</sup> -1 <sup>o</sup> piso	Del 2 <sup>o</sup> al 8 <sup>o</sup> piso
<b>F'c</b>	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>210 kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Eje 2<sup>a</sup></b>	<b>CI</b>	<b>CII</b>
<b>Eje 1B y eje 3B</b>		
<b>Eje 2B</b>		
<b>Eje 1C y eje 3C</b>		
<b>Eje 2D</b>		
<b>Diseño típico de columna</b>		

#### 4.5.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para el diseño por flexocompresión de la columna la Norma E 0.60 (art.21.4.5) indica que la cuantía mínima es el 1 % y la máxima es 6 %.

Con la sección que se obtuvo en el predimensionamiento se calcula el refuerzo mínimo, con el cual se da la primera tentativa de distribución de refuerzo en la sección de la columna. Con esta distribución de acero se realiza el diagrama de interacción, el cual representa las combinaciones de momento flector  $\Phi M_n$  y carga axial  $\Phi P_n$  resistentes ( $\Phi M_n$ ,  $\Phi P_n$ ). Con el diagrama de interacción se puede

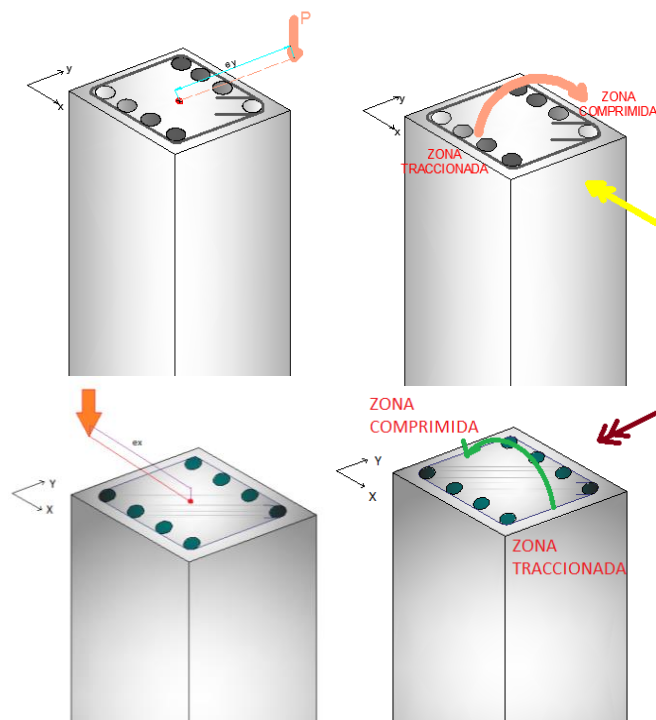
saber si la columna va a resistir las cargas últimas ( $M_u, P_u$ ) obtenidas de las cinco combinaciones de carga.

A continuación, se detalla el procedimiento para determinar el Diagrama de Interacción:

- 1.- Se determina la distribución de acero en la sección de la columna.
- 2.- Se determina la dirección de análisis (se debe analizar en ambas direcciones "x" e "y") y el sentido del momento (se debe analizar en ambos sentidos "+" y "-").

En la siguiente imagen se muestra que la columna está siendo analizada con excentricidad en "y" y momento positivo.

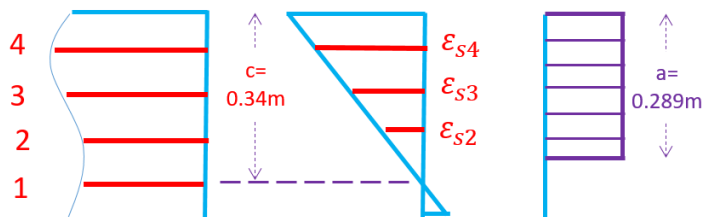
**Figura 77: Ubicación de zona comprimida y zona traccionada en una columna.**



**Fuente: propia**

- 3.- Luego, se hace coincidir el eje neutro con distintos puntos en la dirección de la excentricidad analizada. En la figura mostrada se analiza en el punto de fisuración incipiente, que coincide con el eje del primer acero en tracción.

Figura 78: Deformación unitaria de los aceros y esfuerzo de compresión en una columna.



Fuente: propia.

4.- Los puntos más importantes a analizar son:

- Compresión pura. - cuando toda la columna se considera en compresión.
- Fisuración incipiente
- Falla balanceada
- Punto cercano a la flexión pura.
- Tracción pura

5.- Cada uno de los puntos analizados da un par de Momento y fuerza, con los cuales se forma el diagrama de interacción.

Rótula plástica

La rótula plástica es la región de un elemento de pórtico (columnas, vigas) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

Cuando se trata de un sistema estructural de pórticos o dual tipo II es necesario comprobar la resistencia mínima de las columnas (ítem 21.6.2 de la Norma E.060).

La estructura que se desarrolló en la presente tesis, se trata de un sistema de muros estructurales, sin embargo se realiza este procedimiento como forma de verificación.

Se debe garantizar que de producirse la rótula plástica ésta se dará en las vigas y no en las columnas, ya que al producirse en las columnas toda la estructura fallará debido a que estos elementos son el soporte. Para garantizar que la rótula plástica se da en las vigas debe cumplir lo siguiente:

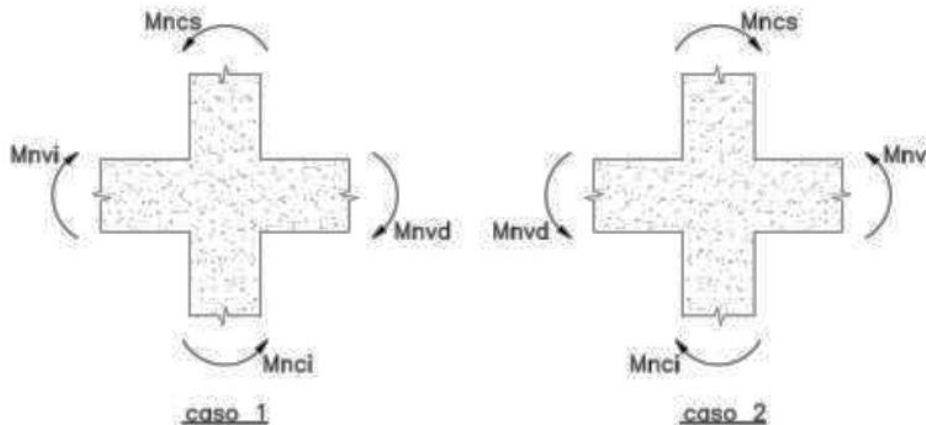
$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$

Donde:

$\Sigma M_{nc}$  = suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan a un nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\Sigma M_{nv}$  = suma de momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

**Figura 79: Resistencia a flexión de las columnas y vigas en las caras de los nudos.**



Fuente: NTE0.60

#### 4.5.2. DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte de las columnas que pertenecen a un sistema resistente de muros estructurales debe cumplir con los requerimientos establecidos en la Norma E 0.60 (art. 21.4).

Este diseño debe asegurar una falla por flexión, por lo tanto se calcula el cortante último en base al refuerzo colocado en la columna por flexión. Al asegurar una falla por flexión se está asegurando que de ocurrir una falla, esta tendrá un comportamiento dúctil y por lo tanto la falla no será intempestiva.

CORTANTE ÚLTIMO  $V_u$ :

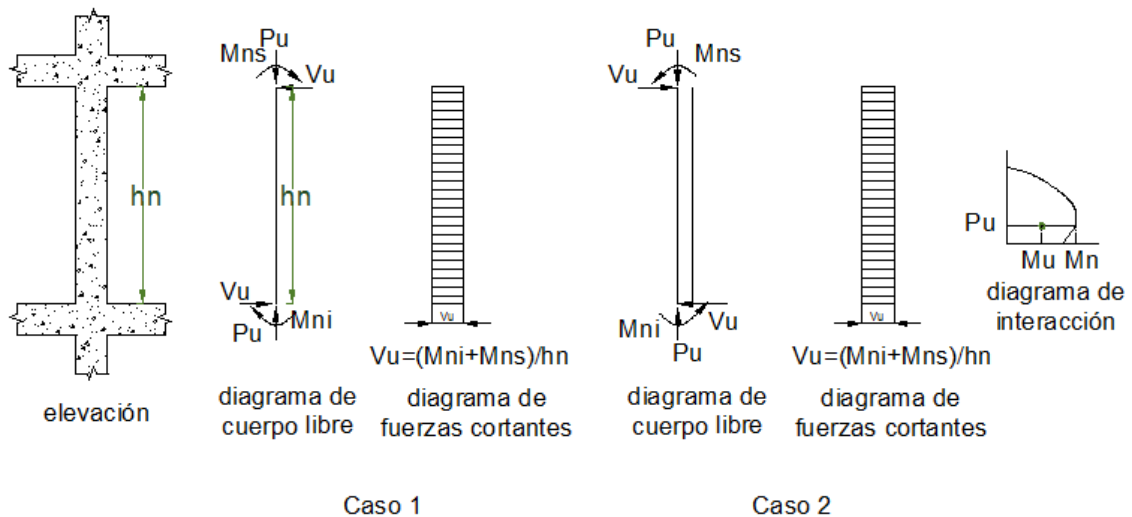
El cortante último  $V_u$  no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- El cortante último más crítico obtenido de las 5 combinaciones de carga.
- El cortante último obtenido por el método de Capacidad.

El cortante obtenido con el Método de Capacidad se calcula con el refuerzo por longitudinal colocado.

Para el cálculo de la fuerza cortante última se necesita conocer los momentos nominales que aporta el acero longitudinal de la columna (fig. 72)

**Figura 80: Fuerza cortante de diseño en columnas.**



**Fuente: NTE0.60**

De la figura mostrada se sabe que:

$M_{ni}$  = momento nominal inferior

$M_{ns}$  = momento nominal superior

$H_n$  = luz libre de la columna

Sin embargo, el cortante calculado con el Método de la Capacidad no debe de sobrepasar del cortante último más crítico obtenido de las 5 combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo por un factor de 2.5.

CORTANTE RESISTENTE  $\Phi V_n$ :

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto ( $\Phi V_c$ ) se considera un valor no mayor que lo obtenido con la siguiente expresión: (E0.60, art.)

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \left( 1 + \frac{P_u}{140 A_g} \right)$$

Donde:

$b_w$ =ancho de la columna

$d$ =peralte efectivo de la columna

$P_u$ =carga axial última de la columna

$A_g$ =área de la sección de la columna

El cortante resistente  $\Phi V_n$  total está conformado por el aporte del concreto  $V_c$  y del acero  $V_s$ , por lo tanto:

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

Y el cortante del acero  $V_s$  es igual a:

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

Donde

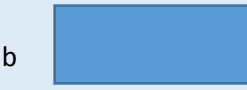
$A_v$ =área del refuerzo transversal

$d$ =peralte efectivo

$s$ =espaciamiento del refuerzo transversal

Espaciamiento mínimo:

Según la Norma E0.60 el primer estribo se coloca a 5cm y los siguientes son como se muestra en la tabla:

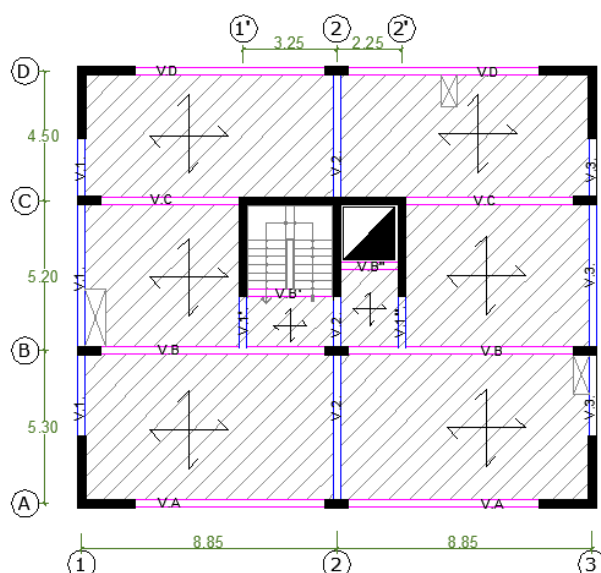
	<p>Longitud de confinamiento (<math>L_o</math>)</p> <p><math>L_o</math> es el mayor valor de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>L_o = h_n / 6</math></li> <li>• <math>a</math></li> <li>• 50cm</li> </ul>	<p>Zona central</p>
<p>espaciamiento</p>	<p>8dbl</p>	<p><math>d/2</math>, donde "d" es el peralte</p>

	b/2 10cm	efectivo
--	-------------	----------

### 4.5.3. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA COLUMNA

En este ítem se presenta el diseño de la columna C2B 1<sup>o</sup>-4<sup>o</sup>(columna del eje 2B desde el primer al cuarto piso)

Figura 81: Ubicación de la columna más cargada.



Fuente: propia

Para la columna del 1<sup>o</sup> piso se tienen los siguientes estados de carga:

	CM	CV	CS
Carga Axial (ton)	120	31	34
Msuperior(ton-m)	1.58	1.06	13
Minferior(ton-m)	0.49	1.28	22

Con los cuales se obtienen los pares de momentos y cargas axiales últimas:

	EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR	
	Pu(ton)	Mu(ton-m)	Pu(ton)	Mu(ton-m)
1.4CM+1.7CV	220.70	4.01	220.70	2.86
1.25(CM+CV)+CS	222.75	16.30	222.75	24.21
1.25(CM+CV)-CS	154.75	-9.70	154.75	-19.79
0.9CM+CS	142.00	14.42	142.00	22.44
0.9CM-CS	74.00	-11.58	74.00	-21.56



### Diseño por flexión

Para el refuerzo por flexión, se considera primero el área de acero mínimo:

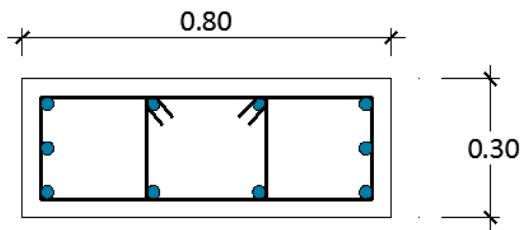
$$A_{smin}=1\%A_g$$

$$A_g= \text{área de la sección}=30 \times 80=2400 \text{cm}^2$$

$$A_{smin}=1\% \times 2400=24 \text{cm}^2$$

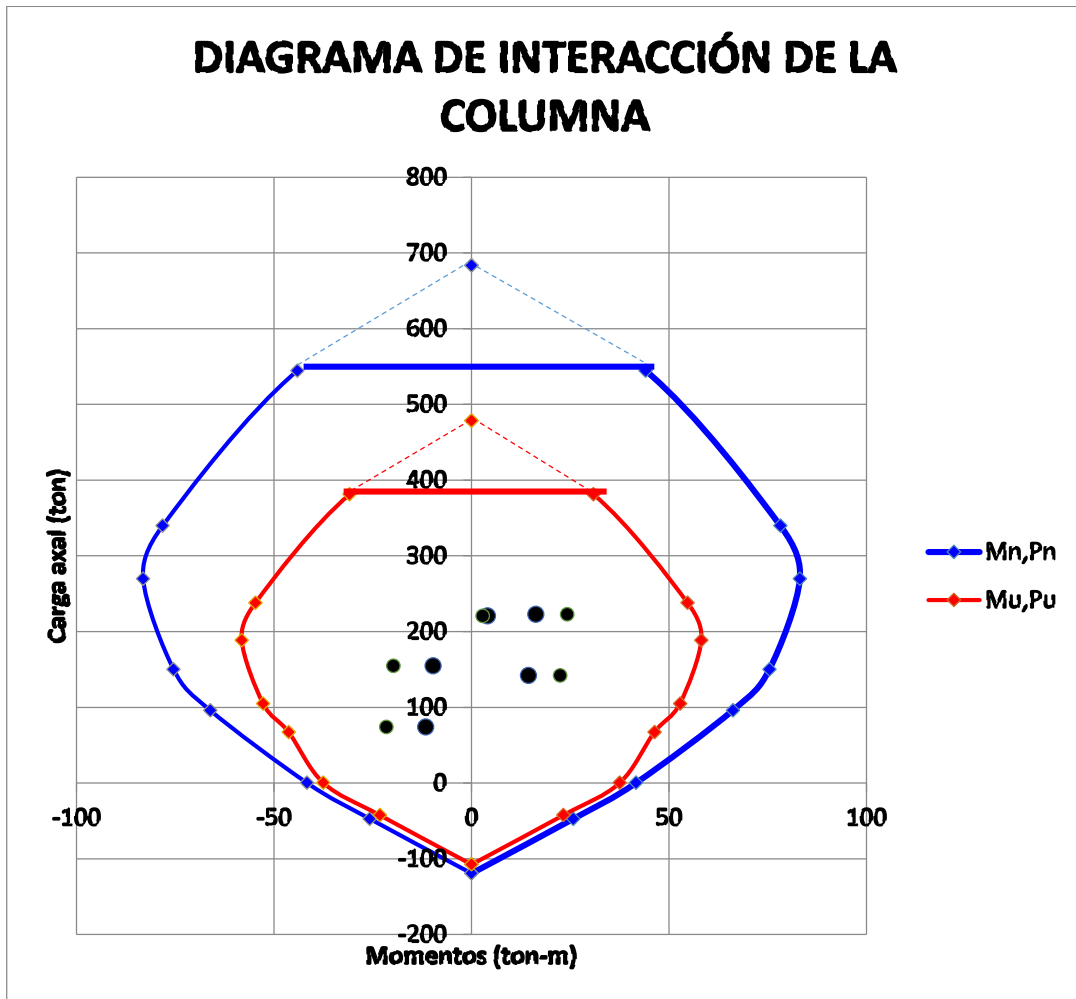
Para esta área de acero requerido se propone la siguiente distribución:

$$A_{scol}=10\text{Ø}3/4''=28.4 \text{cm}^2$$



Para la sección mostrada se obtiene el siguiente diagrama de interacción, donde se ubican los pares de momentos y cargas axiales últimos obtenidos en el análisis estructural ( $M_u, P_u$ )

Figura 82: Diagrama de interacción de la columna



Como se puede observar todos los puntos caen dentro del diagrama de interacción, por lo tanto se comprueba que la cuantía de acero colocada es adecuada.

Diseño por cortante

Cortante último Vu:

Para el diseño por fuerza cortante primero es necesario conocer el cortante último, para lo cual se tienen tres consideraciones:

Vu-1º: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga.

El cortante último Vu es 12.87ton



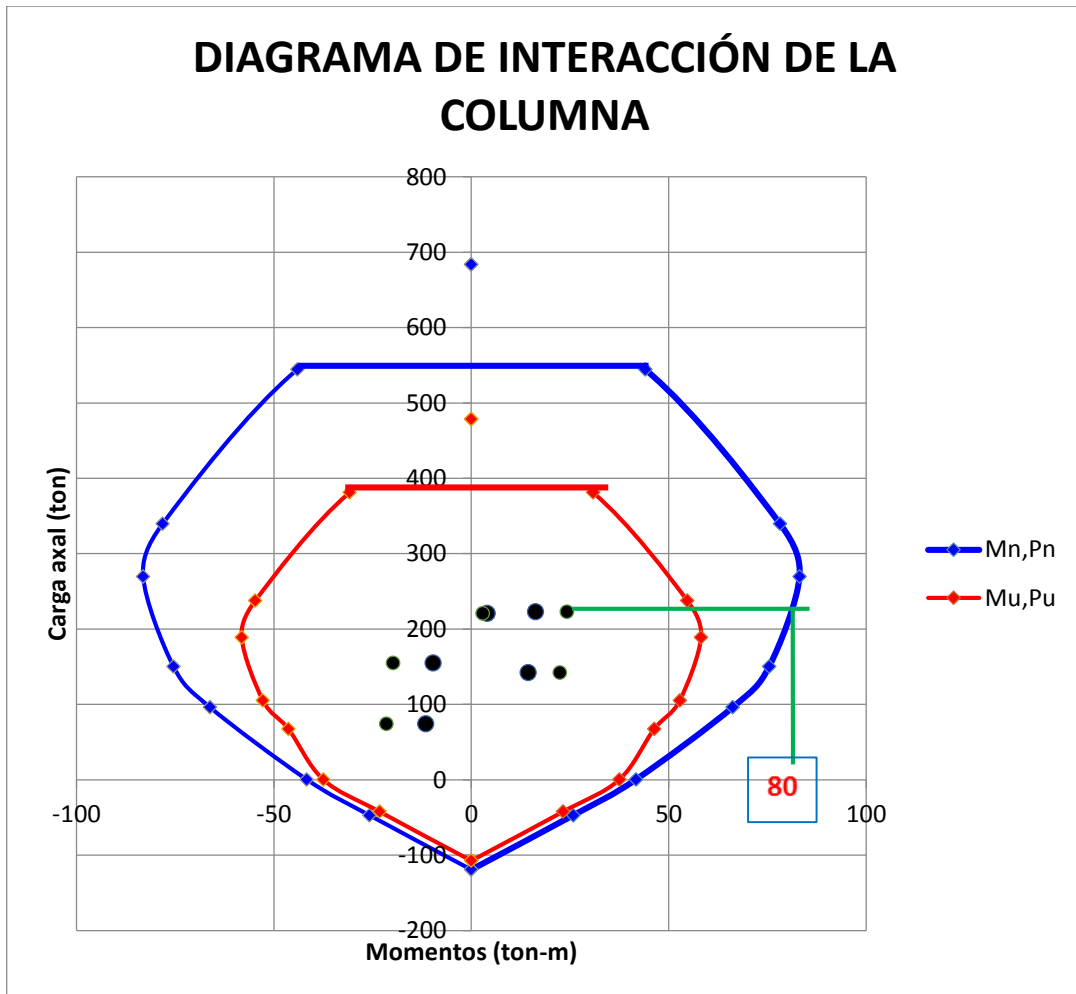
Vu-2º: Cortante obtenido de las cinco combinaciones de carga, amplificando la carga de sismo por 2.5

El cortante último  $V_u$  es 29.52ton



$V_u-3^\circ$ : Cortante obtenido utilizando el refuerzo longitudinal colocado.

Para esto es necesario utilizar el diagrama de interacción de la columna, ubicando la fuerza axial  $P_u$  que dé el mayor momento nominal posible.





$P_u = \Phi P_n = 222 \text{ ton}$	$M_u = \Phi M_n = 56 \text{ ton-m}$	$M_n = 80 \text{ ton-m}$	$\Phi = 0.70$
------------------------------------	-------------------------------------	--------------------------	---------------

La distribución del acero es continuo en todo el piso por lo tanto el Momento nominal inferior es igual al momento nominal superior  $M_{ninf} = M_{nsup} = 80 \text{ ton}$ , por lo tanto el cortante último  $V_u$  es:

$$V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n = 2 \times 80 / 2.25 = 71 \text{ ton}$$

En el siguiente cuadro se presentan los 3 cortantes últimos calculados anteriormente, y se escoge el más desfavorable según la norma:

Vu-1°	Vu-2°	Vu-3°
 Vu=12.87ton	 Vu=29.52ton	Vu=(Mni+Mns)/hn Vu=2x80/2.25=71ton
El menor de estos valores, por lo tanto: Vu=29.52ton		
Se escoge el mayor de estos valores, por lo tanto el cortante crítico es: Vu=29.52ton		

Cortante resistente  $\Phi V_n$ :

El cortante del concreto es  $V_c$ :

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} \times 30 \times 74 \left( 1 + \frac{222}{140 \times 30 \times 80} \right) = 19.70 \text{ ton}$$

El cortante que debe aportar el acero es:

$$V_s = V_u / \Phi - V_c = 29.52 / 0.85 - 19.70 = 15 \text{ ton}$$

Sin embargo el cortante máximo que puede aportar el acero es:

$$V_{s\max} = 2.1 \times \sqrt{280} \times 30 \times 74 = 78 \text{ ton}$$


$V_s < V_{s\max}$  CUMPLE

Por lo tanto el espaciamiento para estribos de  $\emptyset 3/8$ " que se necesita en la zona de confinamiento es:

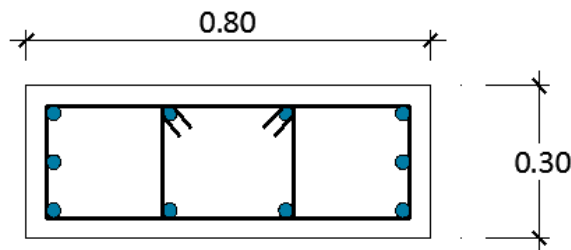
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{4(0.71) \cdot 4200 \cdot 74}{15000} = 58 \text{ cm}$$

Estribos mínimos:

	<p>Longitud de confinamiento (Lo)</p> <p>Lo es el mayor valor de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>Lo=hn/6=37.5\text{ cm}</math></li> <li>• <b><math>a=80\text{cm}</math></b></li> <li>• <math>50\text{cm}</math></li> </ul>	<p>Zona central</p>
<p>Espaciamiento</p>	<p>So es el menor valor de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>8db_l=8(1.91)=15\text{cm}</math></li> <li>• <math>b/2=30/2=15\text{cm}</math></li> <li>• <b><math>10\text{cm}</math></b></li> </ul>	<p>S es el menor valor de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>d/2</math>, donde "d" es el peralte efectivo: <math>74/2=37\text{cm}</math></li> <li>• <b><math>30\text{cm}</math></b></li> </ul>

En conclusión, la distribución del estribo resulta:  $\varnothing 3/8''$  1@5, 8@10, resto@30 en ambos extremos.



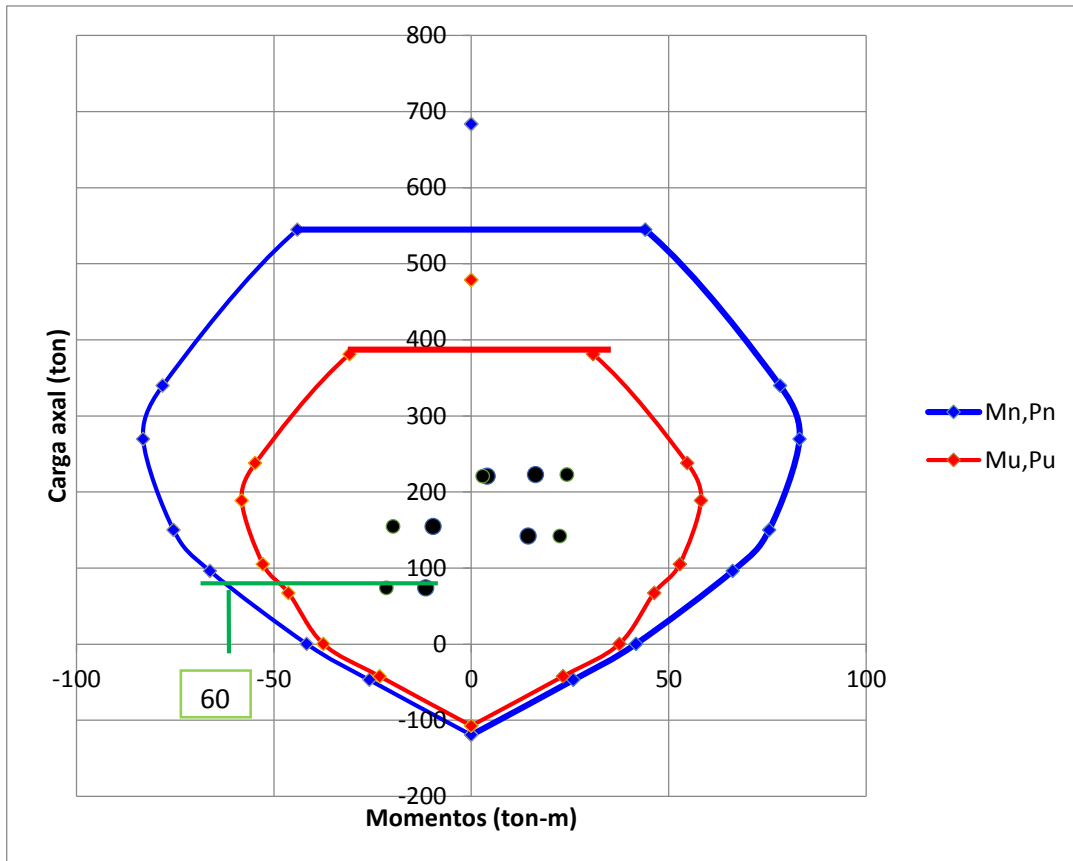
Rótula plástica

Sólo como forma de verificación del diseño se realiza este procedimiento. Se debe garantizar que de producirse la rótula plástica ésta se dará en las vigas y no en las columnas.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$

Momento nominal en la columna del sótano:

El momento nominal se obtiene con la fuerza axial amplificada, en las direcciones de análisis correspondientes que den la resistencia a flexión más baja.



Como el acero en la columna es constante desde el sótano hasta el último nivel, la sumatoria de momentos nominales es 60ton-m

Momento nominal en la viga B del sótano:

CASO 1	Apoyo 1	Apoyo 2
As=	17.68cm <sup>2</sup>	5.68cm <sup>2</sup>
Mn=	35.4ton-m	13.5ton-m

CASO 2	Apoyo 1	Apoyo 2
As=	5.68cm <sup>2</sup>	17.68cm <sup>2</sup>
Mn=	13.5ton-m	35.4ton-m

La sumatoria de momentos nominales es cada caso es 38.5+13.8 =52.3ton-m

$$\frac{\sum Mnc}{\sum Mnv} = \frac{60}{48.9} = 1.23$$

Como se observa, la relación de momentos nominales de la columna y viga es mayor a 1.2, por lo tanto se asegura que la columna es más que la viga y que la rótula plástica se dará en la viga.

## 4.6. DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros estructurales de concreto armado son elementos verticales que tienen una longitud mucho mayor que su espesor. La función principal de estos elementos es el de aportar rigidez lateral a la estructura y así soporte las fuerzas horizontales producidas por los sismos.

Las placas deben ser diseñadas para resistir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores simultáneamente.

Las placas que tengan alas(L,T,U,) se debe tomar un ancho efectivo medido desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre:

- La mitad de la distancia al alma de un muro adyacente.
- El 10 % de la altura total del muro.

Para realizar diseños uniformes de las placas se considera la siguiente tipificación:

	<b>Del 1º al 4º piso</b>	<b>Del 5º al 8º piso</b>
<b>Eje 1A ^ 3A</b>	PL1A ^ PL3A 1º-4º	PL1A ^ PL3A 5-8º
<b>Eje 1D ^ 3D</b>	PL1D ^ PL3D 1º-4º	PL1D ^ PL3D 5-8º
<b>Ascensor</b>	PLasc 1º-4º	PLasc 5-8º

### 4.6.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño del refuerzo vertical por flexión varía de acuerdo a la esbeltez de la placa. Se tienen dos casos: (Blanco Blasco, 1996)

A. Muros esbeltos ( $H/L \geq 1$ )

H= altura total del muro

L= longitud del muro

Estos elementos son lo suficientemente esbeltos que se asemejan al comportamiento de las columnas y por lo tanto se diseña por flexocompresión. En este caso se colocan elementos de borde (cabeza) y el acero repartido a lo largo de la longitud restante del muro.

Después de haber repartido el acero vertical, se construye el diagrama de interacción de la placa para cada dirección y sentido (en caso no exista simetría),

y se comprueba que los puntos ( $M_u, P_u$ ) queden dentro del diagrama de diseño. De no caer dentro del diagrama se aumenta el refuerzo en la cabeza.

Para el cálculo del acero en el cabezal se utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = M_u / (\Phi \cdot f_y \cdot z)$$

Donde:

$z$  es el peralte efectivo de la placa =  $0.8l_m$  a  $l_m$

$l_m$  = longitud total de la placa en la dirección de análisis

B. Muros poco esbeltos ( $H/L < 1$ )

En este tipo de muros la carga axial es muy baja, la distribución de esfuerzos no cumplen con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexocompresión.

El diseño es similar al de vigas pared, el cálculo del área se realiza mediante la siguiente expresión:

$$M_u = \Phi A_s \cdot f_y \cdot z$$

Donde:

$A_s$  = área de acero

$f_y$  = esfuerzo del acero

$z = 0.4L (1 + H/L);$  si  $0.5 < H/L < 1$

$1.2H;$  si  $H/L \leq 0.5$

#### 4.6.2. DISEÑO POR CORTANTE

Cortante último  $V_u$ :

- El cortante último obtenido del análisis sísmico  $V_{ua}$ .
- El cortante último obtenido por el método de Capacidad  $V_u$ : Este cortante se calcula en base al acero vertical colocado.

$$V_u = V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right); \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$$



Dónde:

$M_{ua}$  = momento amplificado proveniente del análisis sísmico.

$V_{ua}$  = cortante amplificado proveniente del análisis sísmico.

$M_n$  = momento nominal resistente del muro.

$R$  = coeficiente de reducción sísmica.

Este cortante último  $V_u$  se utilizará en el diseño de la zona donde se espera fluencia por flexión del refuerzo vertical debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura. Esta zona crítica se extiende verticalmente al mayor valor entre  $l_m$  y  $0.25M_u/V_u$  desde la base.

#### ELEMENTOS DE BORDE

Los elementos de borde son secciones ubicadas en el borde de la placa donde se concentra una mayor área de acero longitudinal. Este refuerzo vertical puede o no estar confinado con estribos, esto depende de los requerimientos indicados en la Norma E0.60 en el artículo 21.9.7.

**Figura 83: Elementos de borde de una placa.**



**Fuente: propia**

- a. Cuando requiere confinamiento:
  - Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro "c" es:

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta u/hm)}$$

Donde:

$l_m$  = longitud del muro en el plano horizontal

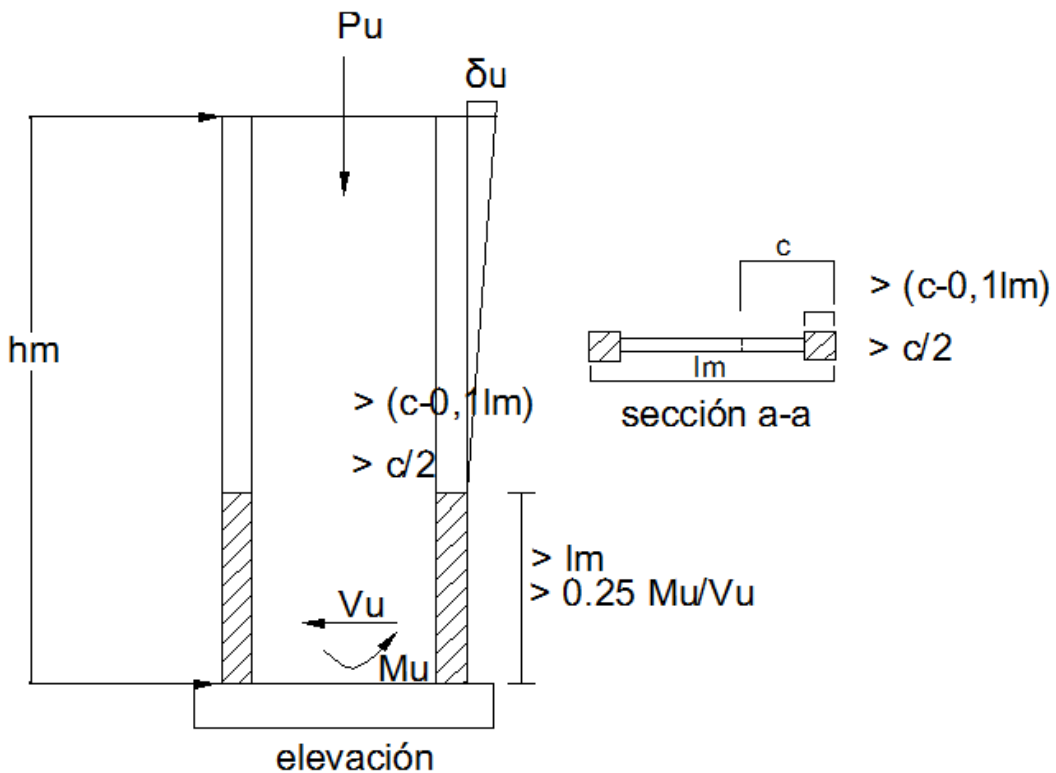
$\delta_u$  = desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo en el nivel más alto del muro.

$h_m$  = altura total del muro

- El espesor mínimo de los elementos de borde confinados es 15cm.
- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra más comprimida hasta una distancia no menor que el mayor valor entre:

$$c - 0.1l_m \quad \text{y} \quad c/2$$

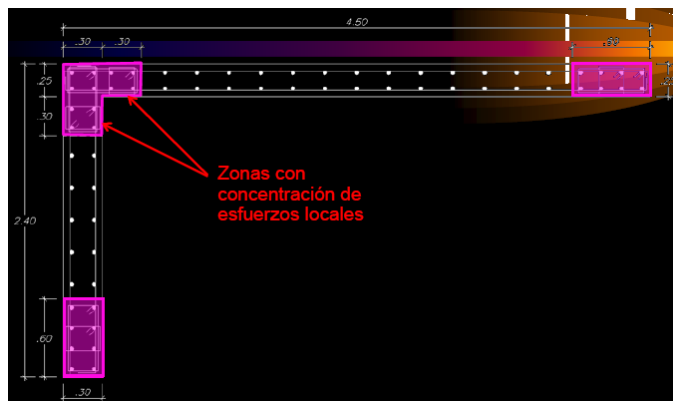
Figura 84: Elementos confinados de borde en muro.



Fuente: E0.60, art. 21.9.7.4

- En las secciones con ala, los elementos de borde se deben extender por lo menos 30cm dentro del alma.

Figura 85: Elementos de borde en placas L, T, U.



Fuente: Blanco Blasco, adaptado de la NTE0.60

- Los estribos serán como mínimo de:

Tabla 47: Diámetro de acero mínimo para estribos.

Estribo	Diámetro del acero longitudinal
Ø8mm	Hasta 5/8"
Ø3/8"	Hasta 1"
Ø1/2"	Mayor de 1"

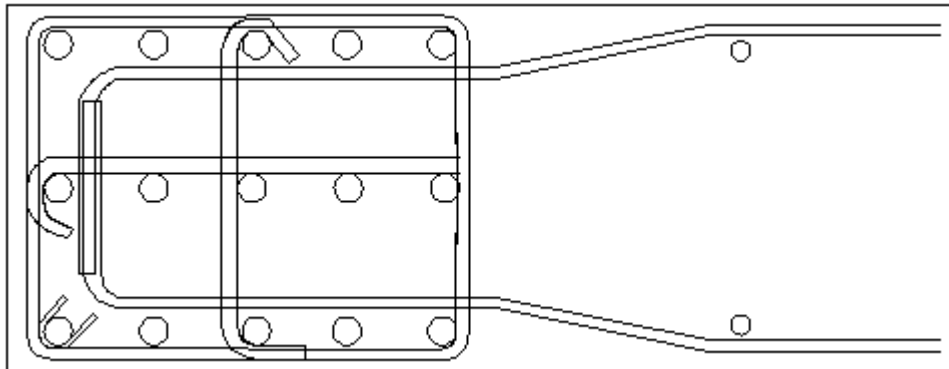
FUENTE: E.060

- Es espaciamiento no debe exceder el menor de los siguientes valores:
  - ✓ 10dbl; dbl es el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
  - ✓ La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
  - ✓ 25cm
- El refuerzo transversal de los elementos de borde deben extenderse dentro del apoyo una distancia igual a la longitud de desarrollo en tracción del acero longitudinal de mayor diámetro.

Si el muro acaba en zapata o cimiento, el refuerzo transversal sólo debe extenderse dentro del apoyo 30cm.

- El refuerzo horizontal debe estar anclado en el elemento de borde confinado con un gancho estándar.

**Figura 86: Anclaje de la placa en el elemento borde**



**Fuente: Blanco Blasco, adaptado de la NTE0.60**

- b. Cuando no requiere confinamiento:
- El refuerzo transversal no debe exceder del menor de los siguientes valores:
    - ✓  $16db_l$ ;  $db_l$  es el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
    - ✓  $48db_e$ ;  $db_e$  es el diámetro del estribo.
    - ✓ La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
    - ✓ 25cm
  - Los estribos deben formar un ángulo interno de  $135^\circ$
  - Ninguna barra longitudinal debe estar libre de confinamiento si está separada más de 15cm de una barra confinada.

Refuerzo en el alma (E0.60 art. 21.9.4 y 11.10)

- La cuantía mínima horizontal y vertical depende de la fuerza cortante última  $V_u$  y es como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 48: Cuantías mínimas según la fuerza cortante.**

	Pmín horizontal	Pmín vertical
$V_u < 0.5V_c$	0.0020	0.0015
$V_u \geq 0.5V_c$	0.0025	0.0025

**Fuente: E.060.**

- El espaciamiento máx ( $s_{máx}$ ) es el menor de los siguientes valores:
  - ✓ 3 veces el espesor del muro
  - ✓ 40cm
- El refuerzo vertical no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda el 1 %.
- Debe emplearse refuerzo a dos capas cuando se cumple una de las siguientes condiciones:
  - ✓ El espesor del muro  $\geq 20$  cm
  - ✓  $V_u > 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$

Cortante resistente  $\Phi V_n$ :

- El cortante resistente está compuesto por el aporte al corte del concreto  $V_c$  y del acero  $V_s$ .

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

- El cortante nominal del concreto es  $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$

$d$  = peralte efectivo =  $0.8 L_m$  (art. 21.9.4.5)

$t$  = espesor del muro

$h_m$  = altura total del muro

$l_m$  = longitud del muro

- El cortante nominal del acero  $V_s = \rho_h \cdot t \cdot d \cdot f_y$

$\rho_h$  = cuantía horizontal

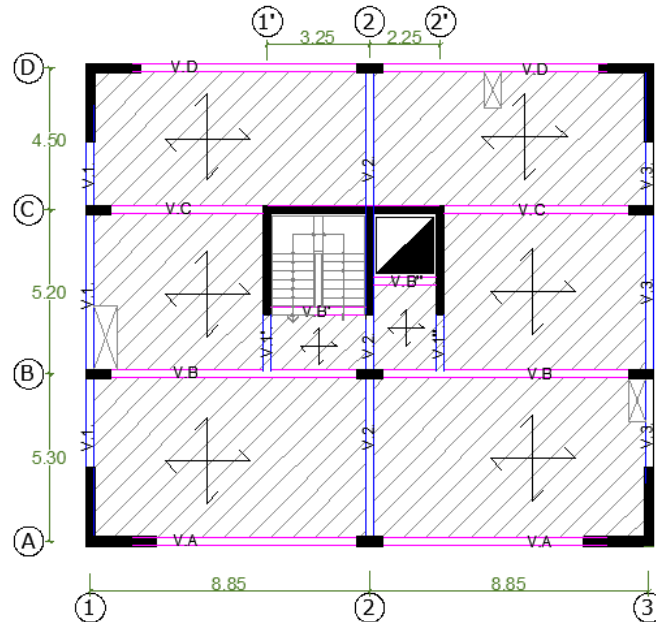
$t$  = espesor del muro

$d$  = peralte efectivo

#### 4.6.3. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA PLACA

En este ítem se presenta el diseño de la placa PL1A  $\wedge$  PL3A 1-4<sup>o</sup> (placa del eje 1A y 3A que se va a utilizar desde el primer al cuarto piso)

Para las placas se tienen los siguientes estados de carga:



Estados de carga:

	Dirección X		Dirección Y	
	P	Mx-x	P	My-y
CM	211.18	-13.3	211.18	-44.73
CV	47	-5.5	47	-17.32
CS	45.6	316.16	82.4	408.52

	Dirección X		Dirección Y	
	Pu(ton)	Mu(ton-m)	Pu(ton)	Mu(ton-m)
1.4CM+1.7CV	375.55	-27.97	375.55	-92.07
1.25(CM+CV)+CS	368.33	292.66	405.13	330.96
1.25(CM+CV)-CS	277.13	-339.66	240.33	-486.08
0.9CM+CS	235.66	304.19	272.46	368.26
0.9CM-CS	144.46	-328.13	107.66	-448.78

### Diseño por flexión

Para el diseño por flexión es necesario calcular el área de acero en los cabezales y el área de acero vertical.

Descripción	Símbolo	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
		longitud del muro	$l_m =$	225	cm
espesor de la placa	$b =$	30	cm	30	cm
Desplaz. lateral inelástico	$du =$	14.85	cm	13.85	cm
altura total del muro	$h_m =$	2340	cm	2340	cm
	$du/h_m =$	0.006346		0.0059	
Prof. de eje neutro máx.	$c_{máx} =$	59	cm	84	cm
Prof. Eje neutro corresponde al Pu	$c =$	73	cm	85	cm
$c > c_{máx}$	NECESITA ELEMENTOS DE BORDE CONFINADOS			NECESITA ELEMENTOS DE BORDE CONFINADOS	
Long. del cabezal mínimo	$c - 0.1l_m =$	50	cm	55	cm
M. último del análisis	$M_u =$	358	ton-m	486	ton-m
Ascabezal	$A_s = M_u / (\Phi f_y d)$	47cm <sup>2</sup>	10Ø1"	48cm <sup>2</sup>	10Ø1"
distribución de estribo en el cabezal Ø3/8"	$10db_l =$	25.4	cm	25.4	cm
	$b =$	30	cm	30	cm
		25	cm	25	cm
Asmin vertical	$0.0025bh$	Ø3/8" @ 15cm		Ø3/8" @ 15cm	
Asmin horizontal	$0.0025bh$	Ø3/8" @ 15cm		Ø3/8" @ 15cm	

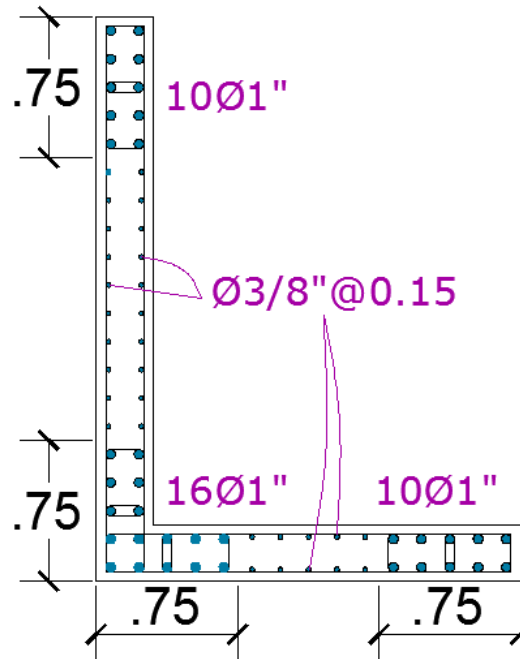
La longitud mínima del cabezal es el 55cm, en este caso se coloca 75cm tanto en la placa en "x" e "y".

### Distribución del acero vertical

En los elementos de borde se colocan 10Ø1" (nótese que se está colocando 50.1cm<sup>2</sup>, que es aproximado al cálculo previo donde nos pide 57cm<sup>2</sup>) y en la intersección 16 Ø1".

El acero vertical en el resto de la placa se coloca acero en dos capas con un espaciamiento  $\text{Ø}3/8''@0.15\text{m}$ .

Como resultado se obtiene la siguiente distribución de aceros verticales en la placa, la cual deberá ser comprobada para que soporte las solicitaciones obtenidas en el análisis estructural:

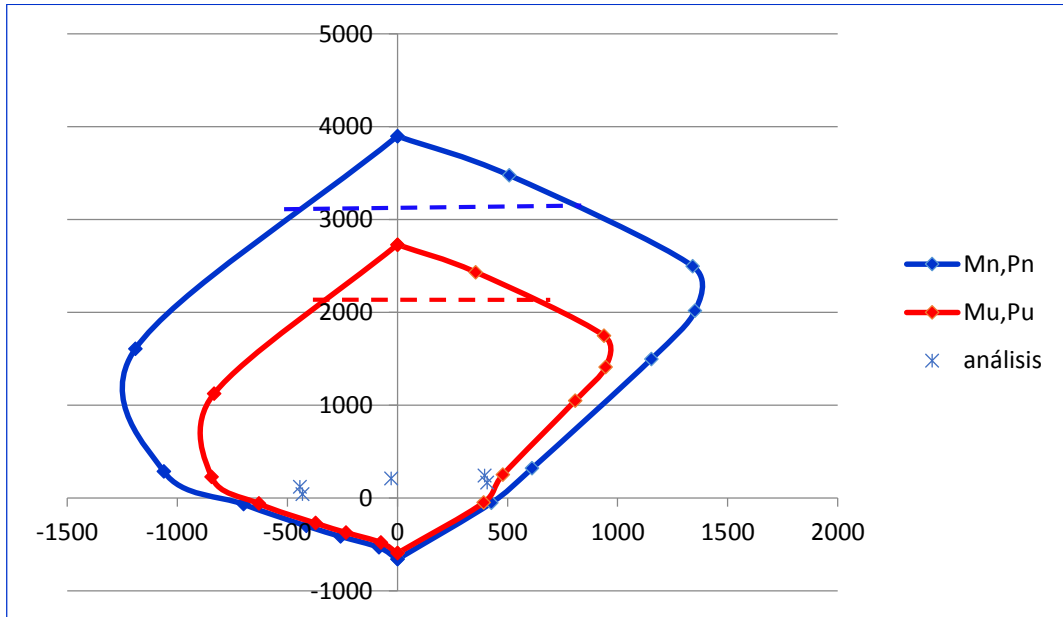


Con la distribución de aceros verticales antes mostrada se obtiene los siguientes diagramas de interacción:

Excentricidad en X

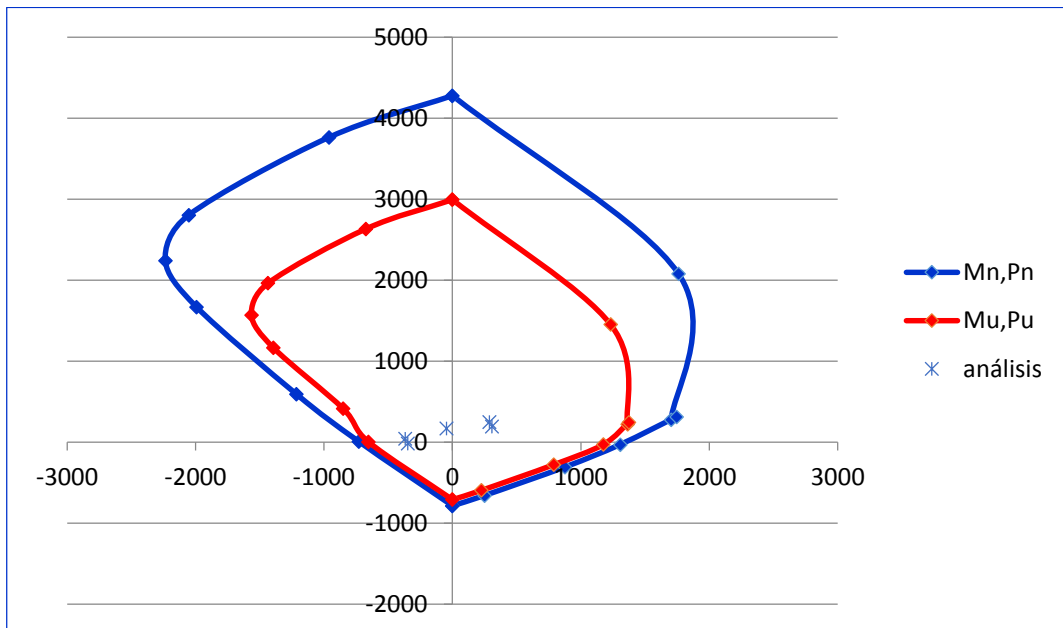


Figura 87: Diagrama de interacción de la placa PL1A ^ PL3A 1<sup>o</sup>-4<sup>o</sup> con excentricidad en X



Excentricidad en Y

Figura 88: Diagrama de interacción de la placa PL1A ^ PL3A 1<sup>o</sup>-4<sup>o</sup> con excentricidad en Y.



Como se puede observar, los pares de fuerza Mu;Pu caen dentro del diagrama, por lo tanto se comprueba que la placa resiste las solicitaciones en "x" y en "y".

Diseño por corte

Descripción	Símbolo	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Esfuerzo del acero	$f_y=$	4200	kg/cm <sup>2</sup>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del concreto a compresión	$f'_c=$	280	kg/cm <sup>2</sup>	280	kg/cm <sup>2</sup>
Long. del muro en el plano horizontal	$l_m=$	225	cm	300	cm
Espesor de la placa	$b=$	30	cm	30	cm
Cortante último del análisis estructural	$V_{ua}=$	71	ton	61	ton
Momento nominal	$M_n=$	1100	ton	1800	ton
Momento amplificado del análisis	$M_{ua}=$	358	ton	486	ton
cortante último por capacidad	$V_u=V_{ua}(M_n/M_{ua})$	218	ton	226	ton
cortante resistente del concreto	$\Phi V_c=$	51	ton	68	ton
$V_u > \Phi V_c$	NECESITA REFUERZO POR CORTE			NECESITA REFUERZO POR CORTE	
Cortante nominal del acero	$V_s=$	147.3	ton	151.3	ton
Cuantía horizontal requerida	$\rho = V_s / (h \cdot A_{cw} \cdot f_y)$	0.0023		0.0013	
$\rho_{min}$ horizontal	$\rho_{min}=$	0.0025		0.0025	
$A_{smin}$ horizontal	$0.0025bh$	Ø3/8" @ 15cm		Ø3/8" @ 15cm	

Al realizar el diseño por corte se comprueba la distribución del acero horizontal, el cual corresponde al acero mínimo.

Finalmente se calcula la cuantía de acero vertical colocado:

$$A_s \text{ total} = 187.34 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 14850 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 187.34 / 14850 = 0.0126$$

Según el reglamento, el refuerzo vertical distribuido necesita estar confinado por estribos cuando la cuantía excede de 0.01. Por lo tanto, en este caso es necesario colocar estribos.

Altura de confinamiento

a. Zona donde requiere elementos de confinamiento:

Según el art. 21.9.7.4 de la norma E.060, donde se requieren elementos de confinamiento, como en este caso, el refuerzo debe extenderse desde la sección crítica una altura no menor a  $l_m$  o  $0.25 M_u/V_u$  (ver fig. 4.15)

Para la placa analizada en la dirección x se tienen los siguientes datos:

$l_m=225\text{cm}$

$M_u=358\text{ ton-m}$	$0.25M_u/V_u=1.26\text{m}$
$V_u=71\text{ton}$	

Por lo tanto, se toma el mayor valor. La altura de confinamiento es 225cm. Será mejor considerar, toda la altura del primer piso igual a 3.10m ya que la longitud de la placa en la dirección y es de 3m.

El máximo espaciamiento que se coloca en la zona donde se necesita confinamiento es el menor de los siguientes valores:(ACI 318)

- 6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal.
- $1/3$  de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- $10\text{cm} < 10 + (35 - h_x)/3 < 15\text{cm}$ , donde  $h_x$  es la distancia entre ramas de estribos.

Para el caso de la placa en análisis, el menor valor es 10 cm como se muestra a continuación.

6dbl	15cm	10 cm
$1/3 b$	10cm	
$10 + (35 - h_x)/3$	10cm	

En conclusión: La altura de confinamiento es de 3 m, con estribos de 3/8" espaciados a 10 cm

b. Zona donde no requiere elementos de confinamiento:

Según el art. 21.9.7.7 de la E.060, el espaciamiento máximo de estribos en los elementos de borde donde no se requieren elementos de confinamiento es el menor de los siguientes valores:

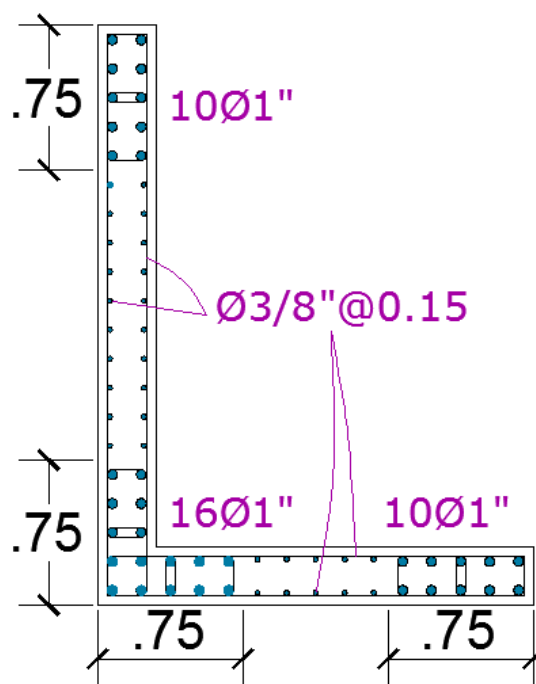
- 16 veces el diámetro de la menor barra longitudinal.
- 48 veces el diámetro del estribo
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento sometido a compresión.
- 25 cm

Para el caso de la placa en análisis, el menor valor es 10 cm como se muestra a continuación.

16dbI	40cm	25 cm
48dbe	45cm	
b	30cm	
25cm		

En conclusión: Desde el segundo piso, se utilizan estribos de 3/8" espaciados a 25 cm

Figura 89: Distribución de acero longitudinal y transversal en la placa 1A y 3A



Estribos Ø3/8" @ 0.25m

#### 4.7. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

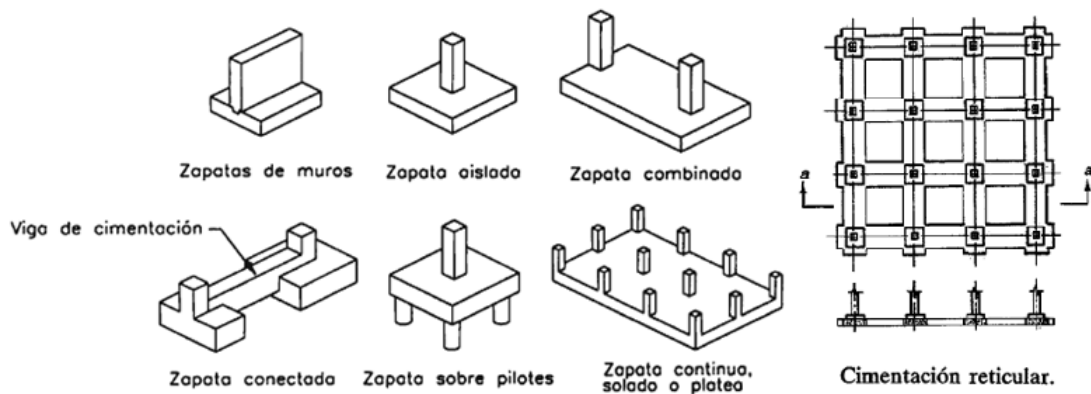
Las cimentaciones son elementos estructurales que tienen la función de transmitir las cargas de las columnas o muros hacia el suelo de cimentación sin sobrepasar la capacidad admisible de este. La capacidad portante de un suelo y la profundidad de cimentación se obtiene de un Estudio de Mecánica de Suelos, el cual es realizado por un especialista.

Para poder elegir el tipo de cimentación, (PECK, y otros, 2004) indican que se debe seguir los siguientes pasos:

1. Conocer el tipo de sistema estructural y cargas a las cuales estará sometida la edificación.
2. Conocer las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente los tipos de cimentación acostumbrados y descartar los inadecuados.
4. Hacer anteproyectos de las alternativas más prometedoras.
5. Estimar el costo de las alternativas viables.

Los tipos de cimentación que existen son:

**Figura 90: Tipos de cimentación.**



Fuente: (Harmsen, 2002) y (Nilson, 1999)

#### 4.7.1. DIMENSIONAMIENTO DEL ÁREA DE CONTACTO

Cuando se trata de zapatas reticulares se pueden tener dimensiones grandes; sin embargo esto va a depender del peso que transmite la edificación hacia el terreno. Para predimensionar el área de cimentación se utiliza la siguiente expresión recomendada por (Nilson, 1999).

$$A_{req} = \frac{P_m + P_v}{q_p}$$

Donde:

$P_m$ =peso muerto en servicio, incluido el peso propio de la zapata y del relleno

$P_v$ = Peso vivo en servicio

$q_p$ = capacidad portante del suelo de cimentación

Presiones de contacto ( $q_{max}$ ,  $q_{min}$ )

Para decidirse por el área de cimentación se debe calcular las presiones de contacto y compararlas con las admisibles ( $q_{adm}$ ). Para calcular las presiones (Nilson, 1999) recomienda la siguiente expresión que permite determinar las expresiones de contacto en los dos bordes extremos:

$$q_{max, min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

$$q_{adm} \geq q_{max, min}$$

Donde:

$P$ = fuerza actuante transmitida por las columnas o placas (en estado de servicio)

$A$ = área de la cimentación

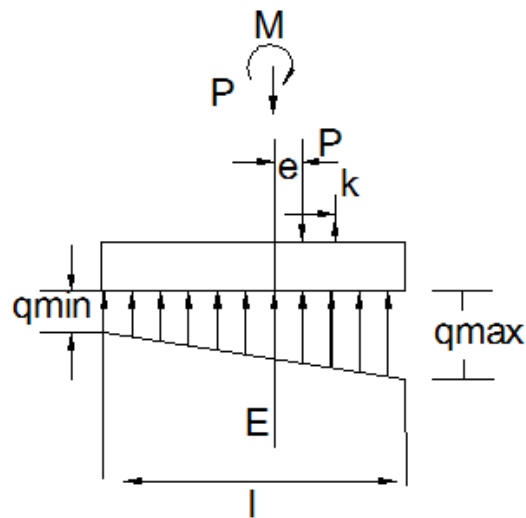
$M$ = momento actuante transmitido por las columnas o placas (en estado de servicio)

$c$ = profundidad del eje neutro desde la fibra más comprimida.

$I$ = momento de inercia de la sección

La distribución de presiones trapezoidal se cumple si  $P/A$  es mayor que  $M.c/I$ , caso contrario se trabajará con una distribución triangular.

**Figura 91: Distribución de presiones de contacto**



**(Harmsen, 2002)**

presión admisible

Para cimentaciones que soporten sólo cargas de gravedad:  $q_{adm}=q_p$ ,  
( $q_p$ =capacidad admisible del suelo).

Para cimentaciones que soporten también cargas de viento o de sismo:  
 $q_{dam}=1.30q_p$

#### 4.7.2. DIMENSIONAMIENTO DEL PERALTE DE LA ZAPATA

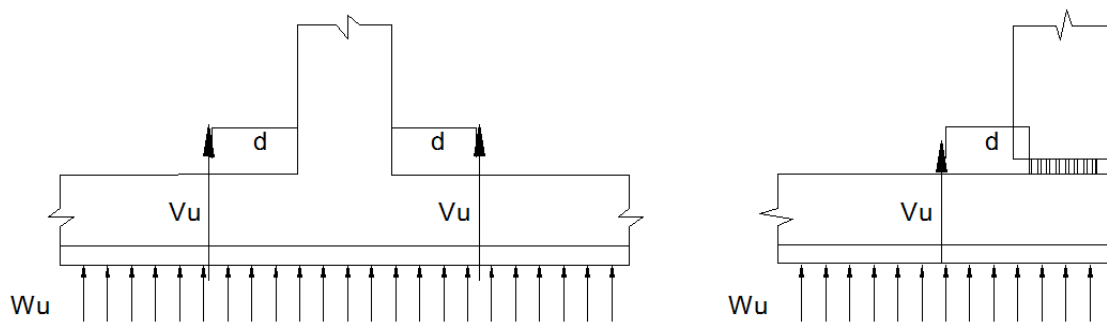
Para determinar el peralte de losa es necesario comprobar que el cortante resistente sea mayor que el cortante último por flexión y por punzonamiento.

a. Verificación de fuerza cortante por flexión (Harmsen, 2002)

Para determinar la sección crítica, es necesario identificar si la losa induce a compresión o tracción a la viga de cimentación.

- Cuando la losa induce a compresión a la viga y no existen cargas concentradas dentro de una distancia “d” de la cara del apoyo, la cortante crítica se calcula a una distancia igual al peralte efectivo “d” de la cara del apoyo como se muestra en la siguiente figura.

Figura 92: Ubicación de la cortante crítica a una distancia “d” de la cara del apoyo.

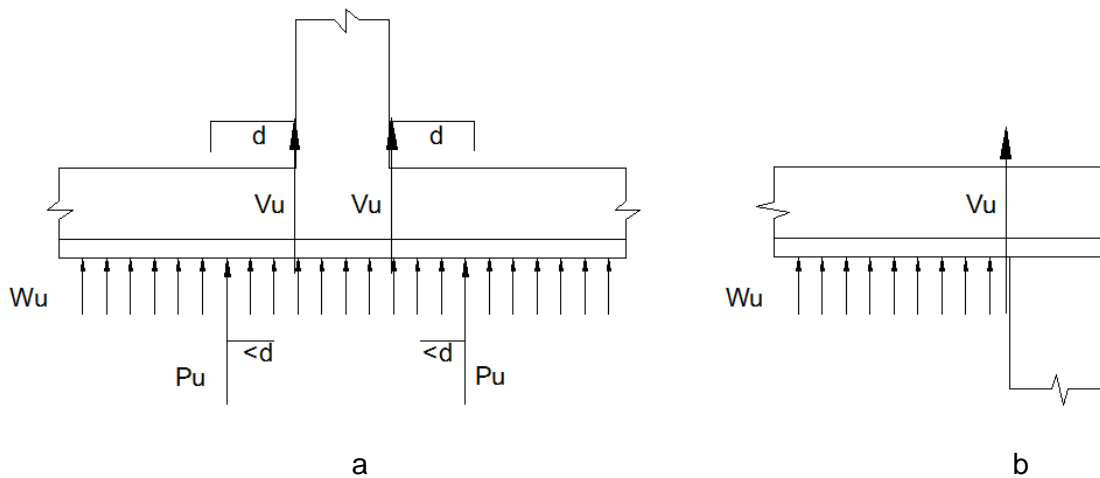


(Fuente : E060)

- Cuando la losa induce a tracción a la viga (fig. 88.b) o cuando existe una carga concentrada dentro de una distancia “d” de la cara del apoyo (fig. 88 .a), la cortante crítica se calcula en la cara del apoyo.



**Figura 93: Ubicación de la fuerza cortante crítica en la cara del apoyo.**



**Fuente: E060**

Fuerza cortante última crítica  $V_{ud}$

Una vez ubicada la sección crítica, se realiza el cálculo de la fuerza cortante en esa zona.

$$V_{ud} = q_u(c-d)$$

Dónde:

$q_u$  = carga uniformemente distribuida última

$c$  = vuelo de la zapata

$d$  = peralte efectivo de la losa  $= h - 0.10\text{m}$

Fuerza cortante resistente (E.060)

Las losas de cimentación no cuentan con refuerzo por corte, por lo tanto es el concreto el que debe resistir la fuerza cortante última que se presenta. En caso que la fuerza cortante última sea mayor que el cortante resistente, se debe aumentar el peralte de la losa. La fuerza cortante resistente es igual a:

$$\Phi V_c = V_n$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Donde:

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto

$b$ = ancho de la losa

$d$ = peralte efectivo de la losa=  $h-0.10$

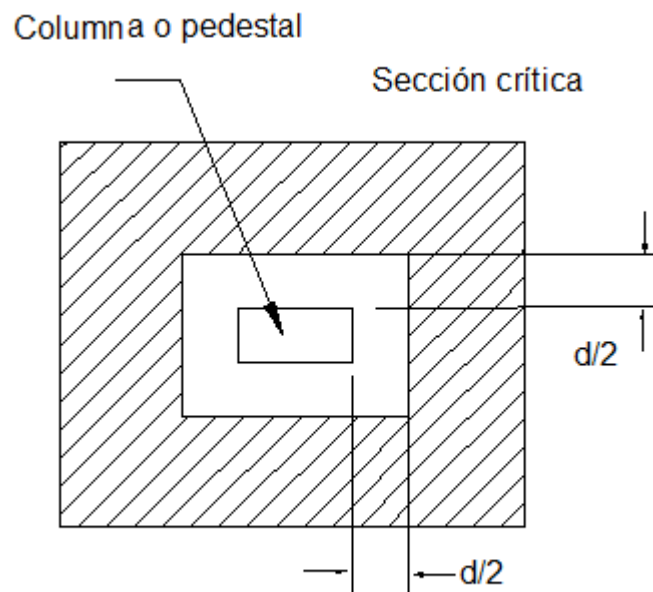
$h$ = peralte de la losa

b. Verificación de fuerza cortante por punzonamiento

La columna transmite cargas concentradas hacia la zapata, por lo tanto en esta se genera una fuerza cortante alrededor del perímetro de la columna. **FUERZA CORTANTE ÚLTIMA**

(Harmsen, 2002) menciona que para calcular la fuerza cortante por punzonamiento, se debe identificar la zona crítica. En este caso la zona crítica se ubica a alrededor de la columna a una distancia " $d/2$ ".

**Figura 94: Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento.**



**Fuente: Harmsen, 2002**

La fuerza cortante se calcula con ayuda de la siguiente expresión:

$$V_u = q_u (A_t - A_d)$$

Dónde:

$q_u$  = carga última uniformemente distribuida

$A_t$  = área total de la zapata

$A_d$  = área de la zona crítica

Fuerza cortante resistente (E.060)

La losa no cuenta con refuerzo por corte, por lo tanto es el concreto de la losa el que debe resistir la fuerza cortante última. Para el cálculo de la fuerza cortante resistente se utiliza la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \left( 0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} (b_o \times d)$$

Donde:

$\beta_c$  = relación entre el lado más largo y más corto de la columna

$b_o$  = perímetro de la zona crítica

$d$  = peralte efectivo =  $h - 0.10\text{m}$

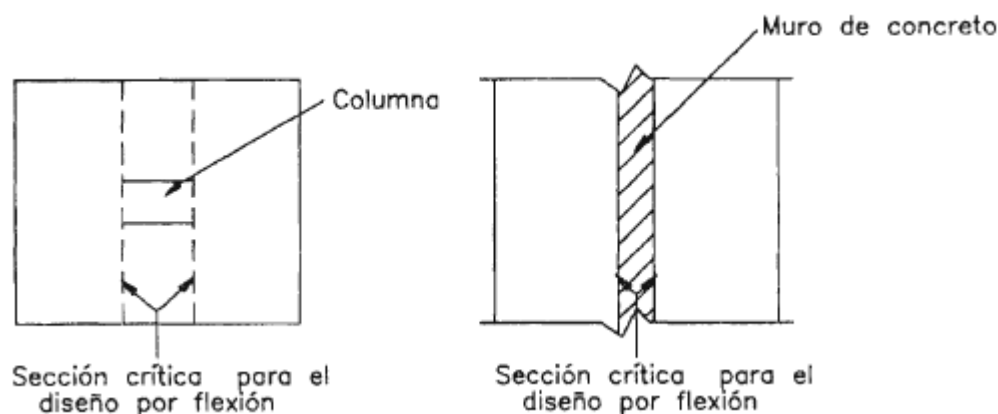
$h$  = peralte de la losa

$f'_c$  = resistencia a compresión del concreto

#### **4.7.3. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA**

Para el cálculo del momento por flexión, es necesario ubicar la zona crítica. Esta zona se ubica en la cara de la columna o placa.

Figura 95: Sección crítica para el diseño por flexión.



Fuente: Harmsen, 2002

En esta sección se calcula el momento flector, el cual se puede hallar utilizando la siguiente expresión:

$$Mu = qu \cdot \frac{c^2}{2}$$

Donde:

qu= carga última uniformemente distribuida

c= vuelo de la zapata

#### 4.7.4. EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ EN LA CIMENTACIÓN

Como Roberto Meli menciona, el suelo reacciona ante las cargas que la cimentación transmite, estas reacciones se presentan en forma de presiones distribuidas en toda el área de contacto de la zapata.

La distribución de presiones es muy variable, es afectada por la rigidez y características de la estructura del suelo, y la rigidez de la cimentación.

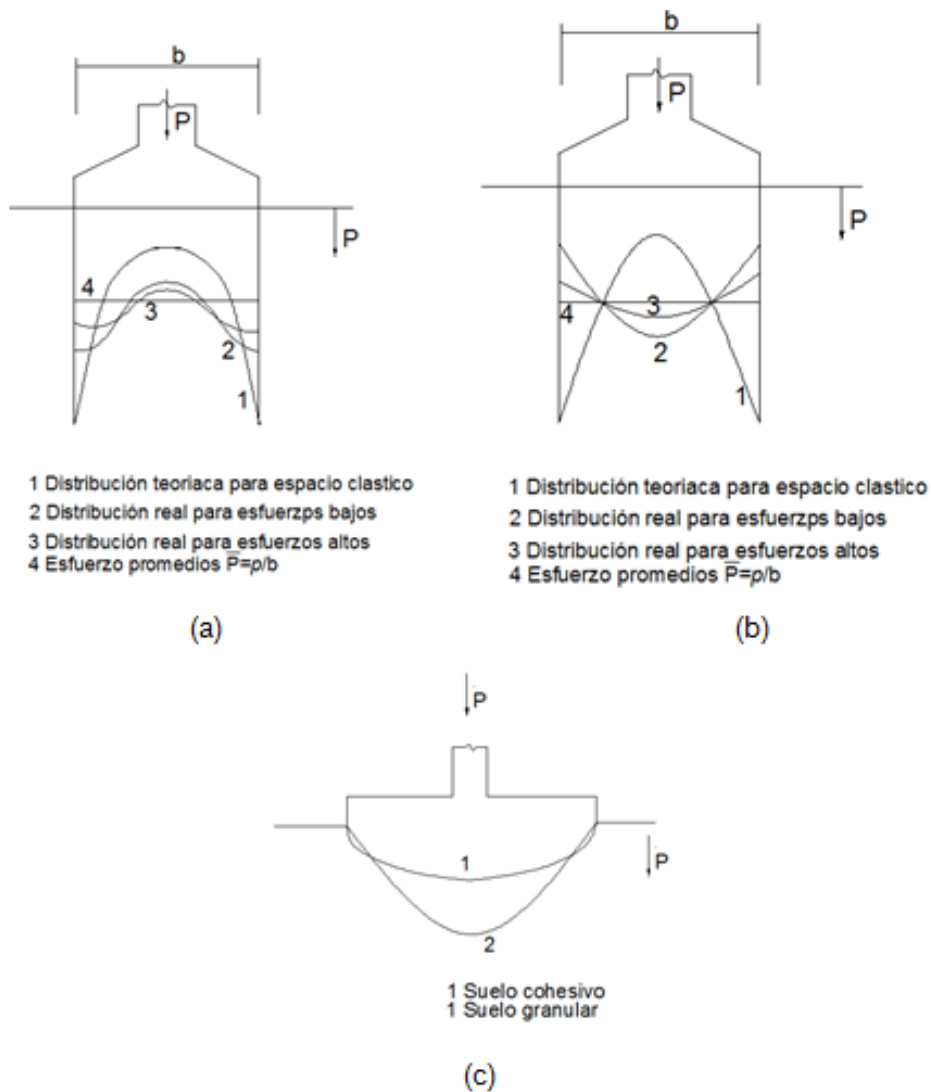
En la figura 83 se muestra la distribución de presiones en una zapata rígida y en una zapata flexible.

En la figura 83(a) se muestra una zapata que está cimentado sobre suelo cohesivo, aquí se nota que las presiones son altas en los bordes, sin embargo, debido al comportamiento no lineal del suelo y a que el terreno en los bordes de la zapata es desplazado ligeramente hacia afuera, las presiones se van uniformizando. En las zapatas rígidas que están sobre suelo granular, ver figura

83 (b), la rigidez aumenta debido al confinamiento de las partículas del suelo, lo que hace que las presiones en los extremos tiendan a cero. En ambos casos, cuando la carga sobre la zapata aumenta, las presiones se vuelven cada vez más uniformes. En conclusión, cuando la zapata es rígida, se puede considerar que las presiones varían linealmente en toda la zapata.

Para el caso de zapatas flexibles sin importar el tipo de suelo, ver figura 83(c), las presiones se reducen en los extremos, en este caso no se puede considerar una distribución de presiones con variación lineal ya que la zapata tiende a deformarse.

**Figura 96: (a) Distribución de presiones en un suelo cohesivo bajo una zapata rígida con carga axial. (b) Distribución de presiones en un suelo granular bajo una zapata rígida con carga axial. (c) Distribución de presiones bajo una zapata flexible.**



**(Fuente: Meli, 1985)**

Asentamientos diferenciales:

(Meli Piralla, 1985) menciona, en toda cimentación que es muy importante controlar los asentamientos que sufre el suelo, sin embargo estos pueden ser despreciados en dos condiciones:

- Cuando los hundimientos son insignificantes frente a las cargas que ejerce la estructura.
- Cuando la cimentación presenta una rigidez lo suficientemente grande frente a la rigidez del suelo, lo que hace que los asentamientos sean pequeños.

Basta con cumplir una de las dos condiciones para asumir que la zapata o cimentación es lo suficientemente rígida para considerar que la distribución de los esfuerzos varíe linealmente.

Cuando se tratan de zapatas continuas, se puede comprobar que una zapata es lo suficientemente rígida y tener así asentamientos diferenciales muy pequeños, cuando se cumple la siguiente expresión:

$$\lambda L \leq \pi/2$$

$\lambda L$  se calcula de la siguiente manera:

$$\lambda L = L \sqrt[4]{\frac{b \cdot k_s}{4EI}}$$

Donde:

L= promedio de los claros adyacentes a cada placa o columna en la dirección analizada.

b=ancho de la cimentación

$k_s$ =módulo de reacción del suelo (ver tabla 4.8)

E=módulo de elasticidad de la cimentación

I=momento de inercia de la cimentación

A continuación se muestra un tabla con varios tipos de suelo y sus respectivos módulos de elasticidad y de reacción:

**Tabla 49: Módulo de elasticidad y módulo de reacción para diferentes tipos de suelo**

Tipo de suelo	$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$K_{s1}$ kg/cm <sup>3</sup>
**Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.5 a 1.5
*Arena seca o húmeda, suelta(Ns 3 a 9)	0.16 H a 0.48	1.2 a 3.6
*Arena seca o húmeda, suelta(Ns 9 a 30)	0.48 H a 1.6 H	3.6 a 12.00
*Arena seca o húmeda densa (Ns 30 a 50)	1.6 H a 3.2 H	12.00 a 24.00
*Grava fina con arena fina	1.06H a 1.33 H	8.00 a 10.00
Grava mediana con arena fina	1.33 H a 1.6H	10.0 a 12.00
Grava mediana con arena gruesa	1.6 H a 2 .00 H	12.00 a15.00
Grava gruesa con arena gruesa	2.0 H a 2.66H	15.00 a 20.00
Grava gruesa firmemente estratificada	2.66 H a 5.32 H	20.00 a 40.00
**Arcilla blanda ( $q_u$ 0.25 a 0.50 kg/cm <sup>2</sup> )	15 a 30	0.65 a 1.3
**Arcilla media ( $q_u$ 0.50 a 2.00 kg/cm <sup>2</sup> )	30 a 90	1.3 a 4
**Arcilla compacta ( $q_u$ 2.00 a 4.00 kg/cm <sup>2</sup> )	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura ( $q_u$ 4.00 a10.00 kg/cm <sup>2</sup> )	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano	40000 a 800000	1700 a 3600

Fuente: Adaptado de Meli, 1985

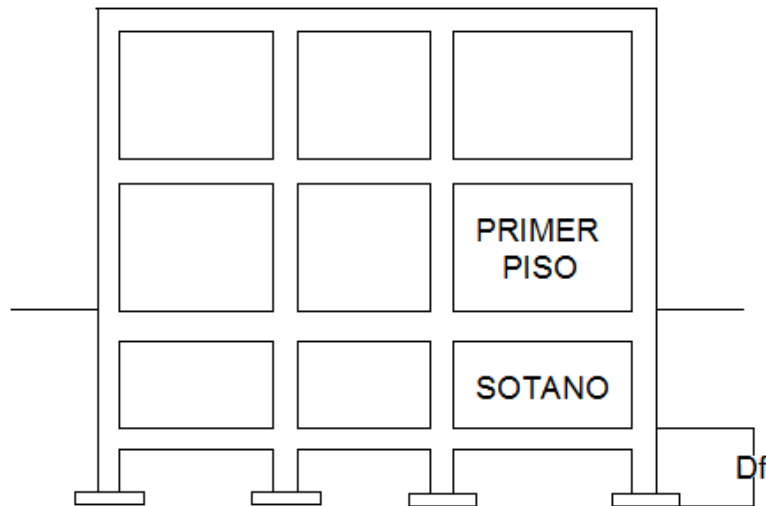
#### 4.7.5. DATOS OBTENIDOS DEL EMS Y DE LA NORMA E.050

La edificación en análisis se encuentra adyacente a otras construcciones, por lo tanto, la cimentación superficial debe realizarse al límite de edificación.

Según datos del EMS indicado en 2.1, los datos del suelo son: La capacidad portante del suelo es de 2kg/cm<sup>2</sup> y peso unitario de 2000kg/m<sup>3</sup>.

Para cimentaciones superficiales con sótano, como es este caso, la profundidad de cimentación se mide desde el nivel de piso terminado del sótano. Es así como lo indica la Norma E0.50 en el art.11.2 (Figura4.18)

**Figura 97: Profundidad de cimentación (Cimentación superficial con sótano).**



**Fuente: NTE 050**

La profundidad mínima de cimentación según el EMS es 1.35m desde el nivel del piso terminado del sótano (NPT del sótano). Sin embargo considerando que se debe dejar una profundidad mínima en el foso del ascensor (1.15m desde el nivel de piso terminado hasta el nivel de la losa del ascensor), se elige una profundidad de cimentación uniforme en todo el terreno de 1.45m desde el nivel NPT del sótano.

Desde esta etapa se considera que la caja del ascensor-escalera y la columna 2B formarán una zapata combinada debido a la cercanía que existe entre ambos elementos.

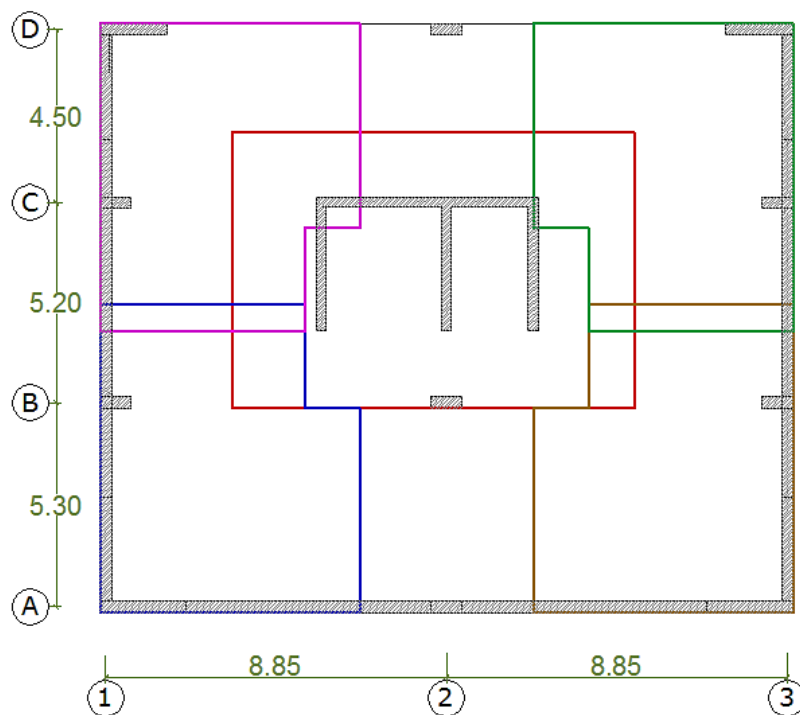
#### **4.7.6. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN**

Para elegir el tipo de cimentación más adecuado se trabajaron para varias opciones las cuales se fueron descartando hasta conseguir la más adecuada, tal como se explica a continuación:



1. **Zapata aislada:** Al realizar una cimentación con zapatas aisladas, se considera que la zapata soportará los momentos generados por la excentricidad que existe entre el punto de carga y el centro geométrico de la zapata, por lo tanto las dimensiones de cada zapata resultan ser muy grandes, donde se muestran las dimensiones de las zapatas aisladas de las placas del eje 1A, 1D, 3A y 3D, y de la zapata combinada (caja de ascensor y columna 2B). Se puede observar que con sólo dimensionar esas zapatas, ya se superponen entre ellas y prácticamente la sumatoria del área de zapatas es el 100% del área del terreno, por lo que esta alternativa de cimentación queda descartada. Pese a ello se hicieron evaluaciones rápidas de estas zapatas, obteniéndose zapatas de 2m de peralte y acero  $\text{Ø}1''@0.10\text{m}$

**Figura 98: Área de contacto para zapatas aisladas**



**Fuente: propia**

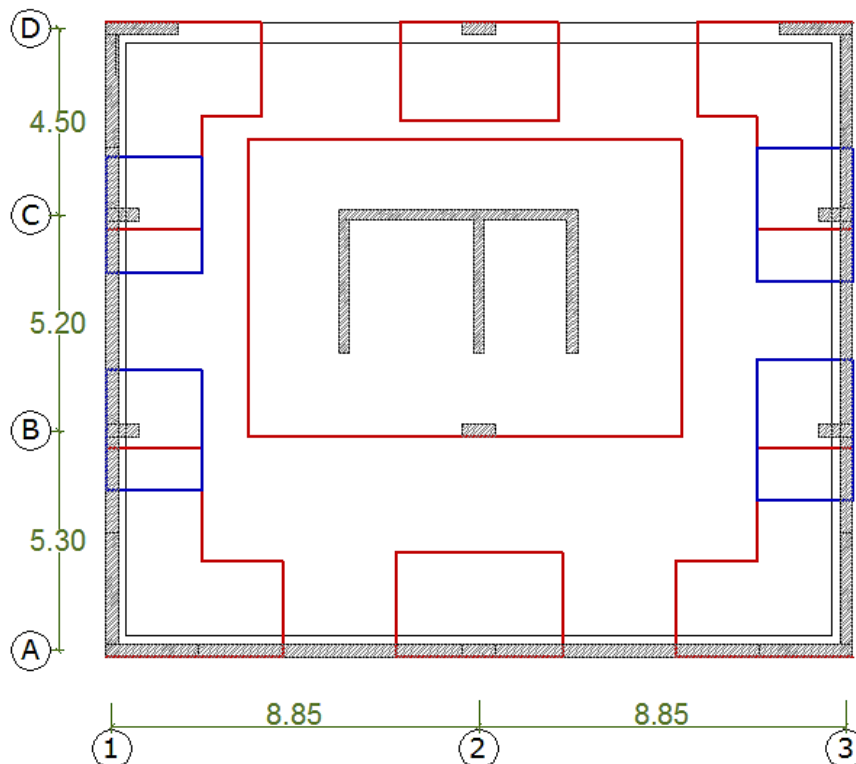
2. **Zapata conectada:** Al realizar zapatas conectadas, se considera que la viga de conexión se llevará los momentos ocasionados por la excentricidad que existe entre el punto de carga y el centro geométrico de la zapata; por eso,

las zapatas tienen menos dimensiones. Sin embargo tiene las siguientes características:

- Se sigue viendo que las zapatas se superponen en los ejes 1 y 3.
- La sumatoria del área de zapatas es 185m<sup>2</sup>, lo cual representa el 67% del área total del terreno.
- Zapatas de 0.70m de peralte con acero de  $\varnothing 3/4"$  @0.10m en ambas direcciones.
- Las vigas de conexión en los ejes A y D resultan de 0.55x1.30 y con 16 acero de  $\varnothing 1"$  en sus zonas más críticas.

Tomando en cuenta estas características se decide descartar esta alternativa más que nada por la superposición de áreas de zapatas.

**Figura 99: Áreas de contacto para zapatas conectadas.**



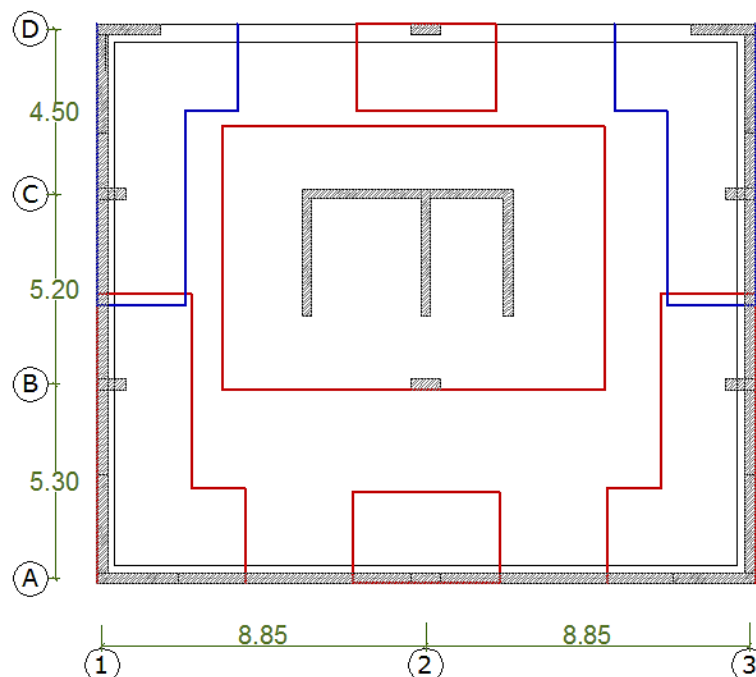
Fuente: propia

3. **Zapata combinada:** Considerando la superposición de área que se muestran en la alternativa 2, se decide combinar las zapatas (placa 1A con columna 1B, placa 1D con columna 1C, placa 3A con columna 3B y placa 3D con columna 3C). En esta alternativa también se considera colocar vigas de conexión, las cuales se llevarán todos los momentos por excentricidad uniendo todas las zapatas. Sin embargo se presentan las siguientes características:

- Existe superposición de áreas de zapatas en los ejes 1 y 3.
- La sumatoria del área de zapatas es 187m<sup>2</sup>, lo cual representa el 68% del área total del terreno.
- Zapatas de 0.80 de peralte con aceros de  $\varnothing 5/8''@0.125\text{m}$  en ambas direcciones
- Las vigas de conexión en los ejes A y D resultan de 0.55x1.50 y con 16 acero de  $\varnothing 1''$  en sus zonas más críticas.

Debido a estas características de la cimentación se decide descartar esta alternativa.

Figura 100: Áreas de contacto para zapatas combinadas.



Fuente: propia

4. **Losa de cimentación:** Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área del terreno. Para evitar asentamiento diferenciales, se rigidiza la losa colocando vigas de cimentación que unan las placas y/o columnas. Esta alternativa puede resultar aún más económica cuando se colocan las vigas de cimentación peraltadas hacia el terreno (losa de cimentación superficial), de esta manera la losa sirve también como falso piso (en este caso del sótano).

En resumen, esta alternativa presenta las siguientes características en su diseño:

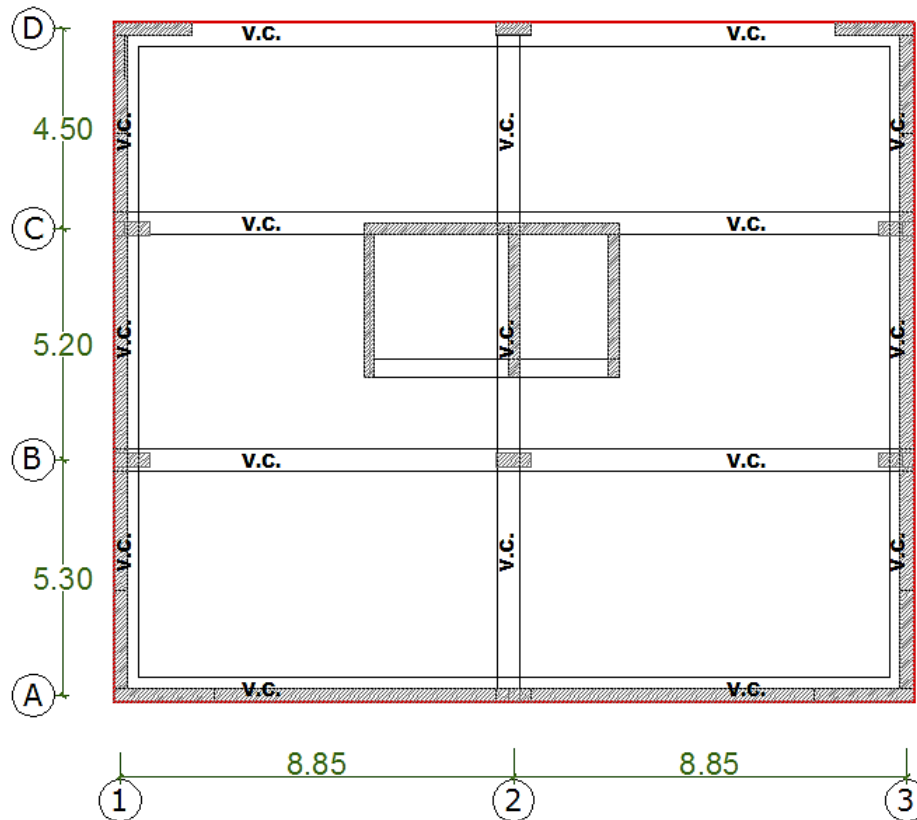
- El área de zapata es 275.4m<sup>2</sup>, el cual representa el 100% del área total del terreno.
- La losa es de 0.45 m de peralte con aceros de Ø3/4" en el tramo comprendido entre los ejes A - B y C-D , y de Ø12mm @ 0.15m en el tramo comprendido entre los ejes B y C. A continuación se muestran las vigas de cimentación con sus respectivas dimensiones y sus acero en las zonas más críticas:

Eje	Dimensiones	Acero
A	0.55 x 1.00	As(-)=7 Ø1" As(+)=4 Ø1"
B	0.50 x 1.00	As(-)=12 Ø1" As(+)=10 Ø1"
C	0.50 x 1.00	As(-)=12 Ø1" As(+)=10 Ø1"
D	0.55 x 1.00	As(-)=7 Ø1" As(+)=4 Ø1"
1	0.50 x 1.00	As(-)= 5 Ø3/4" As(+)=5 Ø3/4"
2	0.50 x 1.00	As(-)= 5 Ø3/4" As(+)=5 Ø3/4"
3	0.50 x 1.00	As(-)= 5 Ø3/4" As(+)=5 Ø3/4"

(Peck, y otros, 2004) mencionan que: "cuando el área de zapatas es mayor al 50 % del área total del terreno, puede resultar más económico utilizar losa de cimentación".

Sin embargo, considerando que lo expresado por (Peck, y otros, 2004) está en términos de probabilidad, se realizará a continuación la propuesta de una cimentación reticular con el fin de hacer una comparación económica con respecto a la losa de cimentación.

Figura 101: Planta de la alternativa utilizando losa de cimentación.



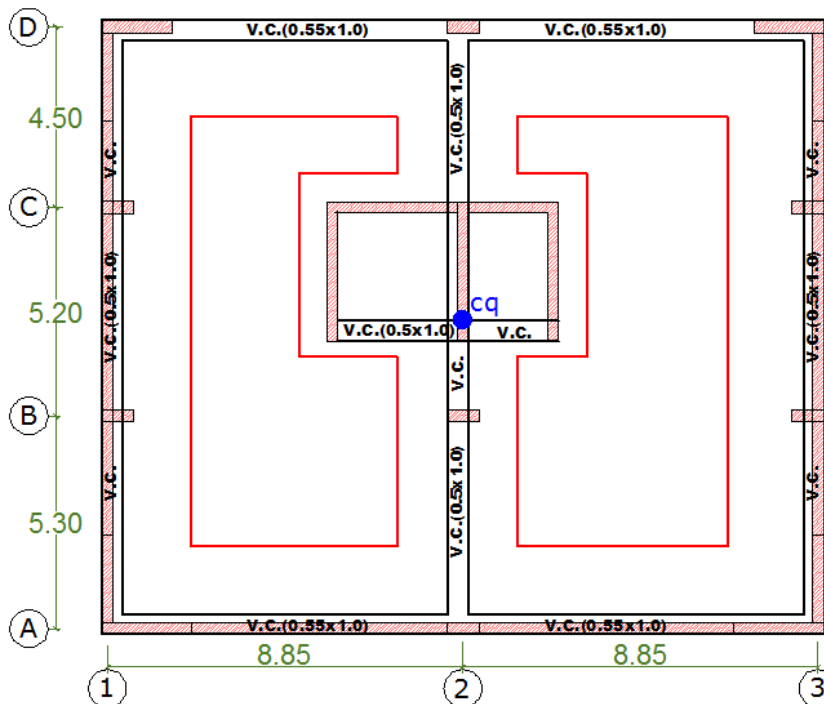
Fuente: propia

5. **Zapata reticular:** Considerando la superposición de zapatas en las alternativas anteriores se propone hacer una zapata reticular, la cual une todas las placas y columnas. Se puede entender a una zapata reticular como la unión de zapatas continuas que se intersectan formando un ángulo recto (Nilson, 1999). En esta alternativa se colocan vigas de cimentación que unen las columnas y placas que están dentro de la zapata. Realizando los cálculos previos, esta alternativa de cimentación presenta las siguientes características:
  - El área de zapata es 178.12m<sup>2</sup>, el cual representa el 65 % del área total del terreno.
  - Zapatas de 0.60 m de peralte con aceros transversales de Ø3/4" @ 0.125m y longitudinales de Ø5/8" @ 0.15m
  - A continuación se muestran las vigas de cimentación con sus respectivas dimensiones y sus aceros en las zonas más críticas:

Eje	Dimensiones	Acero
A	0.55 x 1.00	As(-)=12 Ø1" As(+)= 6 Ø1"
B	No hay viga	
C	No hay viga	
D	0.55 x 1.00	As(-)=16 Ø1" As(+)= 7 Ø1"
1	0.50 x 1.00	As(-)= 11 Ø3/4" As(+)=9 Ø3/4"
2	0.50 x 1.00	As(-)=10 Ø1" As(+)=11 Ø1"
3	0.50 x 1.00	As(-)= 11 Ø3/4" As(+)=9 Ø3/4"

En este caso el área de zapatas no se superpone.

Figura 102: Área de contacto para una zapata reticular.



Fuente: propia

#### 4.7.7. ALTERNATIVA SELECCIONADA

Entre todas las alternativas, se puede notar que la zapata reticular y la losa de cimentación tienen un área de contacto más uniforme y sin superposición de áreas; para elegir la alternativa más adecuada se realiza el diseño con ambas alternativas y de los cálculos se obtiene el siguiente cuadro comparativo:

PARTIDA	RETICULAR		LOSA	
Excavación (m3)	213.74		156.43	
Relleno (m3)	106.87		0	
Compactación (m2)	160		0	
Eliminación (m3)	106.87		156.43	
Falso piso e=0.10m (m2)	160		0	
Concreto f'c=280kg/cm2 (m3)	130.51		156.43	
Encofrado (m2)	67		10	
Acero -losa (varillas de 9m)	132 Ø3/4"	9943kg	359 Ø3/4"	17175kg
	132 Ø5/8"		671 Ø12mm	
Acero-viga (varillas de 9m)	114 Ø1"		98 Ø1"	
	68 Ø3/4"		54 Ø3/4"	

Es importante mencionar que la excavación calculada corresponde a lo excavado desde el nivel de terreno del sótano.

Para realizar una comparación más específica, se realiza un análisis de costos y saber así cuál de ambas alternativas resultaría más económica.

Utilizando la revista Costos-Construcción, Arquitectura e Ingeniería del mes de Setiembre 2016 se obtuvieron los costos unitarios de las partidas que fueron cuantificadas en el diseño de las dos alternativas finales de la cimentación: zapata reticular y losa de cimentación.

PARTIDA	Z. RETICULAR			LOSA DE CIMENTACIÓN		
	METRAD O	C.U. (S./)	COSTO TOTAL	METRADO	C.U.	COSTO TOTAL
Excavación (m3)	213.74	41.38	8844.56	156.43	41.38	6473.07
Relleno (m3)	106.87	20.70	2212.21	0	20.70	0
Compactación (m2)	160	5.46	873.60	0	5.46	0
Eliminación (m3)	106.87	68.39	7308.84	156.43	68.39	10698.25
Falso piso e=0.10m (m2)	160	30.53	4884.80	0	30.53	0
Concreto f'c=280kg/cm2 (m3)	130.51	282.48	36866.46	156.43	282.48	44188.35
Encofrado (m2)	67	54.50	3651.50	10	54.50	545.00
Acero (kg)	9943	2.356	23425.88	17175	2.356	40464.30
<b>TOTAL (S./)</b>			<b>88067.85</b>			<b>102368.97</b>

En la tabla anterior se puede observar que existe más movimiento de tierra en la cimentación reticular. Sin embargo, la mayor diferencia se encuentra en los aceros, se utiliza una cantidad mucho mayor de aceros en la losa de cimentación, es más del doble de lo que se utiliza en la cimentación reticular, lo cual hace que la losa de cimentación represente un costo superior en 16% con respecto a la cimentación reticular.

Debido a las diferencias mencionadas, se decide utilizar la CIMENTACIÓN RETICULAR, ya que se puede notar que económicamente es más conveniente.



#### 4.7.8. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN RETICULAR

##### A. Área de contacto

##### a.1 Predimensionamiento del área de contacto

Se define las cargas de la estructura según lo que transmite cada placa y columna.

ELEMENTO	Pcm	Pcv	Ptotal
PLACA 1D	200.72	35.30	236.02
COLUMNA 1C	73.80	19.50	93.30
COLUMNA 1B	99.00	25.00	124.00
PLACA 1A	228.10	52.80	280.90
COLUMNA 2D	133.07	36.09	169.16
PLACA 2C	685.30	233.60	918.90
COLUMNA 2B	134.06	46.63	180.69
COLUMNA 2A	135.97	46.87	182.84
PLACA 3D	206.8	37.28	244.08
COLUMNA 3C	85.8	22.55	108.35
COLUMNA 3B	109.7	28.1	137.80
PLACA 3A	229.56	52.3	281.86
P.ZAPATA	256.49		256.49
P.RELLENO	200.35		200.35
TOTAL	2778.72	636.02	3414.74

Se calcula el área de contacto:  $\text{Área} = 3414.74/20 = 196.35\text{m}^2$

Esta área aun no es definitiva ya que con la acción de los momentos flectores actuantes debe comprobarse que las presiones de contacto sean menores que la capacidad admisible del terreno.

##### a.2 Presiones de contacto

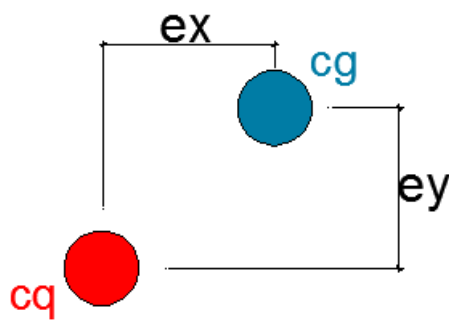
Para calcular las presiones de contacto, se necesita conocer las cargas axiales de gravedad, cargas de sismo, momentos por gravedad, momentos por sismo y los momentos ocasionados por la excentricidad.

Cargas axiales y momentos (gravedad y sismo):

ELEMENTO	Pcm	Pcv	Psx	Psy	Mcmx	Mcvx	Mcmx	Mcvy	Mcsx	Mcsy
PLACA 1D	200.72	35.30	-22	105.84	-1.98	-0.5	1.06	0.36	21.36	7.68
COLUMNA 1C	73.80	19.50	-23.92	63.76	-1.3	-0.7	0.84	0.1	2.8	0.72
COLUMNA 1B	99.00	25.00	-31.36	-41.84	-1.9	-1.04	2.1	0.5	3.84	0.96
PLACA 1A	228.10	52.80	-47.12	-87.2	-1.28	-0.5	1.9	0.7	28	18.56
COLUMNA 2D	133.07	36.09	1.832	6.648	0.05	0.02	-0.06	-0.02	2.576	0.584
PLACA 2C	685.30	233.60	96.32	331.2	-18.4	-10.7	43.9	15.3	1468	294.64
COLUMNA 2B	134.06	46.63	27.552	-118.24	-0.69	-0.37	-0.54	-0.23	3.088	0.272
COLUMNA 2A	135.97	46.87	1.088	-4.368	-0.007	0.001	-0.19	-0.06	4.144	0.504
PLACA 3D	206.8	37.28	22.08	96.304	2.4	0.9	0.9	0.27	21.36	6.712
COLUMNA 3C	85.8	22.55	40.088	61.408	1.97	1.05	-0.3	-0.06	2.96	0.288
COLUMNA 3B	109.7	28.1	38.704	-39.52	2.38	1.29	0.3	0.16	3.90	0.15
PLACA 3A	229.56	52.3	47.04	-75.12	1.18	0.5	1.4	0.5	27.984	16.48
P.ZAPATA	256.49									
P.RELLENO	200.35									
TOTAL	2778.72	636.02	150.30	298.87	-17.58	-10.05	51.31	17.52	1590.0 2	347.55

Momentos ocasionados por la excentricidad:

Para calcular estos momentos se debe multiplicar la carga axial (gravedad) por la excentricidad, y para esto es necesario conocer el centro de cargas y el centro geométrico de la zapata.



Centro de cargas "cq":

ELEMENTO	Pcm	Pcv	Ptotal	Xcq	Ycq	Ptotal. Xcq	Ptotal. Ycq
PLACA 1D	200.72	35.30	236.02	0.44	14.24	102.70	3360.90
COLUMNA 1C	73.80	19.50	93.30	0.40	10.65	37.32	993.65
COLUMNA 1B	99.00	25.00	124.00	0.40	5.45	49.60	675.80
PLACA 1A	228.10	52.80	280.90	0.59	0.97	166.62	271.96
COLUMNA 2D	133.07	36.09	169.16	9	15.15	1522.44	2562.77
PLACA 2C	685.30	233.60	918.90	8.60	9.57	7901.84	8792.08
COLUMNA 2B	134.06	46.63	180.69	9.00	5.45	1626.21	984.76
COLUMNA 2A	135.97	46.87	182.84	9	0.15	1645.56	27.43
PLACA 3D	206.8	37.28	244.08	17.56	14.24	4287.24	3475.67
COLUMNA 3C	85.8	22.55	108.35	17.6	10.65	1906.96	1153.93
COLUMNA 3B	109.7	28.1	137.80	17.6	5.45	2425.28	751.01
PLACA 3A	229.56	52.3	281.86	17.41	0.97	4906.29	272.89
P.ZAPATA	256.49		256.49	9	7.65	2308.40	1962.14
P.RELLENO	200.35		200.35	9	7.65	1803.17	1532.69
TOTAL	2778.72	636.02	3414.74			30689.62	26817.68

Xcq= 8.99 m

Ycq= 7.85 m

- Centro geométrico "cg":

Xcg=8.94m

Ycg=7.84m

- Excentricidad "e":

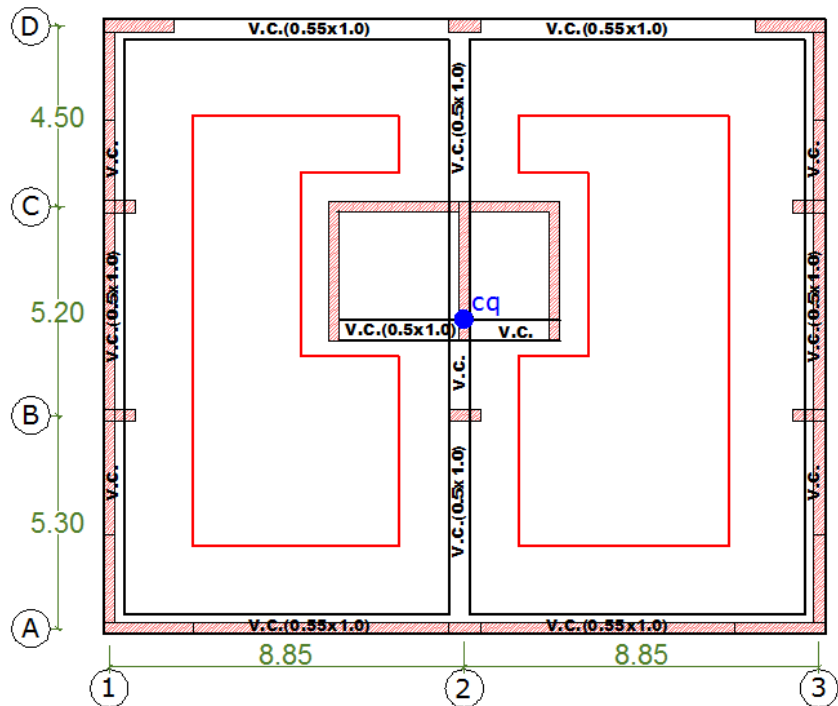
$e_x = 0.051\text{m}$

$e_y = 0.009\text{m}$

Momento de inercia de la losa "I"

$I_{yy} = 5443.63\text{m}^4$

$I_{xx} = 6111.10\text{m}^4$



Teniendo ya todos los datos, se utiliza la siguiente fórmula para calcular las presiones de contacto:

$$q_{max, min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot c_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_y \cdot c_y}{I_{xx}}$$

Biaxial para cargas de gravedad :

$q_{max1} = 19.54 < q_{portante} = 20\text{ton/m}^2$

Biaxial para cargas de gravedad y sismo en x:

$q_{max2} = 22.99 < 1.3q_{portante} = 26\text{ton/m}^2$

Biaxial para cargas de gravedad y sismo en y:

$q_{max3} = 21.66 < 1.3q_{portante} = 26\text{ton/m}^2$

En todos los casos las presiones de contacto son menores que la capacidad admisible.

NOTA: En esta etapa se utilizan cargas de servicio (sin amplificar)

B. Peralte de la losa

Para definir el peralte de la losa es necesario verificar la fuerza cortante:

- Por flexión
- Por punzonamiento

En este caso no es necesario verificar por punzonamiento ya que está considerando vigas de cimentación que unen todas las placas y columnas de los ejes A, D, 1, 2 y 3. Se consideran vigas de cimentación porque de lo contrario la zapata tendría un peralte y cuantías de acero muy excesivas.

En esta etapa se utilizan cargas últimas, amplificando por: 1.4 para la carga muerta, 1.7 para la carga viva y 1.25 para la carga de sismo, la cual ya se encuentra considerada en la Norma E.030, razón por la cual las combinaciones de carga según la Norma E.060 son:

$$1.4CM+1.7CV$$

$$1.25(CM+CV) \pm CS$$

$$0.9CM \pm CS.$$

De estas cinco combinaciones se deducen las reacciones del terreno actuando en la cimentación para carga última	AMPLIFICANDO
	qu1= 28.44ton/m <sup>2</sup>
	qu2= 28.74ton/m <sup>2</sup>
	qu3= 27.08ton/m <sup>2</sup>

De las cargas últimas obtenidas, se utiliza la carga última más desfavorable, en este caso qu2=28.74ton/m<sup>2</sup>. Sin embargo a esta carga se debe descontar la carga correspondiente al peso propio de la zapata y al peso del relleno, ya que estas cargas se distribuyen en toda el área de la zapata y están en sentido contrario al de las presiones del suelo. Por lo tanto, la carga uniformemente distribuida con la que se trabaja es:

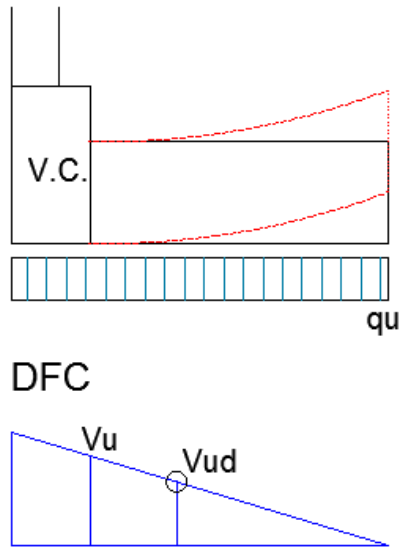
$$qu = 28.74 - 1.4(Pp.zapata) - 1.7(P.relleno)$$

$$qu = 28.74 - 1.4(2.4 \times 0.60) - 1.7(2 \times 0.6) = 24.68 \text{ ton/m}^2$$

Fuerza cortante última

Para calcular la fuerza cortante última, primero se debe definir dónde se ubica la sección crítica. Como se explicó en el ítem 4.8.3; cuando la losa induce a

compresión a la viga, la cortante crítica se ubica a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de apoyo.



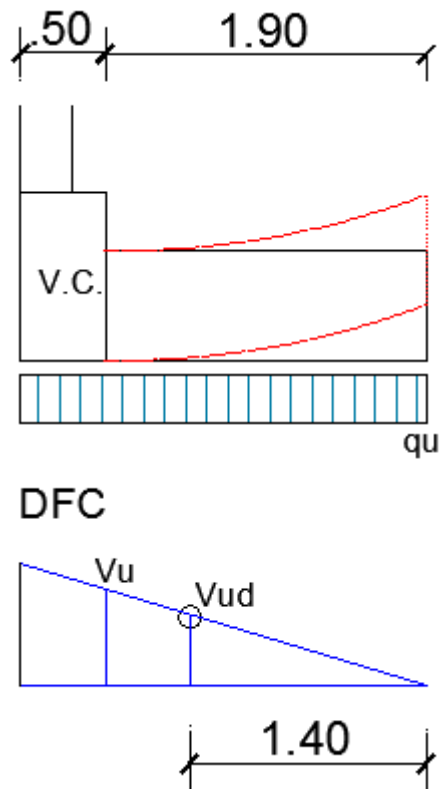
Considerando los siguientes datos para la cimentación en el eje 3:

$$f'c=280\text{kg/cm}^2$$

$$h= \text{peralte de zapata}=0.60\text{m}$$

$$c=\text{vuelo}= 1.9\text{m}$$

$$q_u=\text{carga última}=24.68\text{ton/m}^2$$



Se calcula el cortante crítico  $V_{ud}$ :

$$V_{ud} = q_u(c-d)$$

$$V_{ud} = 24.68(1.9-0.50) = 34.55 \text{ ton}$$

Fuerza cortante resistente

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 50 = 37.69 \text{ ton}$$

Se comprueba que el cortante último  $V_{ud}$  es menor que el cortante resistente  $\Phi V_c$ :

$$34.55 \text{ ton} < 37.69 \text{ ton}$$

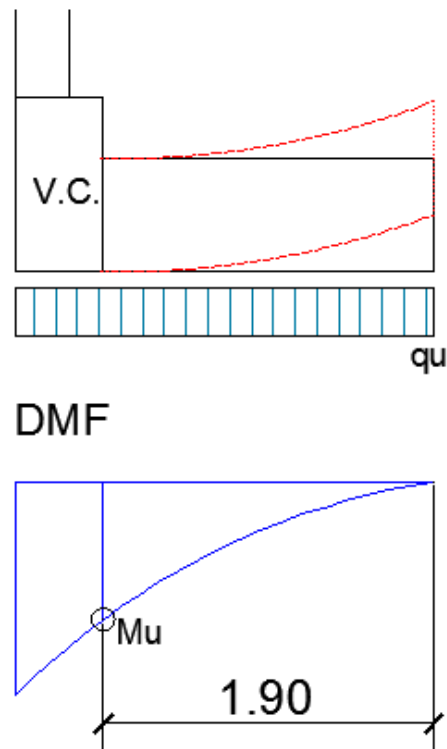
Por lo tanto, el peralte de la zapata utilizado ( $h=0.60\text{m}$ ) es el adecuado.

C. Diseño por flexión de la losa

Acero transversal:

Para el mismo tramo de losa con vuelo de 1.9m. La zona traccionada por flexión se encuentra en la parte inferior de la losa, en la cara de la viga de cimentación

(ver deformada). Por lo tanto este diseño dará como resultado el acero inferior y transversal de la sección.



$$M_u = 24.68 \times 1.92/2 = 44.55 \text{ ton-m}$$

$b = 100 \text{ cm}$  (se calcula para ancho de 1 m)

$h = 60 \text{ cm}$

$d = 50 \text{ cm}$

$\rho = 0.0041$

$A_{sreq} = 20.50 \text{ cm}^2$

$A_{scol} = \text{Ø}3/4" @ 0.125 \text{ m}$

As longitudinal:

Para el acero longitudinal se coloca la cuantía mínima para losas que exige la norma  $\rho_{min} = 0.0018$

$A_{smin} = 10.8 \text{ cm}^2$

$A_{scol} = \text{Ø}5/8" @ 0.15 \text{ m}$



#### D. Diseño de la viga de cimentación

Las vigas de cimentación que se colocan sirven para tomar el momento ocasionado por las presiones del suelo hacia la zapata. Para este ejemplo se va analizar la viga de cimentación del eje 3 que conecta la placa 3A, las columnas 3B y 3C, y la placa 3D.

##### Predimensionamiento:

Para uniformizar todas las vigas, se toma la longitud más larga entre columnas y/o placas

H= peralte de viga=  $l_n/6$  a  $l_n/7$

B= base de la viga=  $H/2$  a  $3H/4$

$l_n$ = luz libre de viga =6.35m

H=0.90 a 1.05m                      SE ELIGE 1.00m

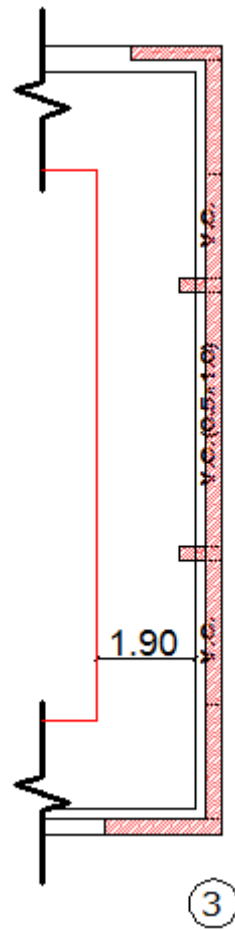
B=0.5 a 0.75m                      SE ELIGE 0.50m

Todas las vigas serán de 0.50 x 1m. Sin embargo, las vigas del eje A y D tendrán una base de 0.55, esto para que los aceros que llegan de la viga del eje 2 puedan anclar bien.

##### Análisis:

La viga de cimentación se encuentra apoyada en las placas de los ejes A y D, debido a la gran rigidez que tienen estos elementos se consideran apoyos empotrados en estos ejes. Los apoyos de los ejes B y C son columnas, por lo tanto se consideran apoyos simples.

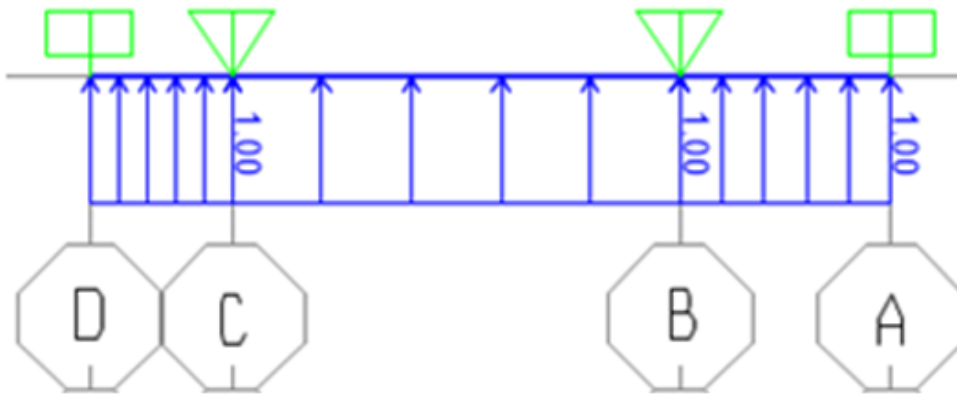
Figura 103: Viga de cimentación del eje 3.



Fuente: propia

El análisis se realiza para  $1\text{ton/m}^2$ , los resultados provenientes de esta carga se multiplica luego por la carga última y el ancho de la cimentación.

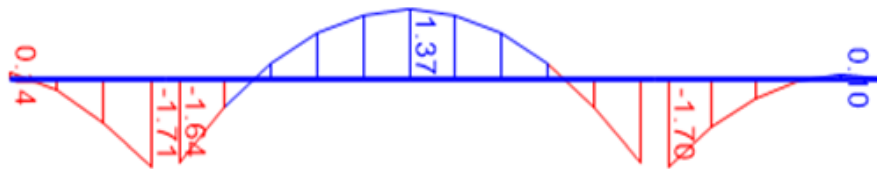
Figura 104: (a) idealización, (b) deformada, (c) diagrama de momento flector, (d) diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación para una carga de 1ton/m.



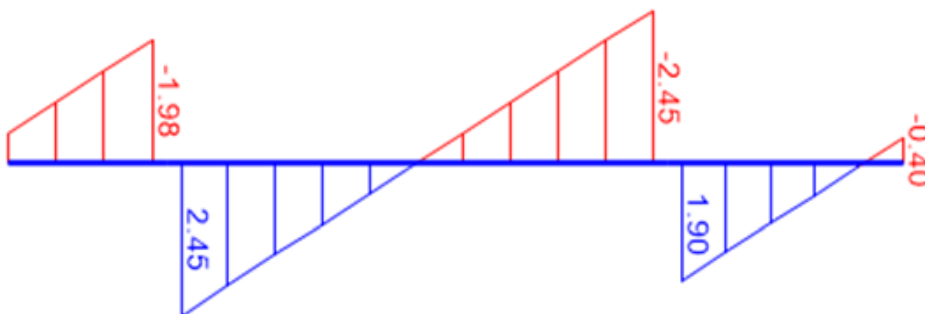
(a)



(b)



(c)



(d)

### Diseño por flexión:

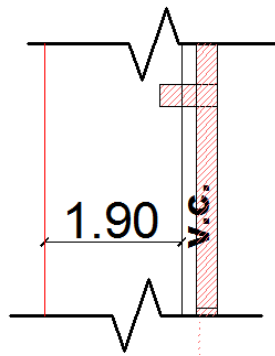
En la cimentación, el momento negativo va a ser soportado por el refuerzo longitudinal de la zapata y de la viga de cimentación. Ya se conoce cuál es el refuerzo longitudinal de la zapata, por lo tanto se debe calcular el momento remanente que debe resistir la viga.

$$M_{total} = M_{viga} + M_{zapata}$$

$$M_r \text{ viga} = M_u \text{ total} - M_r \text{ zapata}$$

En vuelo de la zapata es 1.9m

**Figura 105: Vuelo de la zapata en el eje 3.**



**Fuente: propia**

$$A_s \text{ zapata} = \emptyset 5/8'' @ 0.15\text{m} = 13 \emptyset 5/8''$$

$$M_r(13 \emptyset 5/8'') = 47.92 \text{ ton-m}$$

En caso del momento positivo, este es totalmente resistido por la viga ya que no se cuenta con acero superior en la zapata.

$$M_u(-) = 1.71 \times 26.04 \times 2.4 = 106.86 \text{ ton-m}$$

$$M_u(+) = 1.37 \times 26.04 \times 2.4 = 85.61 \text{ ton-m}$$

Mu(-) reman=	100.83	ton-m
b=	50	cm
h=	100	cm
d=	90	cm
p=	0.0070	
Asr=	31.62	cm <sup>2</sup>
	= 11Ø3/4	

Mu(+)	80.79	ton-m
b=	50	cm
h=	100	cm
d=	90	cm
p=	0.0056	
Asr=	24.98	cm <sup>2</sup>
	= 9Ø3/4"	

### Diseño por corte:

En las vigas de cimentación, el cortante resistente del concreto  $\Phi V_c$  por sí solo no es capaz de soportar los esfuerzos por corte, por lo tanto se necesita colocar estribos, el cual representa el cortante resistente del acero  $\Phi V_s$ .

En este caso el cortante crítico también se ubica a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara del apoyo.

- En el tramo B-C

$$V_u = 2.45 \times 26.04 \times 2.4 = 153.11 \text{ ton}$$

$$V_{ud} = 153.11 - 26.04 \times 2.4 \times 0.9 = 96.87 \text{ ton}$$

$$V_{ud} = \Phi V_n$$

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$\Phi V_c = 33.9 \text{ ton}$$

$$V_s = 74 \text{ ton}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 2 \times 1.29 \times 4200 \times 90 / 74000 = 12.5 \text{ cm}$$

Estribos Ø5/8" @ 0.125 c/extremo

- En el tramo A-B y C-D

$$V_u = 1.90 \times 26.04 \times 2.4 = 118.74 \text{ ton}$$

$$V_{ud} = 118.74 - 26.04 \times 2.4 \times 0.9 = 62.50 \text{ ton}$$

$$V_{ud} = \Phi V_n$$

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$\Phi V_c = 33.9 \text{ ton}$$

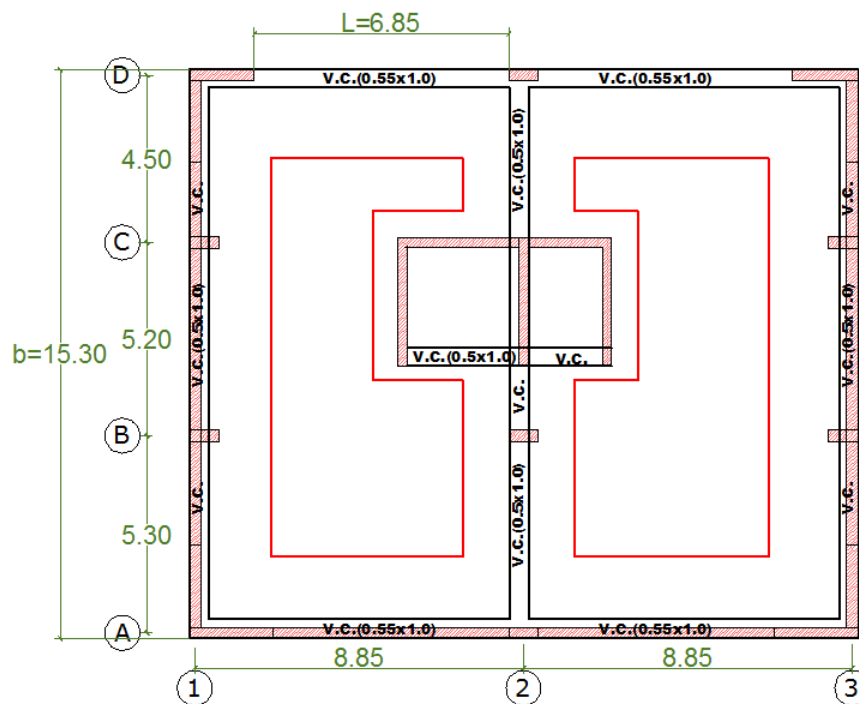
$$V_s = 33.64 \text{ ton}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 2 \times 1.29 \times 4200 \times 90 / 33640 = 25 \text{ cm}$$

Estribos  $\varnothing 5/8'' @ 0.25 \text{ c/extremo}$

### E. Evaluación de la rigidez en la cimentación

Teniendo en consideración que el EMS que ha servido para este diseño no contiene valores de asentamientos, según lo explicado en 4.8.4, se realiza el cálculo de la rigidez de la cimentación para el caso más desfavorable que corresponde al claro más largo entre columna y placa del eje D.



$$\lambda L \leq \pi/2$$

$$\lambda L = L \sqrt[4]{\frac{b \cdot k_s}{4E_c I}}$$

Donde:

L= 685cm

b=1530cm

ks=17.5kg/cm<sup>3</sup>.(Para grava media con arena gruesa, ver tabla 4.12)

Ec=15000√280

I= Iyy= 5443.63m<sup>4</sup>,Ixx= 6111.10m<sup>4</sup>. Se utiliza el momento de inercia más crítico, es decir =544363000000cm<sup>4</sup>.

Reemplazando los valores se obtiene:

λL=0.32, y este valor resulta menor que π/2

λL < π/2, por lo tanto se comprueba que la cimentación es rígida y se puede asumir que las presiones varían linealmente en toda el área de la zapata.

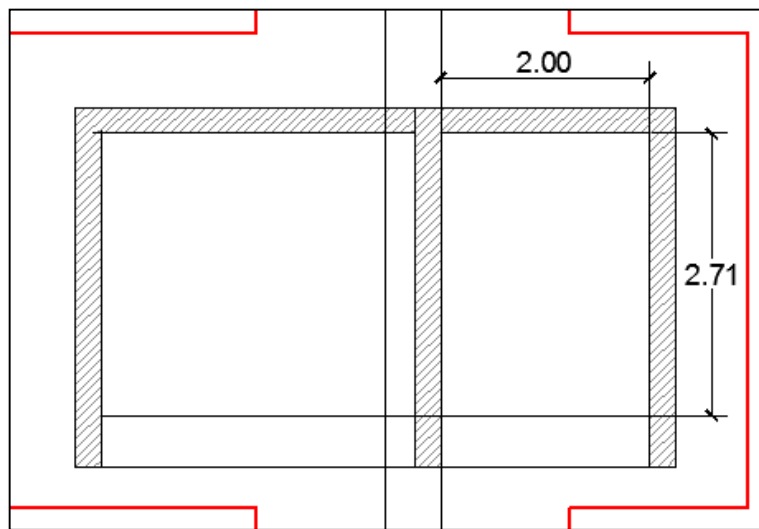
Tipo de suelo	E <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	K <sub>sl</sub> kg/cm <sup>3</sup>
**Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.5 a 1.5
*Arena seca o húmeda, suelta(Ns 3 a 9)	0.16 H a 0.48	1.2 a 3.6
*Arena seca o húmeda, suelta(Ns 9 a 30)	0.48 H a 1.6 H	3.6 a 12.00
*Arena seca o húmeda densa (Ns 30 a 50)	1.6 H a 3.2 H	12.00 a 24.00
*Grava fina con arena fina	1.06H a 1.33 H	8.00 a 10.00
Grava media con arena fina	1.33 H a 1.6H	10.0 a 12.00
Grava media con arena gruesa	1.6 H a 2 .00 H	12.00 a15.00
Grava gruesa con arena gruesa	2.0 H a 2.66H	15.00 a 20.00
Grava gruesa firmemente estratificada	2.66 H a 5.32 H	20.00 a 40.00
**Arcilla blanda (q <sub>u</sub> 0.25 a 0.50 kg/cm <sup>2</sup> )	15 a 30	0.65 a 1.3
**Arcilla media (q <sub>u</sub> 0.50 a 2.00 kg/cm <sup>2</sup> )	30 a 90	1.3 a 4
**Arcilla compacta (q <sub>u</sub> 2.00 a 4.00 kg/cm <sup>2</sup> )	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (q <sub>u</sub> 4.00 a10.00 kg/cm <sup>2</sup> )	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco	500 a 2500	22 a 110

Marga	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano	40000 a 800000	1700 a 3600

#### F. Diseño de la losa base del ascensor

La losa del cimiento del ascensor tiene comportamiento bidireccional y está empotrado en sus cuatro lados debido a la gran rigidez que aportan las placas y la viga de cimentación.

$$2/2.71=0.74m < 2$$



$$A=2m$$

$$B=2.71m$$

El espesor de la losa se predimensiona con:

luz corta/40 o perímetro del paño /180

$2/40$  o  $9.42/180=0.05$  o  $0.06$ . Sin embargo para realizar un diseño más conservador se considera una losa de 0.30m de espesor.

Utilizando el método de coeficientes de la norma E.060 para losas bidireccionales



$2/2.71=0.74$	Ca	Cb
Momento negativo	0.069	0.022
Momento positivo cm	0.028	0.009
Momento positivo cv	0.045	0.014

#### Metrado

- Carga muerta= $P.p=2.4 \times 0.2 = 0.48\text{ton/m}^2$ .
- Carga viva:

Para realizar el metrado es necesario mencionar que la carga de impacto se incluye como carga viva, tal como se indicó en 4.1.1.

Según la Norma E.020, en el artículo 9.8, las cargas de impacto deben aumentarse en 25 %; sin embargo, la Norma de Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras "ASCE 7-05" especifica para el caso de ascensores un incremento porcentual de la carga viva en el ascensor en 100%. (R. Meli), 1985 basado en la Norma RDF-76 (Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de México), referido a los "requisitos de diseño con que se pretende proteger contra efecto de impacto de cualquier parte de una losa o muro con funciones estructurales debe ser capaz de resistir una carga de 100kg concentrada en un área de 100 cm<sup>2</sup>. Con este procedimiento estático burdo se intenta evitar la posibilidad de daños o fallas locales de algún objeto o equipo".

Del análisis que antecede y teniendo en cuenta que en algunas ocasiones ha sucedido rupturas en cables de ascensores, se utilizará el criterio mencionado por R. Meli, 1985 con el fin de garantizar mayor seguridad en la cimentación del ascensor.

Por tanto, siendo la losa del pozo del ascenso de 2mx2.71m:

Fuerza de impacto del ascensor=  $200\text{cm} \times 271\text{cm} \times 100\text{kg} / 100\text{cm}^2 = 54200\text{kg-f}$

La carga de impacto es una carga puntual, para transformarla en una carga uniformemente distribuida se divide entre el área de la losa, esta área es 2.71m x 2m=5.42m<sup>2</sup>

En conclusión la carga de impacto resulta  $54200\text{kg-f}/5.42\text{m}^2 = 10\text{ ton/m}^2$ .

	Dirección corta	
	(-)	(+)
Mu(cm)	$1.4 \times 0.069 \times 0.48 \times 2^2 = 0.19$	$1.4 \times 0.028 \times 0.48 \times 2^2 = 0.08$
Mu(cv)	$1.25 \times 0.069 \times 10 \times 2^2 = 3.45$	$1.25 \times 0.045 \times 10 \times 2^2 = 2.25$
Mu	3.64ton-m	2.33ton-m
b	100cm	100cm
h	30cm	30cm
d	24cm	27cm
$P^3$	0.0018	0.0012
Asreq	4.32cm <sup>2</sup>	3.24cm <sup>2</sup>
Ascol	Ø3/8@0.15m	Ø3/8@0.20m

	Dirección larga	
	(-)	(+)
Mu(cm)	$1.4 \times 0.022 \times 0.48 \times 2.71^2 = 0.11$	$1.4 \times 0.009 \times 0.48 \times 2.71^2 = 0.04$
Mu(cv)	$1.25 \times 0.022 \times 10 \times 2.71^2 = 2.02$	$1.25 \times 0.014 \times 10 \times 2.71^2 = 1.29$
Mu	2.13ton-m	1.33ton-m
b	100cm	100cm
h	30cm	30cm
d	24cm	27cm
$P_{\text{min}}^2$	0.0012	0.0012
Asreq	2.88cm <sup>2</sup>	3.24cm <sup>2</sup>
Ascol	Ø3/8@0.20m	Ø3/8@0.20m

#### 4.8. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

El muro de sótano es un tipo de muro de contención. Este elemento estructural vertical sirve para sostener el empuje del terreno u otro material que ejerza presión hacia el muro.

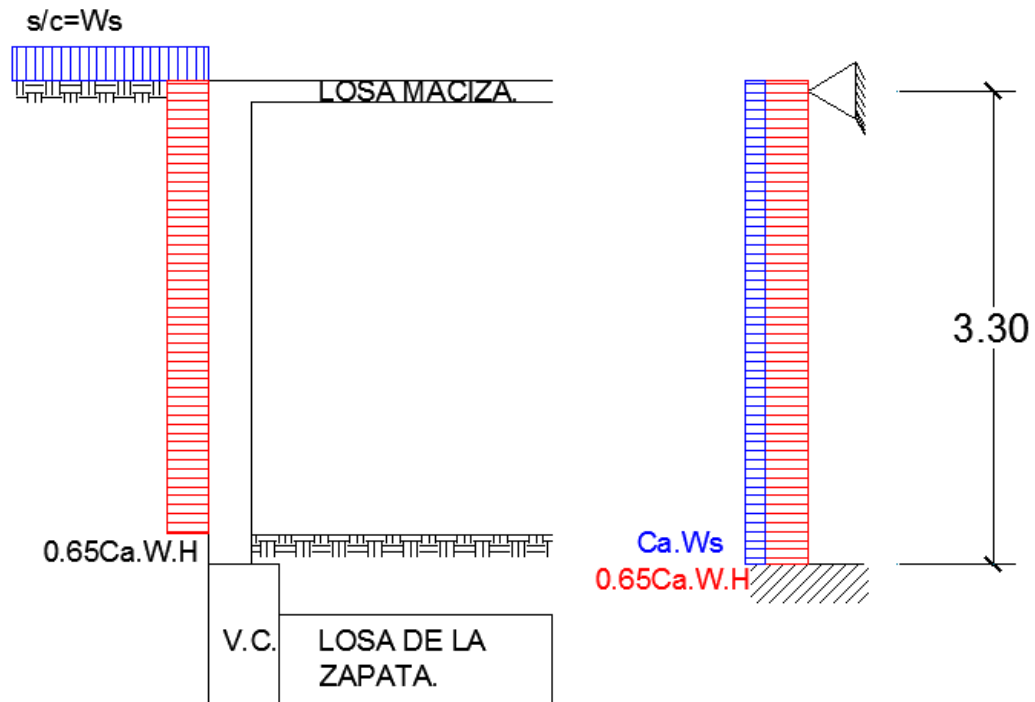
Este tipo de muro de contención tiene apoyos en la parte superior e inferior, va a depender de la relación de rigidez que exista entre el elemento de apoyo y el muro de

<sup>2</sup> Según la E.060 en el art. 10.5.4, para losas estructurales o zapatas la cuantía mínima que se distribuye en dos capas es 0.0012.

sótano para considerar un apoyo simple o empotrado. En tierra seca el espesor mínimo del muro es 0.20m y 0.30 en tierra húmeda. (Harmsen, 2002)

La carga aplicada es uniformemente distribuida ya que las deformaciones en el muro y cimiento son casi nulas. Por lo tanto, se considera un empuje en estado de reposo. (Calavera, 1989)

**Figura 106: Muro de sótano.**



**Fuente: Adaptado de Harmsen, 2002.**

La sobrecarga se considera cuando encima del terreno que es sostenido por el muro existe algún tipo de carga adicional como por ejemplo, carga proveniente de una edificación vecina o la carga que genera una carretera.

Existe muro de sótano:

- Con comportamiento unidireccional:

Cuando la relación de luces entre apoyos es mayor o igual a 2

- Con comportamiento bidireccional

Cuando la relación de luces entre apoyos es menor que 2

#### 4.8.1. DESCRIPCIÓN DEL MURO DE SÓTANO

- En el sótano se utiliza concreto con resistencia a la compresión de 280 kg/cm<sup>2</sup>, ya que las columnas y placas del sótano y primer piso están diseñadas con concreto  $f'c = 280 \text{ k/cm}^2$
- El terreno que va a ser soportado por el muro de sótano tiene las siguientes propiedades, según 2.1:

Peso unitario  $\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$

Angulo de fricción interna  $= \Phi = 38^\circ$

Coeficiente de fricción  $= \mu = 0.30$

Capacidad portante  $= q_p = 20 \text{ ton/m}^2$

Profundidad de cimentación  $D_f = 1.35 \text{ m}$  medido desde el nivel de piso terminado del sótano, NTE.050

- La sobrecarga que se aplica corresponde a una edificación que cuenta con las siguientes cargas directas en el terreno:

P.falso piso  $= 2.3 \times 0.10 = 0.23 \text{ ton/m}^2$

P.contrapiso  $= 2.3 \times 0.05 = 0.12 \text{ ton/m}^2$

S/C  $= 0.5 \text{ ton/m}^2$

TOTAL  $= 0.85 \text{ ton/m}^2 \approx 1 \text{ ton/m}^2$

La sobrecarga que se utilizará será de  $1 \text{ ton/m}^2$

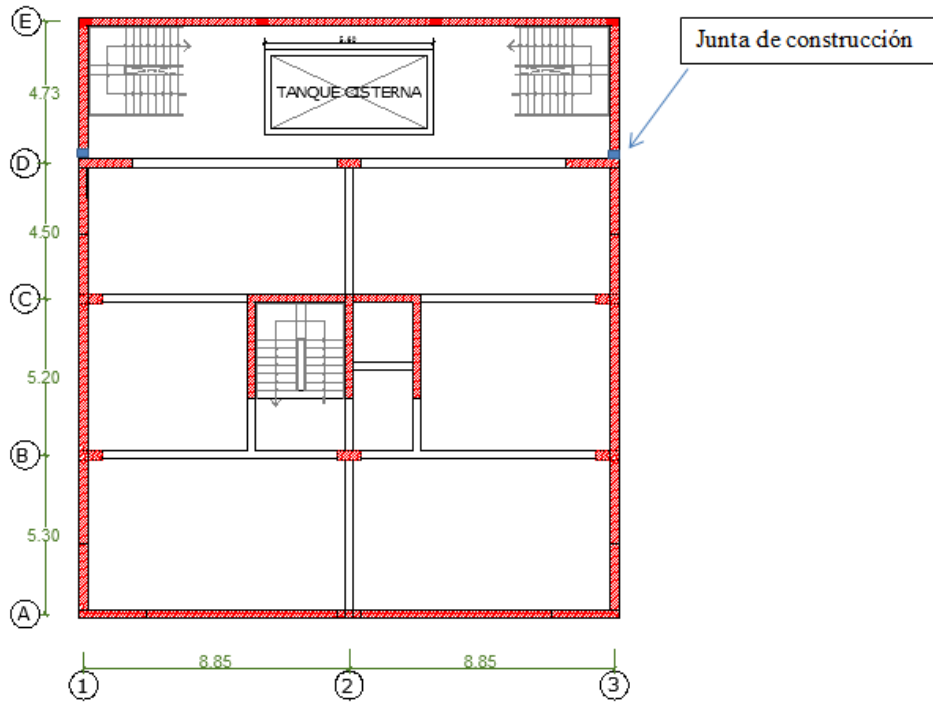
Con comportamiento unidireccional:

Los muros de sótano de los ejes A y E tiene comportamiento unidireccional ya que la relación de luces es:

$$17.4/3.02 = 5.8 > 2$$

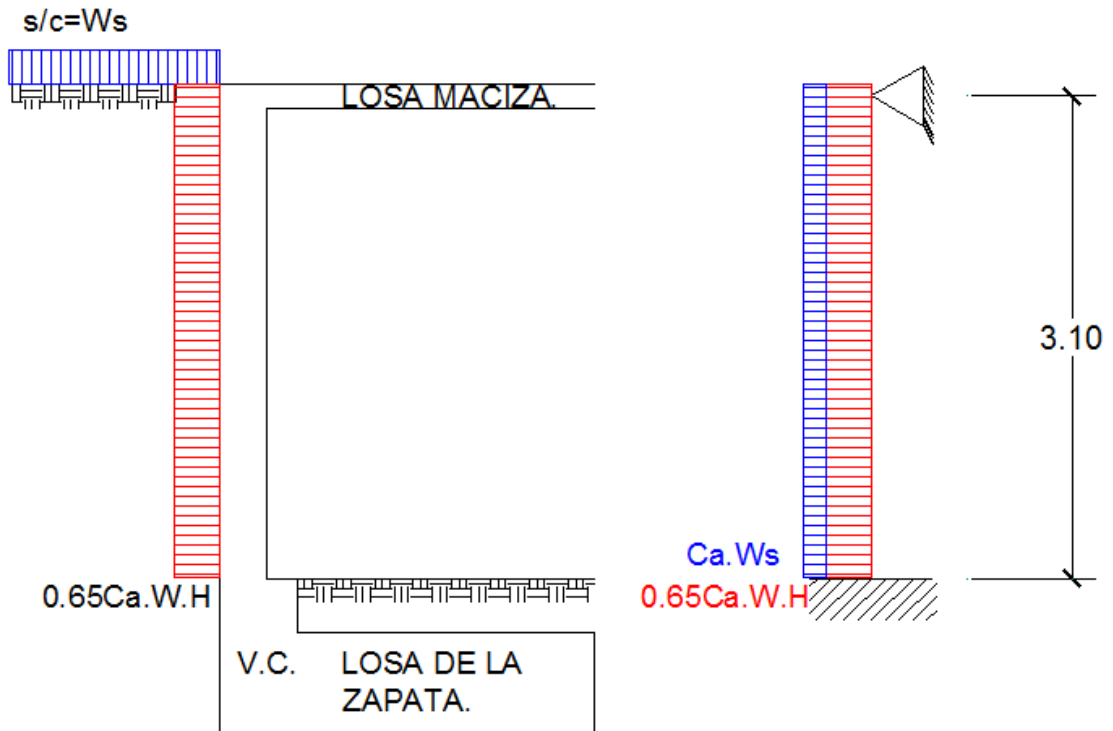
Para este tipo de muro se tienen dos apoyos, uno en la viga de cimentación y el otro en la losa maciza del sótano.

Figura 107: Vista en planta del muro de sótano.



Fuente: propia

Figura 108: Muro de sótano con comportamiento unidireccional



- Apoyo empotrado: El muro se empotra en la viga de cimentación ya que la relación de rigidez entre la viga y el muro supera las ocho veces.

Se realiza el cálculo para una franja de 1m de ancho

Rigidez de la viga de cimentación=  $60 \times 220^3 / 12 / 1070 = 49757 \text{ cm}^3$  (Fig. 4.42)

Rigidez del muro de sótano=  $100 \times 30^3 / 12 / 330 = 682 \text{ cm}^3$

Relación de rigidez=73 veces

- Apoyo simple: El apoyo simple se da en la losa maciza del sótano ya que la relación de rigidez entre estos elementos es mucho menor de 8.

Se realiza el cálculo para una franja de 1m de ancho

Rigidez de la losa maciza =  $100 \times 15^3 / 12 / 505 = 56 \text{ cm}^3$

Rigidez del muro de sótano =  $100 \times 30^3 / 12 / 330 = 682 \text{ cm}^3$

Relación de rigidez=0.08 veces

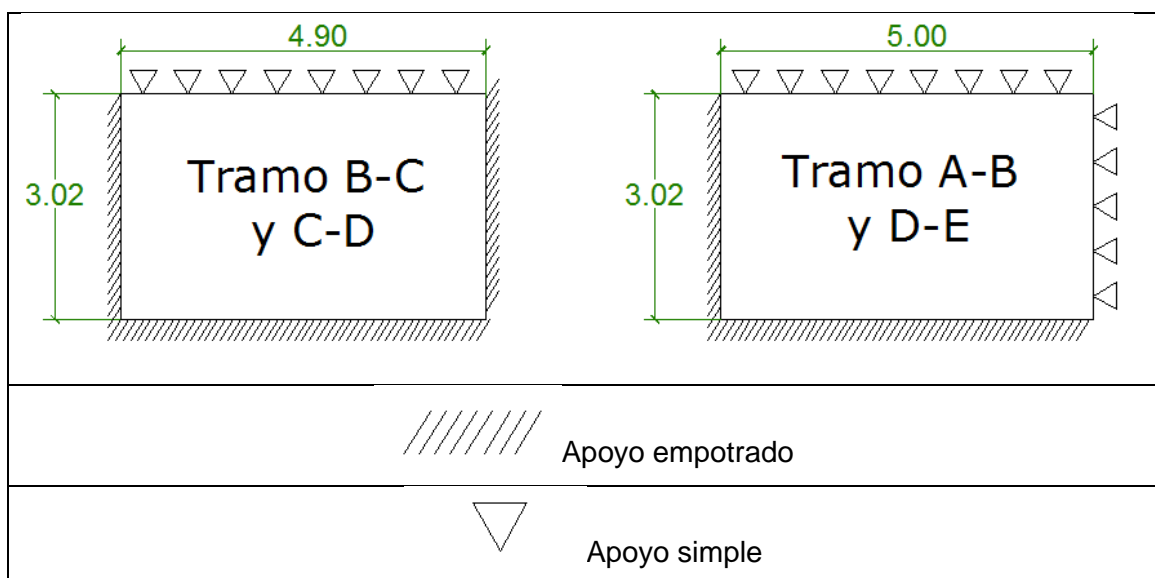
Con comportamiento bidireccional:

El muro de sótano de los ejes 1 y 3 es bidireccional ya que la relación de luces es:

$$5/3.02 = 1.7 < 2$$

Utilizando el método de coeficientes que indica la norma E.060 para losas bidireccionales, se tienen en este caso dos tipos de paños.

**Figura 109: Muros del sótano con comportamiento bidireccional**



## CÓDIGO DEL MEDIO AMBIENTE ACI-350

Se utiliza el código del Medio Ambiente ACI 350 cuando las estructuras van a estar en contacto con agua, para esto se tienen las siguientes consideraciones:

Factor de amplificación por durabilidad 1.3:

Los momentos últimos obtenidos en el análisis estructural deben multiplicarse por 1.3.

- Control de rajaduras:

Para controlar en ancho de rajaduras se calcula el valor de un parámetro Z:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

$$A_{ct} = 2d_c \cdot S$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s}$$

Donde:

$f_s$ =esfuerzo del acero para cargas de servicio

$d_c$ =espesor del recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema en tracción hasta el centro del acero más cercano a esa fibra

$A_{ct}$ =área efectiva del concreto en tracción

$M_s$ =momento de servicio

$d$ =peralte efectivo

$S$ =espaciamiento entre dos aceros paralelos de la misma capa.

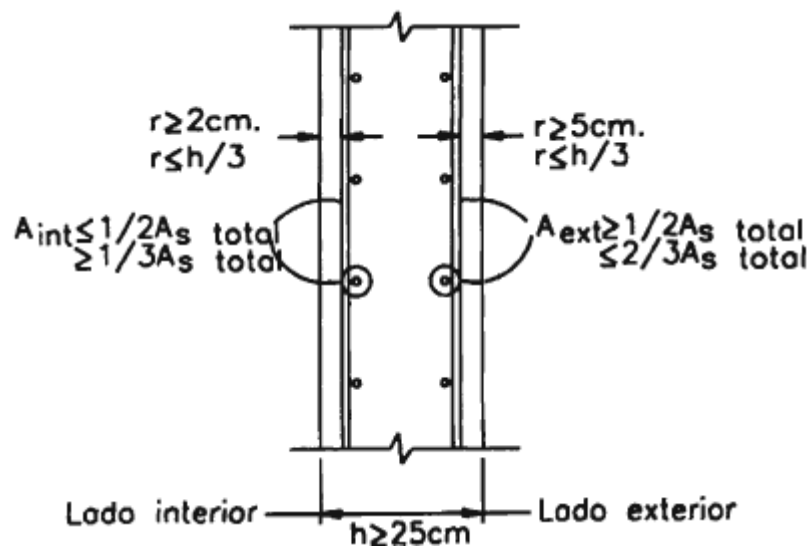
Para tanques,  $Z \leq 17000 \text{ kg/cm}$  que corresponde a rajaduras de 0.020 cm

- El acero mínimo vertical según Código del Medio Ambiente, ACI350 (ítem 14.3.2) se calcula con una cuantía de 0.0030 multiplicada por la sección bruta del muro.
- El acero mínimo horizontal se calcula utilizando la siguiente tabla. (Harmsen, 2002)

Distancia entre juntas	Refuerzo mínimo
7-9 m.	0.0025bh
9-12 m.	0.0030bh
12-15 m.	0.0035bh
15-20 m.	0.0040bh

- Para muros de espesor mayor a 25 cm, la distribución del acero vertical y horizontal se realiza en dos capas, como se muestra en la figura siguiente, lo cual también es indicado por el Código del Medio Ambiente ACI 350 (ítem 14.3.4). Sin embargo, cuando el espesor del muro es menor de 25 cm, es recomendable utilizar dos capas para evitar el agrietamiento, siempre y cuando el recubrimiento sea el adecuado.

Figura 110: Distribución del acero en muro. (Harmsen, 2002)



- El espaciamiento máximo para aceros horizontales y verticales es 30 cm y no debe utilizarse diámetros menores a  $1/2''$ .
- La resistencia a compresión del concreto  $f'_c$  mínimo es de 280 kg/cm<sup>2</sup>.



#### 4.8.2. PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN EL DISEÑO DEL MURO DE SÓTANO

Con comportamiento unidireccional:

Se toma como ejemplo el diseño del muro del eje A o E.

##### CARGA DISTRIBUIDA

Primero se calcula la carga distribuida que será soportada por el muro

Empuje del suelo (estado de reposo):  $0.65Ca.W.H$

$$Ca = \frac{(1 - \text{sen}\Phi)}{(1 + \text{sen}\Phi)} = \frac{(1 - \text{sen}38^\circ)}{(1 + \text{sen}38^\circ)} = 0.24$$

$$W = 2 \text{ton/m}^3$$

$$H = 3.3$$

$$E = 0.65Ca.W.H = 0.65 \times 0.24 \times 2 \times 3.3 = 1.02 \text{ton/m}$$

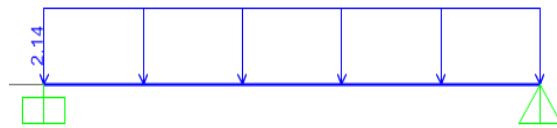
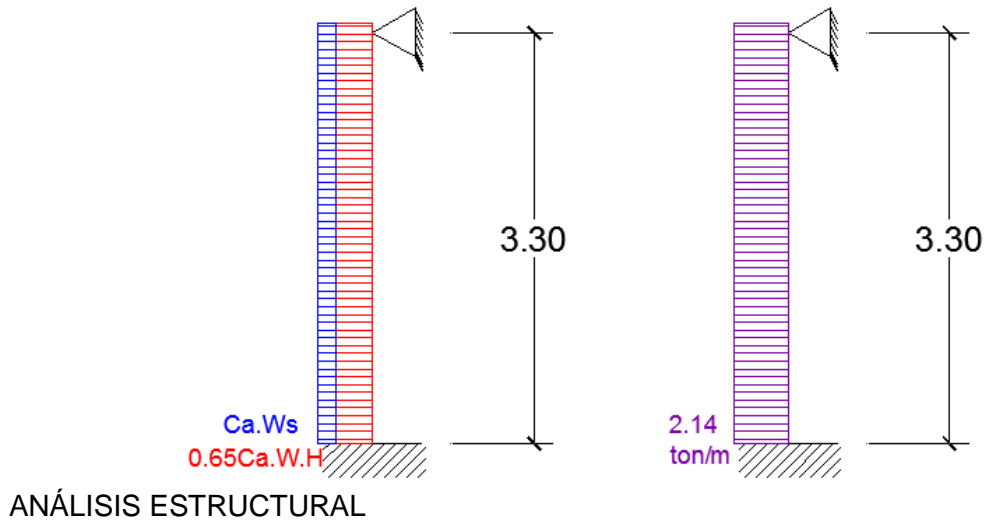
Empuje por sobrecarga:

$$Es/c = Ca.Ws = 0.24 \times 1 = 0.24 \text{ton/m}$$

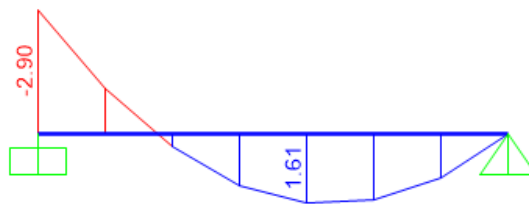
$$\text{Carga de servicio} : 1.02 + 0.24 = 1.26 \text{ton/m}$$

$$\text{Carga última} : 1.7 \times 1.02 + 1.7 \times 0.24 = 2.14 \text{ton/m}$$

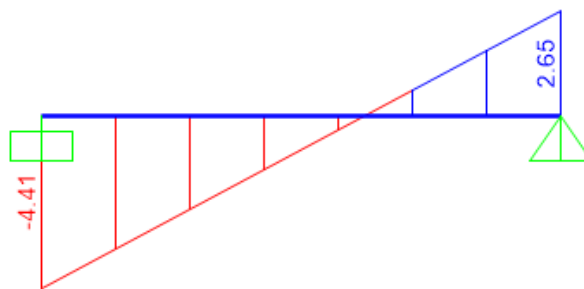
Figura 111: (a) Idealización del muro con comportamiento del sótano, (b) diagrama de momento flector y (c) diagrama de fuerza cortante.



(a)



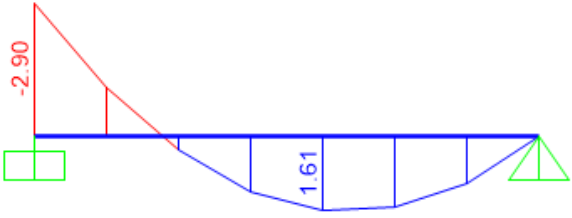
(b)



(c)

En el apoyo simple se considera momento por monolitismo igual a  $w.ln^2/24=0.87\text{ton-m}$

## ACERO VERTICAL

			
	Apoyo empotrado (-)	(+)	Apoyo simple (-)
Ms	1.71 ton-m	0.95 ton-m	0.51 ton-m
Mu	2.9 ton-m	1.61 ton-m	0.87 ton-m
1.3 Mu <sup>3</sup>	3.77	2.09	1.13
b	100cm	100cm	100cm
h	30cm	30cm	30cm
d	24cm	27cm	24cm
p	0.0018	0.0008	0.0005
Asreq	5.4cm <sup>2</sup>	2.16cm <sup>2</sup>	1.2cm <sup>2</sup>
Asmin	4.5cm <sup>2</sup>	4.5cm <sup>2</sup>	4.5cm <sup>2</sup>
Ascol	Ø1/2@0.25m	Ø1/2@0.25m	Ø1/2@0.25m

## ACERO HORIZONTAL

$p_{min\ horizontal} = 0.0040$

Esta cuantía se coloca en dos capas, cada una de ellas con 0.002 de cuantía

$As_{req} = 0.002 \times 100 \times 30 = 6\text{cm}^2$

Ascol = Ø1/2@0.20m a dos capas.

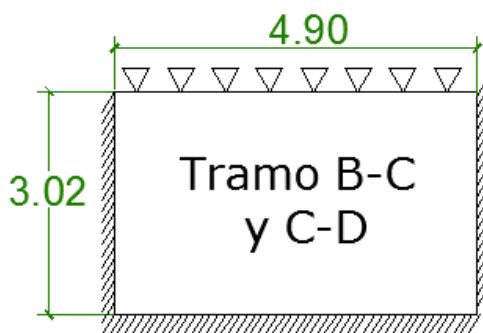
## CON COMPORTAMIENTO BIDIRECCIONAL

Se realiza el análisis y diseño del muro del tramo B-C y C-D.

Para el análisis se utiliza el Método de Coeficiente que muestra la NTE .060 para losas macizas con comportamiento bidireccional.

<sup>3</sup> Momento último aplicando el factor por durabilidad.

Figura 112: Idealización del muro con comportamiento bidireccional del sótano.

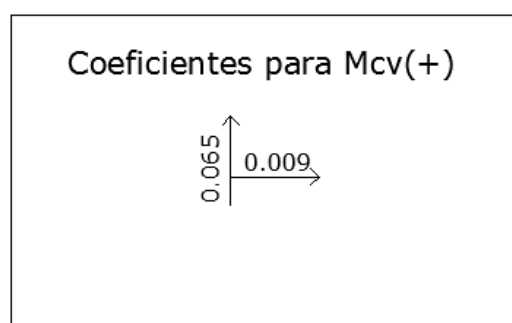
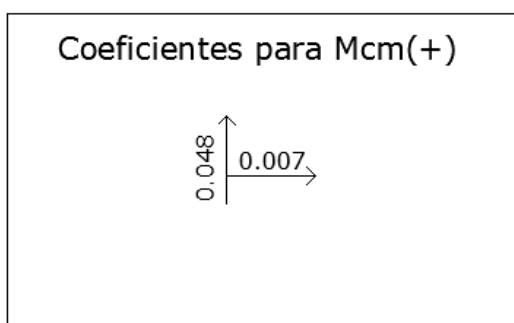
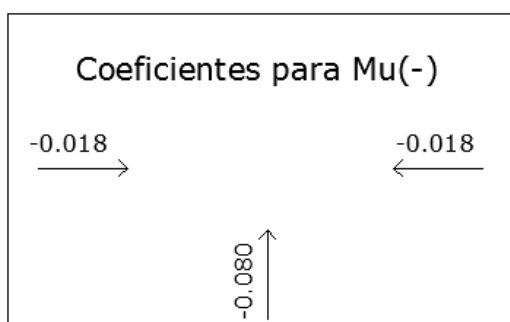


$a=3.02\text{m}$

$b=4.9\text{m}$

Relación de luces  $a/b=0.62$

Utilizando el Método de coeficientes se obtienen los siguientes Coeficientes:



	Dirección x		Dirección y		
$M_s(-)$	0.54	0.54	$M_s(-)$	0.93	
$M_u(-)$	0.93	0.93	$M_u(-)$	1.56	
1.3 $M_u(-)$	1.21	1.21	1.3 $M_u(-)$	2.03	
b	100	100	b	100	100
d	24	24	d	24	24

p	0.0006	0.0006	p	0.0008	0.0012
Asreq	1.44	1.44	Asreq	2.16	2.16
Asmin-	6	6	Asmin+	4.5	4.5
Ascol	Ø1/2 @	Ø1/2 @	Ascol	Ø1/2 @	Ø1/2 @
	20	20		25	25
Ms(+)	0.07		Ms(+)	0.61	
Mu(+)	0.11		MU(+)	1.03	
1.3 Mu(+)	0.15		1.3 Mu(+)	1.34	
b	100		b	100	
d	27		d	27	
p	0.0001		p	0.0006	
Asreq	0.27		Asreq	1.62	
Asmin+	6		Asmin+	4.5	
Ascol	Ø1/2 @		Ascol	Ø1/2 @	
	20			25	

#### CONTROL DE RAJADURAS

$$f_s = 1710 / (0.9 \times 24 \times 1.29) = 61.37 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o} \quad f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = 2 \times 6 \times 25 = 300 \text{ cm}^2$$

$$Z = 61.37 \times \sqrt[3]{6 \times 300} = 746.5$$

$Z < 17000$ .....CUMPLE CON EL MÁXIMO ANCHO DE FISURAS DE 0.02cm.

#### 4.9. DISEÑO DE ESCALERA

Según la Norma A.010 del reglamento Nacional de Edificaciones, en el artículo 29:

- Las escaleras deben tener máximo 17 pasos entre descansos.
- Las escaleras deben tener un ancho mínimo de 1.2m
- Los descansos no deben tener dimensiones mínimas que el ancho de la escalera.
- Los pasos y contrapaso deben ser uniformes, donde:

$$2 \text{ contrapasos} + 1 \text{ paso} = 0.60\text{m a } 0.64\text{m}$$

- Los pasos deben ser mínimo:

Para viviendas: 0.25 m

Para comercios: 0.28 m

Para locales de afluencia masiva: 0.30 m

- Los contrapasos deben ser como máximo 0.18 m medidos entre dos bordes contiguos.

#### **4.9.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESCALERA**

El sótano y el primer piso tienen una altura de piso a piso de 3.1 y los pisos superiores la altura es de 2.9m, por lo tanto se tienen las siguientes características:

Paso=0.28m

Contrapaso=0.18

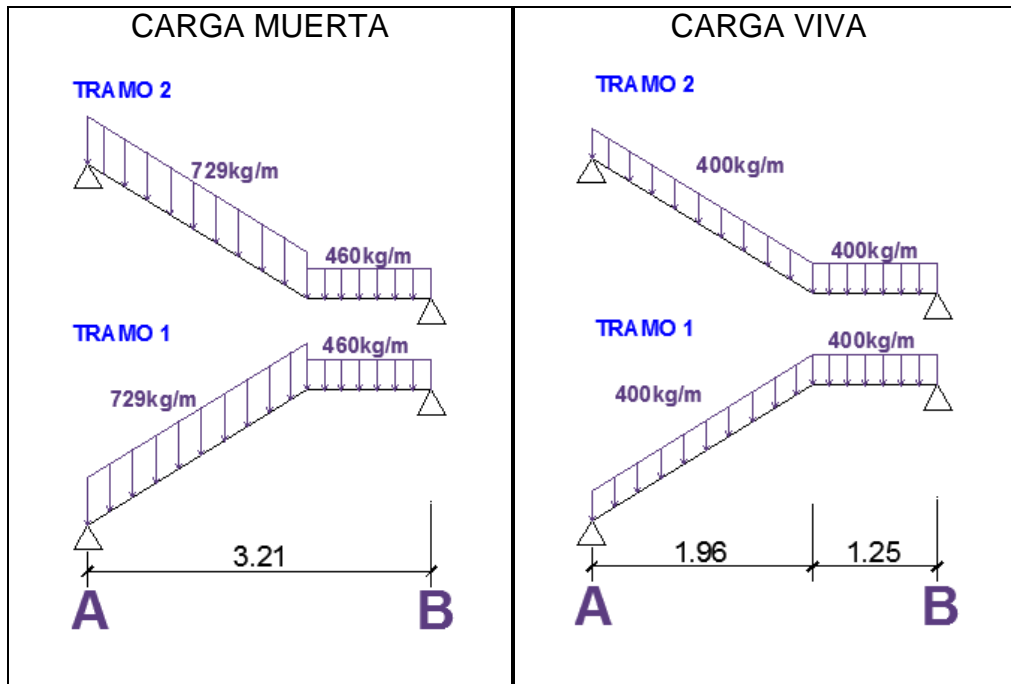
La escalera tiene acero longitudinal y acero transversal. El acero longitudinal se obtiene realizando el diseño por flexión y el acero transversal se obtiene colocando sólo el acero mínimo por temperatura.

La losa de la escalera es de:

$3.21/25$  a  $3.21/20=0.13$  a  $0.16m$  SE ELIGE  $0.15m$

#### **4.9.2. IDEALIZACIÓN**

El metrado de cargas se realizó en el ítem 3.2.4. Para facilidad de cálculo se considera 1m de ancho.



Carga última en la losa inclinada = 1.7ton/m

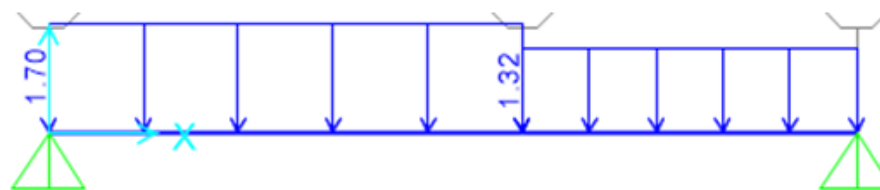
Carga última en el descanso = 1.32ton/m

### 4.9.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis se considera como una losa en el mismo nivel.

En los apoyos se considera momento por monolitismo igual a  $w.l_n^2/24$ .

A continuación se muestra la idealización y el diagrama de momento flector de la losa de la escalera.



(a)



(b)

#### 4.9.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

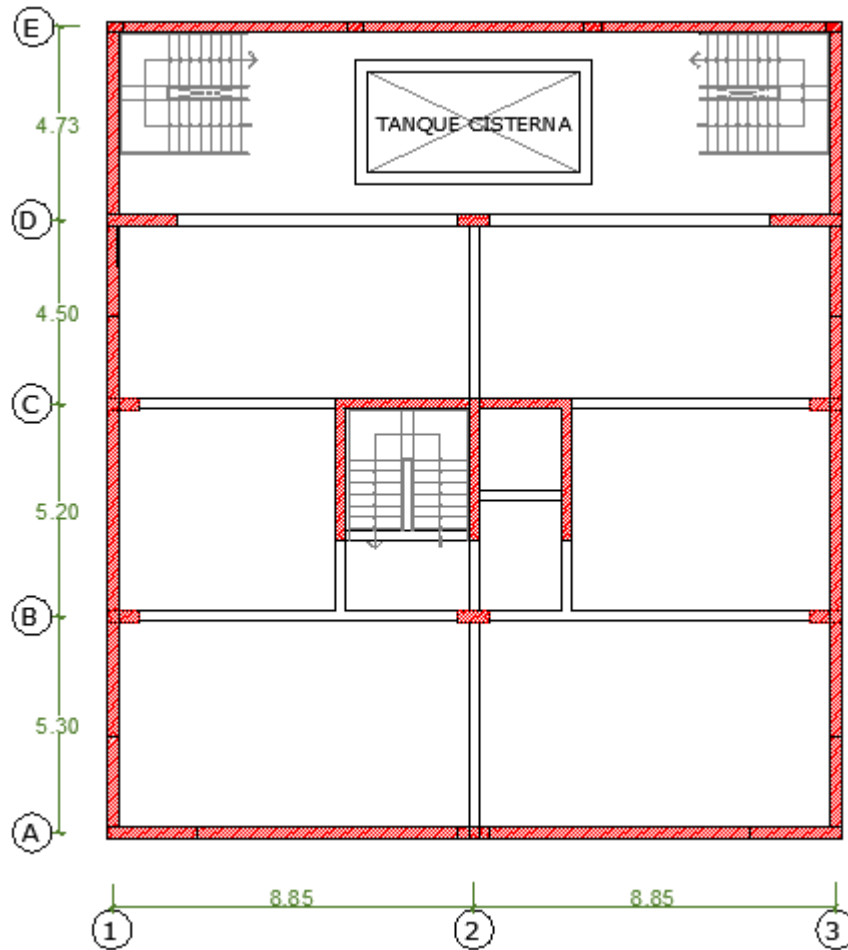
	(-)	(+)	(-)
Mu	0.27	2.16	0.21
b	100	100	100
h	15	15	15
d	12	12	12
p	0.0012	0.0042	0.0012
Asreq	2.16	5.04	2.16
Ascol	Ø3/8"@0.25m	Ø3/8"@0.125m	Ø3/8"@0.25m

#### 4.10. DISEÑO DE CISTERNA

El tanque cisterna se encuentra en el sótano entre los ejes D y E. Se considera que será un tanque cisterna superficial para facilitar así su mantenimiento. El techo del tanque coincide con el nivel del techo del sótano.



Figura 113: Ubicación del tanque cisterna en la planta del sótano.



Fuente: Propia

#### 4.10.1. CAPACIDAD DEL TANQUE

Para elegir las dimensiones del tanque, primero se calcula la capacidad que debe tener en base a la dotación diaria según la norma IS.010, la cual permite determinar el volumen requerido de la cisterna de acuerdo a los usos que tendrá el edificio, previendo además la dotación de agua contra incendio.

A continuación se muestra la dotación diaria según el uso que se le da al edificio:

- a. Para hospedaje: Desde el tercer al octavo piso se tienen habitaciones (6 dormitorios por piso).

Dotación diaria: 500 litros/día por cada dormitorio

Número de dormitorios: 6 por piso

Número de pisos: 6

$$500 \times 6 \times 6 = 18000 \text{ litros}$$

- b. Para restaurante: En el segundo piso se encuentra el restaurante que forma parte de los servicios del hotel.

Dotación diaria: 50 litros/día por cada metro cuadrado m<sup>2</sup>

Área: 55m<sup>2</sup>

$$50 \times 55 = 2750 \text{ litros}$$

- c. Para depósito de materiales: El depósito se encuentra en el sótano.

Dotación diaria: 0.5m litros/día por metro cuadrado m<sup>2</sup>, pero no menos de 500 litros

Área: 254m<sup>2</sup>

$$254 \times 0.5 = 127 \text{ litros; por lo tanto se utiliza la dotación mínima, 500 litros.}$$

- d. Para local comercial: El primer piso está constituido por dos tiendas que se encuentran separadas por un muro que coincide en gran parte con el eje 2.

Dotación diaria: 0.6 litros/día por metro cuadrado m<sup>2</sup>, pero no menos de 500 litros

Área: 173m<sup>2</sup>

$$173 \times 0.6 = 104 \text{ litros, por lo tanto se utiliza la dotación mínima, 500 litros}$$

- e. Para incendio: Cuando una edificación tiene una altura mayor de 15 metros es obligatorio una dotación adicional de 25m<sup>3</sup> en la cisterna o tanque elevado.

En total, la dotación diaria es de:

$$18000 + 2750 + 500 + 500 + 25000 = 46750 \text{ litros/día}$$

Cuando se tiene un sistema combinado, el cual consiste en el uso de cisterna y tanque elevado, la capacidad de cada uno de ellos varía dependiendo de la dotación diaria:

- Tanque elevado: La capacidad debe ser mayor o igual a 1/3 de la dotación diaria.

$$1/3 \times 46750 = 15580 \text{ litros} = 15.58 \text{ m}^3$$

Para este volumen se utiliza tanque elevado Rotoplas

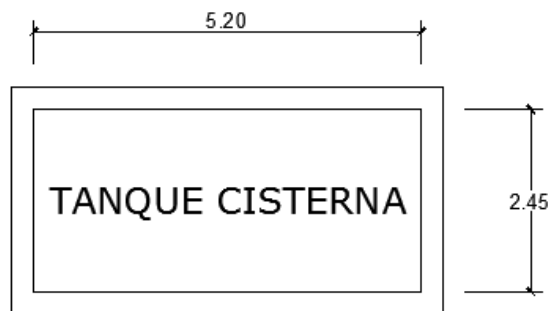
Capacidad	Diámetro	Altura	Peso
22000 litros	3m	3.52	400kg

- Cisterna: La capacidad de ser mayor o igual a  $\frac{3}{4}$  de la dotación diaria.

$$\frac{3}{4} \times 46750 = 35062 \text{ litros} = 35.06 \text{ m}^3$$

Para esta capacidad se propone un tanque de 2.45 m de ancho libre, 5.2m de largo libre y la altura es igual a la luz del sótano (3.1m).

Figura 114: Planta de la cisterna.



Fuente: Propia

#### 4.10.2. CÓDIGO DEL MEDIO AMBIENTE ACI 350

En caso de tanques, se utiliza el código del Medio Ambiente ACI 350 cuando las estructuras van a estar en contacto con agua, para esto se tienen las siguientes consideraciones:

Factor de amplificación por durabilidad 1.3:

Los momentos últimos obtenidos en el análisis estructural deben multiplicarse por 1.3.

Control de rajaduras:

Para controlar en ancho de rajaduras se calcula el valor de un parámetro Z:

$$Z = fs \sqrt[3]{dc \cdot Act}$$

$$Act = 2dc \cdot S$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 d \cdot A_s}$$

Donde:

$f_s$ =esfuerzo del acero para cargas de servicio

$d_c$ =espesor del recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema en tracción hasta el centro del acero más cercano a esa fibra

$A_c$ =área efectiva del concreto en tracción

$M_s$ =momento de servicio

$d$ =peralte efectivo

$S$ =espaciamiento entre dos aceros paralelos de la misma capa.

Para tanques,  $Z \leq 17000 \text{ kg/cm}$  que corresponde a rajaduras de 0.020cm

- El acero mínimo vertical según Código del Medio Ambiente, ACI350 (ítem 14.3.2) se calcula con una cuantía de 0.0030 multiplicada por la sección bruta del muro.
- El acero mínimo horizontal se calcula utilizando la siguiente tabla. (HARMSEN, 2002)

Distancia entre juntas	Refuerzo mínimo
7-9 m.	0.0025bh
9-12 m.	0.0030bh
12-15 m.	0.0035bh
15-20 m.	0.0040bh

- Para muros de espesor mayor a 25 cm, la distribución del acero vertical y horizontal se realiza en dos capas, como se muestra en la figura siguiente, lo cual también es indicado por el Código del Medio Ambiente ACI 350 (ítem 14.3.4). Sin embargo, cuando el espesor del muro es menor de 25 cm, es recomendable utilizar dos capas para evitar el agrietamiento, siempre y cuando el recubrimiento sea el adecuado.(fig 4.50)
- El espaciamiento máximo para aceros horizontales y verticales es 30 cm y no debe se debe utilizar diámetros menores a ½".
- La resistencia a compresión del concreto  $f'_c$  mínimo es de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

### 4.10.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CADA ELEMENTO QUE CONFORMA LA CISTERNA

Cuando se trata de un tanque cisterna superficial, el caso más desfavorable es cuando el tanque se encuentra lleno, por lo tanto es necesario el cálculo de presiones del agua.

Figura 115: Cargas actuantes.



Fuente: (HARMSEN, 2002)

Espesores:

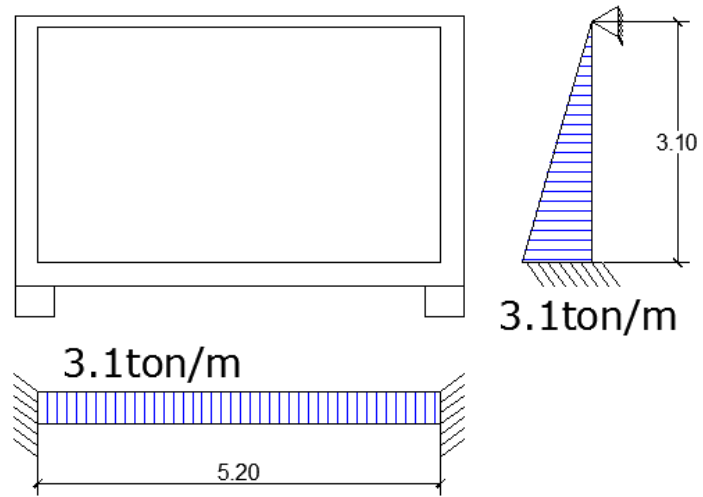
- Paredes del tanque: 0.25m
  - Base del tanque: 0.25
  - Techo del tanque: 0.15m
- a. Paredes largas: Estos muros tiene una relación ancho /largo=3.1/5.2=0.6, por lo tanto este muro tiene comportamiento bidireccional. Se considera empotrado en las uniones de la pared larga con la pared corta y también en las uniones de las paredes con la base; esto debido a que se va asegurar que exista monolitismo entre las paredes y la base, además de asegurar que los aceros anclen bien.

La distribución de carga triangular y rectangular corresponde al empuje que agua ejerce sobre el muro.

$$\gamma_a = 1 \text{ ton/m}^3$$

Tirante=2.8m, sin embargo se considera el total de la altura para obtener resultados más conservadores.

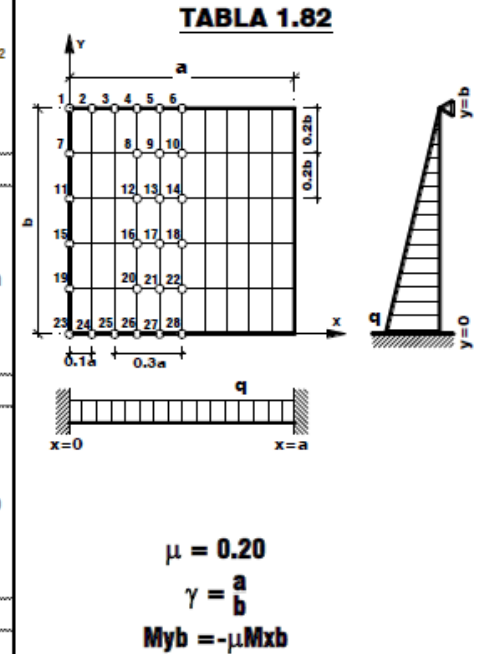
$$q = \gamma_a \times H = 1 \times 3.1 = 3.1 \text{ ton/m (para una franja de 1m de ancho)}$$



Para la idealización previamente mostrada se utiliza la siguiente tabla de Bares en el cálculo de momentos flectores en la losa, la cual se identifica con la idealización de los apoyos:

Tabla 50: Tabla 1.82 proporcionada por Richard Bares para la obtención de momentos de losas en dos direcciones.

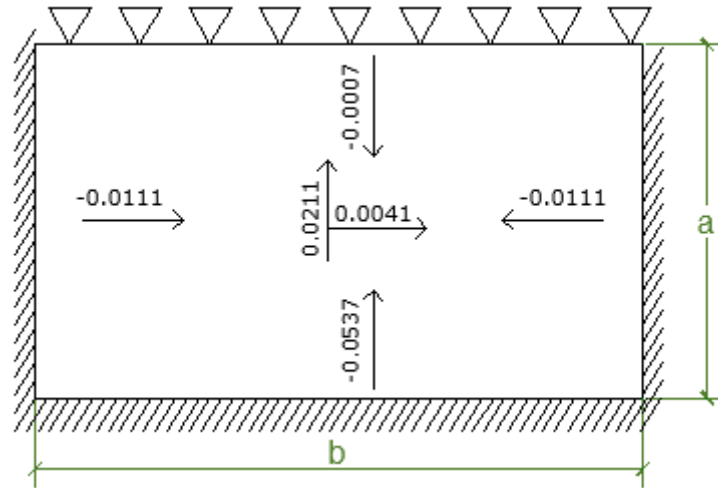
a/b	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	3	F.m.	a/b	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	3	F.m.
$M_{17}$	-0.0160	-0.0168	-0.0205	-0.0139	-0.00803	-0.00218	-0.00161	$q a^2$	$M_{120}$	0.0003	0.0022	0.0039	0.0043	0.0027	-0.0008	-0.0017	$q b^2$
$M_{18}$	0.0048	0.0044	0.0058	0.0041	0.00257	0.00150	0.00058		$M_{121}$	0.0005	0.0029	0.0049	0.0050	0.0023	-0.0003	-0.0023	
$M_{19}$	0.0080	0.0072	0.0092	0.0060	0.00315	0.00155	0.00051		$M_{122}$	0.0006	0.0031	0.0052	0.0052	0.0021	-0.0007	-0.0029	
$M_{110}$	0.0080	0.0084	0.0104	0.0067	0.00328	0.00152	0.00049		$M_{125}$	-0.0023	-0.0081	-0.0153	-0.0252	-0.0417	-0.5190	-0.0606	
$M_{111}$	-0.0336	-0.0328	-0.0382	-0.0245	-0.01335	-0.00724	-0.00258		$M_{127}$	-0.0028	-0.0100	-0.0188	-0.0302	-0.0484	-0.0576	-0.0631	
$M_{112}$	0.0096	0.0092	0.0108	0.0073	0.00430	0.00242	0.00090		$M_{128}$	-0.0030	-0.0010	-0.0200	-0.0320	-0.0505	-0.0593	-0.0637	
$M_{113}$	0.0144	0.0148	0.0169	0.0104	0.00510	0.00245	0.00080		$R_{11}$	-0.0012	-0.0122	-0.0306	-0.0396	-0.0448	-0.0382	-0.0248	
$M_{114}$	0.0176	0.0168	0.0189	0.0114	0.00527	0.00240	0.00077		$R_{17}$	0.1000	0.1010	0.1182	0.1042	0.0850	0.0650	0.0418	
$M_{115}$	-0.0496	-0.0456	-0.0466	-0.0269	-0.01340	-0.00700	-0.00244		$R_{111}$	0.2000	0.2040	0.2332	0.1956	0.1513	0.1144	0.0736	
$M_{116}$	0.0128	0.0128	0.0137	0.0081	0.00421	0.00222	0.00079		$R_{115}$	0.3008	0.3034	0.3190	0.2450	0.1740	0.1291	0.0835	
$M_{117}$	0.0224	0.0204	0.0200	0.0110	0.00475	0.00215	0.00068		$R_{119}$	0.3772	0.2990	0.2546	0.1632	0.0985	0.0708	0.0486	
$M_{118}$	0.0256	0.0228	0.0220	0.0119	0.00483	0.00210	0.00065		$R_{123}$	0.1832	0.0608	0.0153	-0.0040	-0.0103	-0.0074	-0.0006	
$M_{119}$	-0.0608	-0.0408	-0.0326	-0.0159	-0.00688	-0.00343	-0.00112		$R_{y1}$	-0.0003	-0.0061	-0.0205	-0.0396	-0.0671	-0.0764	-0.0743	
$M_{120}$	0.0160	0.0120	0.0095	0.0044	0.00155	0.00055	0.00006		$R_{y2}$	0.0024	-0.0102	-0.0283	-0.0396	-0.0273	0.0024	0.0499	
$M_{121}$	0.0272	0.0172	0.0128	0.0054	0.00146	0.00038	-0.00002		$R_{y3}$	0.0064	0.0056	0.0070	0.0153	0.0454	0.0716	0.0971	
$M_{122}$	0.0304	0.0188	0.0137	0.0057	0.00142	0.00030	-0.00004		$R_{y4}$	0.0092	0.0169	0.0313	0.0508	0.0834	0.0989	0.1058	
									$R_{y5}$	0.0109	0.0237	0.0455	0.0704	0.1010	0.1081	0.1058	
									$R_{y6}$	0.0114	0.0260	0.0502	0.0767	0.1061	0.1102	0.1053	
$M_{12}$	0.0001	0.0002	0.0010	0.0030	0.0085	0.0127	0.0169	$R_{123}$	0.0459	0.0304	0.0102	-0.0045	-0.0155	-0.0149	-0.0018		
$M_{13}$	0.0001	0.0004	0.0015	0.0040	0.0106	0.0150	0.0183	$R_{124}$	0.0139	0.0309	0.0475	0.0762	0.1405	0.2001	0.2862		
$M_{110}$	0.0001	0.0005	0.0016	0.0044	0.0113	0.0158	0.0187	$R_{125}$	0.0546	0.1052	0.1490	0.0196	0.2734	0.3255	0.3754		
$M_{112}$	0.0001	0.0006	0.0025	0.0062	0.0150	0.0213	0.0273	$R_{126}$	0.0835	0.0156	0.2157	0.2705	0.3424	0.3761	0.3960		
$M_{113}$	0.0002	0.0010	0.0035	0.0082	0.0185	0.0248	0.0292	$R_{127}$	0.1003	0.0186	0.2528	0.3102	0.3739	0.3944	0.3994		
$M_{114}$	0.0002	0.0011	0.0038	0.0089	0.0196	0.0259	0.0297	$R_{128}$	0.1058	0.1950	0.0265	0.3225	0.3828	0.3988	0.3997		
$M_{115}$	0.0002	0.0013	0.0044	0.0085	0.0158	0.0203	0.0240										
$M_{117}$	0.0003	0.0019	0.0058	0.0108	0.0188	0.0228	0.0251										
$M_{118}$	0.0003	0.0021	0.0063	0.0116	0.0198	0.0235	0.0253										



Fuente: Montañez Huaman 2015

Utilizando las tablas de Bares se obtienen los siguientes coeficientes:

$$a/b=0.60$$

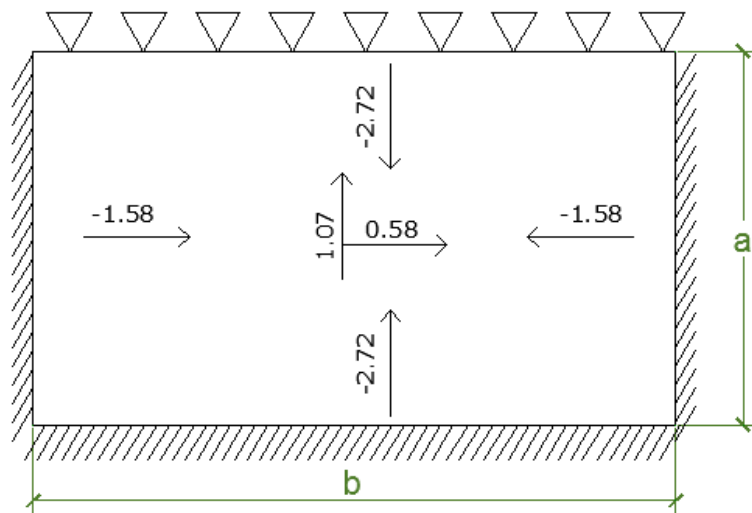


$$a=\text{longitud vertical}=3.1\text{ m}$$

$$b=\text{longitud horizontal}=5.20\text{ m}$$

$$q_u=\text{carga distribuida última}=1.7 \times 3.1=5.27\text{ ton/m}$$

Los coeficientes obtenidos se multiplican por la carga distribuida y por la distancia en la dirección en análisis al cuadrado. Realizando estos cálculos se obtienen los siguientes momentos (ton-m):





Diseño:

Se utiliza un concreto con resistencia a la compresión igual a 280kg/cm<sup>2</sup>.

Para realizar el diseño de una cisterna, es necesario aplicar el Método de la rotura según recomienda el código del ACI. Para esto se amplifican los momentos por un factor de durabilidad igual a 1.3 (Ver 4.7.1)

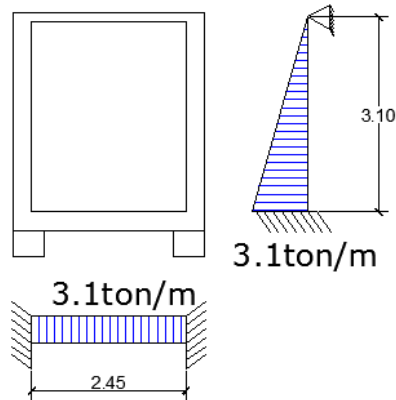
Acero horizontal		
	As(-)	As(+)
Ms	-0.93	0.34
Mu	-1.58	0.58
1.3 Mu <sup>4</sup>	-2.05	0.75
b	100	100
h	25	25
d	19	22
p	0.0016	0.0005
Asreq	3.04	1.10
Asmin	0.0015bh=3.13	3.13
Ascol	Ø1/2"@0.30m	Ø1/2"@0.30m

Acero vertical		
	As(-)	As(+)
Ms	-1.60	0.63
Mu	-2.72	1.07
1.3 Mu <sup>4</sup>	-3.54	1.39
b	100	100
h	25	25
d	19	22
p	0.0027	0.0008
Asreq	5.13	1.76
Asmin	3.75	3.75
Ascol	Ø1/2"@0.25m	Ø1/2"@0.25m

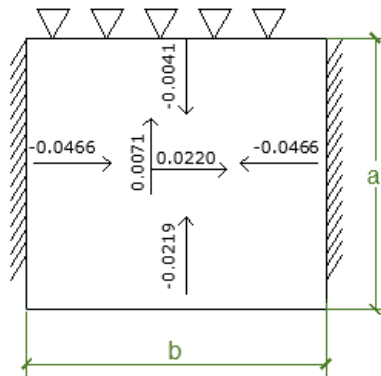
<sup>4</sup> El Momento último se amplifica por el facto de Durabilidad 1.3

b. Paredes cortas

$q = \gamma a \times H = 1 \times 3.1 = 3.1 \text{ ton/m}$  (para una franja de 1m de ancho)



Utilizando la tabla de Bares (ver tabla 4.9) se obtienen los siguientes coeficientes para la idealización de los apoyos que se acaba de mostrar:

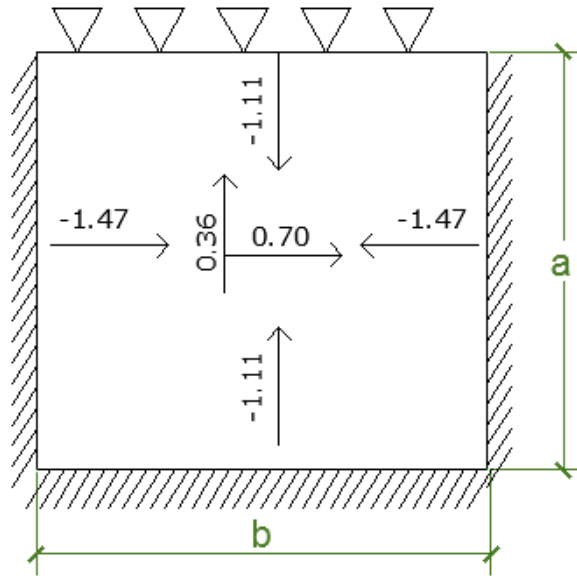


$a = \text{longitud vertical} = 3.1 \text{ m}$

$b = \text{longitud horizontal} = 2.45 \text{ m}$

$q = \text{carga distribuida última} = 3.1 \times 1.7 = 5.27 \text{ ton/m}$

Los coeficientes obtenidos se multiplican por la carga distribuida y por la distancia en la dirección en análisis al cuadrado. Realizando estos cálculos se obtienen los siguientes momentos (ton-m):



Diseño:

Se utiliza un concreto con resistencia a la compresión igual a 210kg/cm<sup>2</sup>.

Para realizar el diseño de una cisterna, es necesario aplicar el Método de la rotura según recomienda el código del ACI 350. Para esto se amplifican los momentos por un factor de durabilidad igual a 1.3 (Ver 4.7.1)

Acero horizontal		
	As(-)	As(+)
Ms	-0.86	0.41
Mu	-1.47	0.70
1.3 Mu <sup>5</sup>	-1.91	0.91
b	100	100
h	25	25
d	19	19
p	0.0016	0.0015
Asreq	3.04	2.85
Asmin	3.13	3.13
Ascol	Ø1/2"@0.30m	Ø1/2"@0.30m

<sup>5</sup> El Momento último se amplifica por el facto de Durabilidad 1.3

Acero vertical		
	As(-)	As(+)
Ms	-0.65	0.21
Mu	-1.11	0.36
1.3 Mu	-1.44	0.47
b	100	100
h	25	25
d	19	22
p	0.0011	0.0003
Asreq	2.09	0.66
Asmin	3.75	3.75
Ascol	Ø1/2"@0.30m	Ø3/8"@0.30m

- c. Base: Los esfuerzos que se ocasionan en la base son mínimos ya que las cargas del agua y de su peso propio estarán en equilibrio con las presiones que ejerce el suelo sobre la base.

Sin embargo, es necesario comprobar que las presiones de contacto sean menores que la capacidad del suelo.

$$P. \text{ propio} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \times 5.7 \times 2.95 = 10.09 \text{ ton}$$

$$P. \text{ agua} = 1 \text{ ton/m}^3 \times 3.1 \text{ m} \times 5.2 \times 2.45 = 39.49 \text{ ton}$$

$$P. \text{ pared larga} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \times 5.7 \times 3.025 = 10.35 \text{ ton}$$

$$p. \text{ pared corta} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \times 2.45 \times 3.025 = 4.45 \text{ ton}$$

$$P. \text{ tapa} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.15 \times 5.7 \times 2.95 = \underline{6.05 \text{ ton}}$$

$$Q = 70.43 \text{ ton}$$

$$A = \text{área de contacto} = 5.7 \times 2.95 = 16.82$$

$$q = Q/A = 70.43/16.82 = 4.19$$

$$4.19 \text{ ton/m}^2 < q_{\text{portante}}$$

$$4.19 \text{ ton/m}^2 < 20 \text{ ton/m}^2$$

Debido a los bajos esfuerzos se coloca la cuantía mínima 0.0030 como lo indica el Código del Medio Ambiente ACI 350, con lo cual para dos capas la cuantía sería 0.0015 en cada capa. Con esta cuantía resulta una distribución de acero en dos capas de Ø1/2"@0.25m en ambas direcciones.

## CONTROL DE RAJADURAS

$$f_s = 1600 / (0.9 \times 19 \times 1.29) = 72.53 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o} \quad f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = 2 \times 6 \times 25 = 300 \text{ cm}^2$$

$$Z = 72.53 \times \sqrt[3]{6 \times 300} = 882$$

$Z < 17000$ .....CUMPLE CON EL MÁXIMO ANCHO DE FISURAS DE 0.020cm.

## CONCLUSIONES

- Para realizar un buen diseño estructural y que este sea plasmado en la realidad es necesario de una serie de procedimientos:
  - ✓ Funcionabilidad: Primero se necesita comprobar que la arquitectura sea funcional, es decir que sirva para lo que está destinado.
  - ✓ Configuración: Es muy importante que cada elemento estructural esté bien ubicado, bien dimensionado y con los materiales adecuados que sean capaces de resistir las solicitaciones que deberá soportar según la ubicación de la edificación. Este es el punto de partida para garantizar un buen comportamiento sismo resistente.
  - ✓ Análisis estructural: Es esencial saber hacer un buen análisis estructural basado en un modelamiento coherente con la estructura, y saber interpretar los resultados, ya que esto puede variar significativamente el diseño.
  - ✓ Diseño estructural: Para hacer un buen diseño es muy importante haber realizado correctamente los pasos anteriores. Sin embargo también es importante conocer el comportamiento de cada elemento dotando del refuerzo adecuado concordante con un proceso constructivo eficiente.
  - ✓ Detallado: Ninguno de los pasos anteriores serían fructíferos si el detallado no representa todo el diseño realizado. Es muy importante saber plasmar en los planos cada detalle para que en la ejecución del proyecto no se presenten errores y/o malas interpretaciones, muchas veces lamentables.
- Una adecuada configuración estructural para la edificación realizada responde principalmente a dotar a la estructura de adecuada rigidez lateral y buen grado de regularidad.
- La alternativa de configuración más conveniente para la edificación realizada, corresponde a un sistema estructural mixto o dual de concreto armado, en el cual las placas absorben el 90 % del cortante sísmico ya que éstos aportan buena rigidez frente a los efectos que producen los sismos, el cual es la solicitación más desfavorable en Huancayo.
- El desarrollo de esta investigación ha servido a la autora,} para intensificar los conocimientos adquiridos en la universidad, y de esa manera poder así ser útil a la comunidad.

## RECOMENDACIONES

- Para realizar todo diseño estructural, es importante que el resultado sea producto de comparaciones de alternativas de solución.
- Se recomienda que este proyecto forme parte de otras líneas de investigación, tales como:
  - ✓ Comparar la cimentación de este proyecto con uno similar que no considere sótano.
  - ✓ Realizar un diseño sísmico por desempeño.
  - ✓ Realizar el diseño de este edificio con usos de aisladores.

## BIBLIOGRAFÍA

- BAZAN, Enrique y MELI, Roberto. 2002.** *Diseño sísmico de edificios*. Mexico : Limusa, 2002.
- BLANCO BLASCO, Antonio. 1996.** *Estructuración y Diseño de Estructuras de concreto Armado*. Lima : Capítulo de Ingeniería Civil, 1996.
- CORREO. 2014.** Se espera otro gran terremoto. *CORREO*. 2014.
- DURÁN BASURTO, Alberto. 2010.** *Región Junín no tiene equipos para medir movimientos sísmicos*. 2010.
- El Comercio. 2010.** Región Junín no tiene equipos para medir movimientos sísmicos. [En línea] 18 de agosto de 2010. [Citado el: 19 de abril de 2015.] [http://elcomercio.pe/peru/lima/region-junin-no-tiene-equipos-medir-movimientos-sismicos\\_1-noticia-625133](http://elcomercio.pe/peru/lima/region-junin-no-tiene-equipos-medir-movimientos-sismicos_1-noticia-625133).
- HARMSSEN, Teodoro E. 2002.** *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima : PUCP, 2002.
- HIBBELER, R.C. 2010.** Tipo de estructuras y cargas. [aut. libro] R.C. Hibbeler. *Análisis estructural*. México : Pearson, 2010.
- INDECI. 2015.** Instituto Nacional de Defensa Civil. [En línea] 16 de enero de 2015. [Citado el: 19 de abril de 2015.] <http://www.indeci.gob.pe/objetos/secciones/MTM=/NTM=/lista/NDc0/201501161646021.pdf>.
- INEI-RENAMU. 2013.** Sistema de información regional para la toma de decisiones. [En línea] 2013. [Citado el: 16 de abril de 2015.] <http://webinei.inei.gob.pe:8080/SIRTOD/inicio.html#app=8d5c&49c3-selectedIndex=1&93f0-selectedIndex=1>.
- MELI PIRALLA, Roberto. 1985.** *Diseño Estructural*. México : Limusa, 1985.
- MONTAÑEZ HUAMAN, Nancy Margot. 2015.** *Comportamiento estructural y diseño de losas macizas de concreto armado en infraestructuras de ingeniería civil*. Huancayo : Universidad Nacional del Centro del Perú, 2015.
- . **2015.** *Comportamiento Estructural y Diseño de Losas Macizas de Concreto Armado en Infraestructuras de Ingeniería Civil*. Huancayo : Universidad Nacional del Centro del Perú, 2015.
- Nilson, Arthur H. 1999.** *Diseño de estructuras de concreto*. Santafé de Bogotá : McGraw-Hill Interamericana S.A, 1999.
- NILSON, Arthur H. 1999.** *Diseño de estructuras de concreto*. Santafé de Bogotá : McGraw-Hill Interamericana S.A, 1999.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco. 2011.** *Apuntes del Curso de Concreto Armado I*. Lima : PUCP, 2011.
- PECK, Ralph B., HANSON, Walter E. y THORNBURN, Thomas H. 2004.** *Ingeniería de Cimentaciones*. s.l. : Limusa, 2004.



**Plantea y resuelve. 2012.** Plantea y resuelve. [En línea] 19 de mayo de 2012.  
<https://planteayresuelve.wordpress.com/2012/05/19/terremoto-valdivia-1960/>.

*Precio de partidas. Grupo S10.* Costos. Construcción, Arquitectura e Ingeniería.

**RNE. 2009.** *Reglamento nacional de edificaciones.* Lima : Editorial Macro, 2009.

**ROMO PROAÑO, Marcelo. 2008.** *Temas de hormigón armado.* Ecuador : Escuela Politécnica del Ejército, 2008.

**SAN BARTOLOMÉ, Ángel. 1998.** *Análisis de edificios.* Lima : PUCP, 1998.

**SAN BARTOLOMÉ, Angel.** *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería.*

**USGS. 2014.** Historic Earthquake. [En línea] 18 de abril de 2014.  
[http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states/events/1964\\_03\\_28.php](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states/events/1964_03_28.php).

—. **2011.** Magnitude 9.0 - NEAR THE EAST COAST OF HONSHU, JAPAN. [En línea] 11 de marzo de 2011. <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2011/usc0001xgp/>.

**VARGAS, Omar. 2014.** TERREMOTO ACECHA LA REGIÓN CENTRO. *CORREO.* 2014.

- El Comercio. (18 de agosto de 2010). *Región Junín no tiene equipos para medirmovimientos sísmicos.* Recuperado el 19 de abril de 2015, de [http://elcomercio.pe/peru/lima/region-junin-no-tiene-equipos-medir-movimientos-sismicos\\_1-noticia-625133](http://elcomercio.pe/peru/lima/region-junin-no-tiene-equipos-medir-movimientos-sismicos_1-noticia-625133)
- INDECI. (16 de enero de 2015). *Instituto Nacional de Defensa Civil.* Recuperado el 19 de abril de 2015, de <http://www.indeci.gob.pe/objetos/secciones/MTM=/NTM=/lista/NDc0/201501161646021.pdf>
- INEI-RENAMU. (2013). *Sistema de información regional para la toma de decisiones.* Recuperado el 16 de abril de 2015, de <http://webinei.inei.gob.pe:8080/SIRTOD/inicio.html#app=8d5c&49c3-selectedIndex=1&93f0-selectedIndex=1>
- Plantea y resuelve. (19 de mayo de 2012). *Plantea y resuelve.* Recuperado el abril de 2015, de <https://planteayresuelve.wordpress.com/2012/05/19/terremoto-valdivia-1960/>
- USGS. (11 de marzo de 2011). *Magnitude 9.0 - NEAR THE EAST COAST OF HONSHU, JAPAN.* Recuperado el abril de 2015, de <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2011/usc0001xgp/>

- USGS. (18 de abril de 2014). *Historic Earthquake*. Recuperado el abril de 2015, de [http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states/events/1964\\_03\\_28.php](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/states/events/1964_03_28.php)

## **ANEXOS**

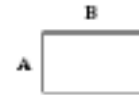
**APÉNDICE A: TABLAS DE COEFICIENTES DE LA NORMA TÉCNICA PERUANA  
E.060 PARA LOSAS BIDIRECCIONALES**

Tabla A.1 Coeficientes para momentos negativos (Fuente: E.060 tabla 13.1)

$$M_a \text{ neg} = C_a w_u A^2$$

$w_u$  = carga amplificada total

$$M_b \text{ neg} = C_b w_u B^2$$



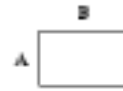
Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$									
1,00 $C_a$		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
$C_b$		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95 $C_a$		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
$C_b$		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90 $C_a$		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
$C_b$		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85 $C_a$		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
$C_b$		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046	0,021
0,80 $C_a$		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
$C_b$		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75 $C_a$		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
$C_b$		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70 $C_a$		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
$C_b$		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65 $C_a$		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
$C_b$		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60 $C_a$		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
$C_b$		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55 $C_a$		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
$C_b$		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50 $C_a$		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
$C_b$		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

Tabla A.2 Coeficientes para momentos positivos debido a la carga muerta (Fuente: E.060 tabla 13.2)

$$M_{a \text{ pos } d} = C_a w_{ud} A^2$$

$w_{ud}$  = carga muerta amplificada

$$M_{b \text{ pos } d} = C_b w_{ud} B^2$$

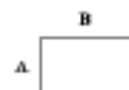


Relación		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$										
1,00	$C_a$	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023
	$C_b$	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020
0,95	$C_a$	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
	$C_b$	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
0,90	$C_a$	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026
	$C_b$	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
0,85	$C_a$	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,040	0,029	0,028
	$C_b$	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013
0,80	$C_a$	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029
	$C_b$	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010
0,75	$C_a$	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031
	$C_b$	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007
0,70	$C_a$	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033
	$C_b$	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
0,65	$C_a$	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	0,044	0,034
	$C_b$	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009	0,005
0,60	$C_a$	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
	$C_b$	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004
0,55	$C_a$	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
	$C_b$	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
0,50	$C_a$	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
	$C_b$	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

Tabla A.3 Coeficientes para momentos positivos debido a la carga viva (Fuente: E.060 tabla 13.3)

$$M_{a \text{ pos } l} = C_a wul A^2 \quad wul = \text{carga viva amplificada}$$

$$M_{b \text{ pos } l} = C_b wul B^2$$

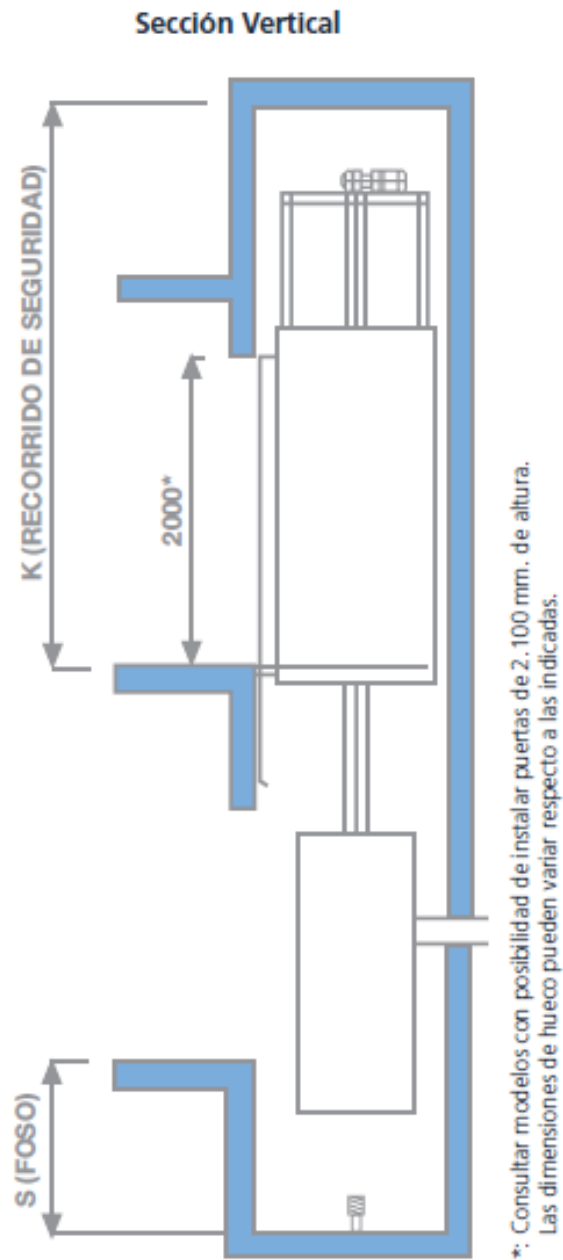


Relación		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{A}{B}$										
1,00	$C_a$	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,030
	$C_b$	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,030	0,028
0,95	$C_a$	0,040	0,030	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	$C_b$	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0,90	$C_a$	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,040	0,035	0,036
	$C_b$	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0,85	$C_a$	0,050	0,037	0,040	0,043	0,041	0,046	0,045	0,040	0,039
	$C_b$	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,020
0,80	$C_a$	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	$C_b$	0,023	0,017	0,022	0,020	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0,75	$C_a$	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	$C_b$	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,020	0,016	0,013
0,70	$C_a$	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,060	0,063	0,054	0,050
	$C_b$	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0,65	$C_a$	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,070	0,059	0,054
	$C_b$	0,013	0,010	0,014	0,011	0,009	0,010	0,014	0,011	0,009
0,60	$C_a$	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,065	0,059
	$C_b$	0,010	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0,55	$C_a$	0,088	0,062	0,080	0,072	0,063	0,073	0,085	0,070	0,063
	$C_b$	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0,50	$C_a$	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	$C_b$	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

Tabla A.4 Coeficientes para distribución de cargas (Nilson, 1999)

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
1.00 $W_a$ $W_b$	0.50 0.50	0.50 0.50	0.17 0.83	0.50 0.50	0.83 0.17	0.71 0.29	0.29 0.71	0.33 0.67	0.67 0.33
0.95 $W_a$ $W_b$	0.55 0.45	0.55 0.45	0.20 0.80	0.55 0.45	0.86 0.14	0.75 0.25	0.33 0.67	0.38 0.62	0.71 0.29
0.90 $W_a$ $W_b$	0.60 0.40	0.60 0.40	0.23 0.77	0.60 0.40	0.88 0.12	0.79 0.21	0.38 0.62	0.43 0.57	0.75 0.25
0.85 $W_a$ $W_b$	0.66 0.34	0.66 0.34	0.28 0.72	0.66 0.34	0.90 0.10	0.83 0.17	0.43 0.57	0.49 0.51	0.79 0.21
0.80 $W_a$ $W_b$	0.71 0.29	0.71 0.29	0.33 0.67	0.71 0.29	0.92 0.08	0.86 0.14	0.49 0.51	0.55 0.45	0.83 0.17
0.75 $W_a$ $W_b$	0.76 0.24	0.76 0.24	0.39 0.61	0.76 0.24	0.94 0.06	0.88 0.12	0.56 0.44	0.61 0.39	0.86 0.14
0.70 $W_a$ $W_b$	0.81 0.19	0.81 0.19	0.45 0.55	0.81 0.19	0.95 0.05	0.91 0.09	0.62 0.38	0.68 0.32	0.89 0.11
0.65 $W_a$ $W_b$	0.85 0.15	0.85 0.15	0.53 0.47	0.85 0.15	0.96 0.04	0.93 0.07	0.69 0.31	0.74 0.26	0.92 0.08
0.60 $W_a$ $W_b$	0.89 0.11	0.89 0.11	0.61 0.39	0.89 0.11	0.97 0.03	0.95 0.05	0.76 0.24	0.80 0.20	0.94 0.06
0.55 $W_a$ $W_b$	0.92 0.08	0.92 0.08	0.69 0.31	0.92 0.08	0.98 0.02	0.96 0.04	0.81 0.19	0.85 0.15	0.95 0.05
0.50 $W_a$ $W_b$	0.94 0.06	0.94 0.06	0.76 0.24	0.94 0.06	0.99 0.01	0.97 0.03	0.86 0.14	0.89 0.11	0.97 0.03

## APÉNDICE B: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE ASCENSORES OTIS



(*)Altura de Puertas	Altura de Cabina	Recorrido de Seguridad (K) a 1,6 m/s	Recorrido de Seguridad (K) a 1,75 m/s	Disponibilidad
2000	2200	3550	3600	Estándar
2100	2300	3650	3700	Opcional



Capacidad de Carga	Cabina CWxCD	Hueco HWxHD	Paso de puerta OP	
450 Kg (6p)	1000x1250	1 emb.	1550x1500	800
		2 emb. 180°	1550x1600	Telescópica
		1 emb.	1830x1500	800
		2 emb. 180°	1830x1580	Ap. Central
		1 emb.	1690x1550	900
		2 emb. 180°	1690x1600	Telescópica
630 Kg (8p)	1100x1400	1 emb.	1610x1650	800
		2 emb. 180°	1610x1750	Telescópica
		1 emb.	1830x1650	800
		2 emb. 180°	1830x1750	Ap. Central
		1 emb.	1690x1650	900
		2 emb. 180°	1690x1750	Telescópica
		1 emb.	2010x1650	900
		2 emb. 180°	2010x1750	Ap. Central
800 Kg (10p)	1350x1400	1 emb.	1905x1650	900
		2 emb. 180°	1905x1750	Telescópica
		1 emb.	2015x1650	900
		2 emb. 180°	2015x1750	Ap. Central
900 Kg (12p)	1400x1500	1 emb.	1950x1770	900
		2 emb. 180°	1950x1880	Telescópica
		1 emb.	1975x1770	900
		2 emb. 180°	1975x1880	Ap. Central
1000 Kg (13p) Cabina Profunda	1100x2100	1 emb.	1650x2400	900
		2 emb. 180°	1650x2450	Telescópica
		1 emb.	2010x2350	900
		2 emb. 180°	2010x2450	Ap. Central
		1 emb.	1840x2350	1000
		2 emb. 180°	1840x2450	Telescópica
1000 Kg (13p) Cabina Ancha	1600x1400	1 emb.	2160x1650	900
		2 emb. 180°	2160x1750	Ap. Central
		1 emb.	2210x1650	1000
		2 emb. 180°	2210x1750	Ap. Central
		1 emb.	2455x1650	1100
		2 emb. 180°	2455x1750	Ap. Central

Foso S=1.150 (a 1,6m/s). / S=1.250 (a 1,75m/s).