



**Cálculo y diseño estructural del edificio de parqueaderos para el Complejo Ministerial del
Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas.**

Pazmiño Arellano, Gustavo Alberto y Ponce Mendoza, Horacio Orlando

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier.




26 de febrero de 2021

URKUND

Document Information

Analyzed document TESIS_URKUND_PAZMIÑO_PONCE.docx (D95918415)
Submitted 2/18/2021 4:18:00 PM
Submitted by Pazmiño Montero Martha Elizabeth
Submitter email mepazminio@espe.edu.ec
Similarity 2%
Analysis address mepazminio.espe@analysis.orkund.com

Sources included in the report

SA	DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 20 PISOS S... Document DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 20 PISOS S ... (D47242669)	 5
SA	Tesis Jonathan Andrade.docx Document Tesis Jonathan Andrade.docx (D54614819)	 2
W	URL: http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16703/1/ILLESCAS_LEE_TRABAJO_TITULACI... Fetched: 1/18/2021 2:38:28 AM	 1



Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

CC: 1708034747

Director del Proyecto de Titulación.



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación, **“Cálculo y diseño estructural del edificio de parqueaderos para el Complejo Ministerial del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas”**, realizado por los señores, **Pazmiño Arellano, Gustavo Alberto y Ponce Mendoza Horacio Orlando**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido (2 %); por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 26 de febrero de 2021



Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

CC: 1708034747

Director del Proyecto de Titulación.



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, **Pazmiño Arellano, Gustavo Alberto**, con cédula de ciudadanía N° 1711846764 y **Ponce Mendoza, Horacio Oriando**, con cédula de ciudadanía N° 1310065915, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Cálculo y diseño estructural del edificio de parqueaderos para el Complejo Ministerial del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas”**, es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 26 de febrero de 2021

Pazmiño Arellano Gustavo Alberto

C.C: 1711846764

Ponce Mendoza Horacio Oriando

C.C: 1310065915



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotros, **Pazmiño Arellano, Gustavo Alberto**, con cédula de ciudadanía N° 1711846764 y **Ponce Mendoza, Horacio Orlando**, con cédula de ciudadanía N° 1310065915, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: "**Cálculo y diseño estructural del edificio de parqueaderos para el Complejo Ministerial del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas**", en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterio son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 26 de febrero de 2021

Pazmiño Arellano Gustavo Alberto

C.C: 1711846764

Ponce Mendoza Horacio Orlando

C.C: 1310065915

Dedicatoria

Dedico primero este logro a mi Padre que está en el cielo Arq. Miguel Gustavo Pazmiño Guerrón gracias a todas sus enseñanzas, apoyo y ejemplo me permitió primero ser un oficial del glorioso Ejército Ecuatoriano y pertenecer a los soldados del castillo dorado, sé que estas muy feliz papi, a mi madre Dra. Ruth Arellano Tapia un ejemplo de mujer luchadora, amorosa y gran calidad humana, a mi bella esposa e hijas , María Victoria Velásquez, Maria Victoria y Doménica Isabel Pazmiño, pilar fundamental para la culminación de esta meta, por su comprensión en los momentos más difíciles, les amo

Capt de E. Gustavo Pazmiño A.

Al encontrarme en la etapa final del proyecto de investigación deseo realizar una dedicatoria especial a mis Padres José Ponce, Cruz Mendoza y mi Hermano José Ponce, ya que desde muy temprana edad me inculcaron el valor de la perseverancia a continuar hacia delante, de no rendirme a pesar de las dificultades y obstáculos.

A mi amada esposa Stefanie Gómez por su apoyo y preocupación continua ya que siempre estuvo a mi lado y a mis adorados hijos Soe y Emiliano, a quienes siempre cuidaré.

Capt de E. Horacio O. Ponce M.

Agradecimiento

Queremos expresar gratitud a Dios, quien con su bendición llena siempre nuestras vidas y a todas nuestras familias por estar siempre presentes.

Deseamos expresar nuestro profundo agradecimiento a nuestro director del proyecto de investigación el estimado Ing. Estuardo Peñaherrera Gallegos, por su dedicación y apoyo que nos ha brindado en el desarrollo de este trabajo, por considerar nuestras sugerencias e ideas y por la guía que nos supo impartir con su experiencia haciendo que nos esforcemos más cada día en esta bella profesión como la es la Ingeniería Civil.

Además, queremos hacer llegar un profundo agradecimiento nuestros Docentes que formaron parte del Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, ya que de una u otra manera contribuyeron para nuestro engrandecimiento tanto personal como profesional, en especial a la Ing. Martha Pazmiño Montero que formo parte de este Proyecto de investigación con sus consejos logramos pulir nuestro proyecto.

A nuestra querida Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE por ser la casa de los Soldados del Castillo Dorado.

Capt de E. Gustavo Pazmiño.

Capt de E. Horacio Ponce.

Tabla de Contenidos

Dedicatoria	6
Agradecimiento.....	7
Tabla de Contenidos.....	8
Índice de Tablas.....	12
Índice de Figuras.....	15
Resumen	19
Abstract	20
Capítulo I.....	1
Introducción y Objetivos.....	1
Justificación	1
Objetivos Generales y Específicos.....	2
Objetivo general	2
Objetivos Específicos	2
Metodología	3
Capítulo II.....	5
Ubicación y Características Arquitectónicas.....	5
Ubicación del proyecto	5
Planos arquitectónicos.....	6
Artículo 379. Alcance De Las Normas Para Edificios De Estacionamiento	6
Art. 380. Entradas y salidas.	7
Art. 381. Circulaciones para vehículos	8
Art. 382. Protecciones en los puestos.....	9
Art. 383. Circulaciones peatonales.....	9
Art. 384. Áreas de espera.....	10
Art. 385. Casetas de cobro y control.	10
Art. 386. Altura libre mínima.....	10
Art. 387. Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento.....	10
Art. 388. Anchos mínimos de puestos de estacionamiento.	11
Art. 390. Colocación de vehículos en fila.....	11
Art. 391. Protecciones.....	11
Art. 392. Señalización.....	11
Art. 393. Ventilación.	12
Art. 394. Iluminación.....	13

Art. 395. Protección frente a robos y actos de violencia.....	13
Art. 396 Servicios sanitarios.....	13
Sistema estructural que se utilizara en el edificio de parqueaderos.....	14
Edificaciones en Hormigón Armado	14
Sistemas de Edificios en Estructura de Hormigón Armado	14
Durabilidad del hormigón.....	15
Estructuras de Hormigón armado en referencia a la Norma Ecuatoriana de.....	15
la Construcción NEC-15.	15
Procedimientos para el Análisis Estructural.....	16
Requisitos para diseño sísmico.....	18
Capítulo III	20
Diseño Estructural.....	20
Geometría de la estructura.	20
Daños por impactos.....	20
Sistemas adosamientos.....	21
Sistema Resistente a Cargas Verticales y laterales.....	24
Análisis de Cargas.....	28
Fuerza sísmica, espectro de aceleraciones NEC.....	30
Factor de Zona.....	33
Estudios de suelo.....	37
Análisis mediante el método de PUSHOVER.....	49
Procedimiento General de la Técnica Pushover.	51
Requisitos para realizar la Técnica Pushover:.....	51
Ventajas y desventajas de utilizar la técnica de Pushover	51
Generación del Modelo Estructural en el programa computacional.	52
Definición de la geometría general.....	52
Ingreso de materiales.....	54
Ingreso de geometría específica (columnas, vigas y losas).....	57
Muro de corte.....	64
Espectro de Diseño.....	65
Definición de la Masa.	66
Definición de los patrones de carga.	67
Cortante basal de diseño V.....	68
Definición de las cargas.....	70
Definición de las combinaciones de carga.....	72

Capítulo IV.....	74
Análisis de los resultados.....	74
Períodos y modos de vibración Bloque 1	74
Deflexiones.....	75
Deriva de piso.....	79
Verificación del sismo estático vs sismo dinámico.....	82
Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico.....	82
Curva de capacidad sísmica.....	84
Períodos y modos de vibración Bloque 2	99
Deflexiones.....	100
Deriva de piso.....	102
Verificación del sismo estático vs sismo dinámico.....	104
Curva de capacidad sísmica.....	105
CAPÍTULO V.....	117
Diseños de elementos estructurales	117
Diseños de elementos estructurales Bloque 1.....	117
Diseño de Vigas.....	118
Diseño de Viguetas de acero.....	128
Diseño de Columnas	138
Diseño de Muro.....	146
Sentido X-X.....	147
Sentido Y-Y.....	152
Diseño de Nudos.....	157
Diseño de la Cimentación.....	162
Viga de Cimentación	162
Diseño de la viga de Cimentación.....	162
Cálculo y Diseño del cuerpo de la viga.....	165
Diseño de elementos estructurales Bloque 2.....	168
Diseño de Vigas.....	168
Diseño de Viguetas de acero.....	178
Diseño de Columnas	178
Diseño de Muro.....	183
Diseño de Nudos Bloque 2	184
Diseño de la viga de Cimentación Bloque 2	187
Pesos y cargas del Helicóptero MI-171.....	190

Cargas de diseño estructural	193
Ingreso de elementos estructurales al ETABS.....	197
Columna.	198
Vigas Principales.....	199
Vigas Secundarias.....	200
Losa.....	200
Viguetas Secundarias de Acero.	200
Viga Principal Tipo I ejes horizontales.....	202
Viga Principal Tipo I ejes verticales.....	202
Viguetas secundarias Tipo I ejes verticales y horizontales.....	203
Columnas de acero de 40x40x0.9 cm.	203
Loseta metálica de 2 cm.....	204
Espectro de Diseño.	206
Definición de los patrones de carga.	207
Cortante basal de diseño V.....	207
Definición de las cargas.....	209
Definición de las combinaciones de carga.....	209
Diseño de Escalera de Emergencia.....	210
Capítulo VI.....	219
Conclusiones y recomendaciones	219
Conclusiones.....	219
Recomendaciones.....	220
Referencias.....	221

Índice de Tablas

Tabla 1 Dimensiones para estacionamientos.....	10
Tabla 2 Iluminación en estacionamientos.....	13
Tabla 3 Valores de carga viva para parqueaderos	29
Tabla 4 Valores de carga muerta para parqueaderos.....	30
Tabla 5 Valores maximos permitidos derivas	31
Tabla 6 Valores factor Z zona sísmica	34
Tabla 7 Clasificación de perfiles del suelo.....	35
Tabla 8 Localización de perforaciones.....	37
Tabla 9 Perfil de suelo para diseño sismoresistente.....	39
Tabla 10 Coeficiente de ampliación Fa.....	40
Tabla 11 Coeficiente de ampliación Fd.....	40
Tabla 12 Coeficiente de ampliación Fs	41
Tabla 13 Factores espectro de diseño.....	43
Tabla 14 Factores espectro inelástico Bloque 1	45
Tabla 15 Comprobación piso flexible	46
Tabla 16 Factores espectro inelástico Bloque 2.....	48
Tabla 17 Excel losa colaborante.....	61
Tabla 18 Factores cortante basal	69
Tabla 19 Cálculo carga viva y muerta Bloque 1	70
Tabla 20 Control modos de vibración Bloque 1.....	75
Tabla 21 Control de deflexión viga crítica Bloque 1	78
Tabla 22 Valores máximos deriva de piso.....	79
Tabla 23 Deriva elástica sentido X Bloque 1	79
Tabla 24 Deriva elástica sentido Y Bloque 1	80
Tabla 25 Derivas inelástica Bloque 1	80
Tabla 26 Fuerzas laterales Bloque 1.....	85
Tabla 27 Rótulas plásticas Bloque 1	89
Tabla 28 Armado en Vigas Bloque 1.....	92
Tabla 29 Espectros Bloque 1.....	97
Tabla 30 Control modos de vibración Bloque 2.....	100
Tabla 31 Control de deflexión viga crítica Bloque 2.....	102
Tabla 32 Derivas inelástica sentido X y Y Bloque 2.....	103
Tabla 33 Fuerzas laterales Bloque 2.....	105

Tabla 34 Rótulas plásticas Bloque 2.....	109
Tabla 35 Armado en Vigas Bloque 2.....	112
Tabla 36 Espectros Bloque 2.....	115
Tabla 37 Longitudes para cálculos.....	119
Tabla 38 Pre-dimensionamiento viga 11,75 m	125
Tabla 39 Porcentaje de acero longitudinal	128
Tabla 40 Pre-dimensionamiento vigueta de acero.....	129
Tabla 41 Pre-dimensionamiento de placa de anclaje.....	135
Tabla 42 Soldadura de placa de anclaje	137
Tabla 43 Datos columna Bloque 1	141
Tabla 44 Pre-dimensionamiento columna Bloque 1	145
Tabla 45 Diseño muro sentido XX	147
Tabla 46 Factor de magnificación de corte XX.....	148
Tabla 47 Cortante último de diseño	148
Tabla 48 Cortante máximo admisible.....	149
Tabla 49 Armadura longitudinal	150
Tabla 50 Armadura horizontal.....	151
Tabla 51 Chequeo de cabezales XX.....	151
Tabla 52 Confinamiento de cabezales XX.....	152
Tabla 53 Diseño muro sentido YY	152
Tabla 54 Factor de magnificación de corte YY.....	153
Tabla 55 Cortante último de diseño	153
Tabla 56 Cortante máximo admisible.....	154
Tabla 57 Armadura longitudinal	155
Tabla 58 Armadura horizontal.....	156
Tabla 59 Chequeo de cabezales YY.....	157
Tabla 60 Confinamiento de cabezales YY.....	157
Tabla 61 Diseño nudo fuerte	161
Tabla 62 Longitudes para cálculos.....	169
Tabla 63 Pre-dimensionamiento viga 12,60 m.....	175
Tabla 64 Porcentaje de acero longitudinal	177
Tabla 65 Datos columna crítica Bloque 2.....	180
Tabla 66 Pre-dimensionamiento columna Bloque 2	182
Tabla 67 Comprobación nudo fuerte.....	186

Tabla 68 Datos del MI-171	190
Tabla 69 Dimensiones zona FATO	192
Tabla 70 Cargas para diseño helipuerto	194
Tabla 71 Factores cortante basal	208

Índice de Figuras

Figura 1 Ubicación Ministerio de Defensa.....	5
Figura 2 Ubicación del Playón.....	6
Figura 3 Dimensiones del proyecto.....	20
Figura 4 Configuraciones de adosamiento.....	21
Figura 5 Dimensiones Bloque 1.....	22
Figura 6 Dimensiones Bloque 2.....	22
Figura 7 Dimensiones Helipuerto.....	23
Figura 8 Unión mixta acero - hormigón.....	24
Figura 9 Sistema aporticado viga - columna.....	25
Figura 10 Columna fuerte – viga débil.....	26
Figura 11 Columna fuerte – viga débil.....	26
Figura 12 Vigas secundarias.....	27
Figura 13 Mecanismo de derivas.....	28
Figura 14 Zonificación de suelos.....	33
Figura 15 Zonas sísmicas para diseños.....	34
Figura 16 Espectro elástico – sismo de diseño.....	42
Figura 17 Espectro de diseño.....	44
Figura 18 Irregularidad en elevación Bloque 1.....	45
Figura 19 Espectro inelástico de diseño Bloque 1.....	46
Figura 20 Irregularidad geométrica Bloque 1.....	47
Figura 21 Espectro inelástico Bloque 2.....	48
Figura 22 Vista en planta parqueadero.....	53
Figura 23 Vista en planta Bloque 1.....	53
Figura 24 Vista en planta Bloque 2 y helipuerto.....	54
Figura 25 Geometría general Bloque 1.....	55
Figura 26 Propiedades del hormigón.....	56
Figura 27 Propiedades del acero.....	56
Figura 28 Inercias agrietadas columna.....	58
Figura 29 Armado de columna.....	58
Figura 30 Inercias agrietadas vigas.....	59
Figura 31 Refuerzo viga de hormigón.....	59
Figura 32 Viga secundaria de hormigón.....	60
Figura 33 Losa Deck.....	61
Figura 34 Ingreso losa deck.....	62
Figura 35 Volúmen de hormigón losa deck.....	63
Figura 36 Ingreso vigueta secundaria ETABS.....	64
Figura 37 Muro de corte ETABS.....	64
Figura 38 Vista 3D Bloque 1.....	65
Figura 39 Espectro de diseño Bloque 1.....	66
Figura 40 Definición de masa Bloque 1.....	67
Figura 41 Patrones de carga Bloque 1.....	67
Figura 42 Coeficientes C y K Bloque 1.....	69
Figura 43 Carga viva y muerta Bloque 1.....	70
Figura 44 Casos de análisis Bloque 1.....	71
Figura 45 Casos dinámicos Bloque 1.....	71

Figura 46 Combinaciones para Bloque 1	73
Figura 47 Participación modal Bloque 1.....	74
Figura 48 Viga crítica Bloque 1.....	76
Figura 49 Deflexión viga crítica Bloque 1.....	77
Figura 50 Deflexión viga crítica carga muerta Bloque 1.....	78
Figura 51 Desplazamiento máximo sentido X Bloque 1.....	81
Figura 52 Desplazamiento máximo sentido Y Bloque 1.....	81
Figura 53 Cortante dinámico Bloque 1.....	83
Figura 54 Comprobación cortante dinámico Bloque 1	84
Figura 55 Fuerzas laterales Bloque 1.....	86
Figura 56 Patrón de carga Fuerza X.....	86
Figura 57 Ingreso Fuerza X Bloque 1.....	87
Figura 58 Creación de caso de carga ETABS.....	87
Figura 59 Caso de carga no lineal	88
Figura 60 Ejemplo rótula plástica en viga.....	90
Figura 61 Ejemplo rótula plástica en columna.....	90
Figura 62 Rótulas plásticas en pórtico eje B.....	91
Figura 63 Armado viga ejemplo.....	92
Figura 64 Espectros de diseño sísmico.....	93
Figura 65 Estado Push X.....	94
Figura 66 Pushover Bloque 1	95
Figura 67 Curva de capacidad Bloque 1	96
Figura 68 Zona de desempeño Bloque 1	98
Figura 69 Zonas de desempeño espectros diseño.....	98
Figura 70 Zonas de desempeño espectros diseño.....	99
Figura 71 Participación modal Bloque 2.....	100
Figura 72 Viga crítica Bloque 2.....	101
Figura 73 Deflexión viga crítica Bloque 2.....	101
Figura 74 Deflexión viga crítica Bloque 2 carga muerta.....	102
Figura 75 Derivas elásticas sentidos X y Y Bloque 2.....	102
Figura 76 Desplazamiento máximo sentido X	103
Figura 77 Desplazamiento máximo sentido Y	103
Figura 78 Cortante dinámico Bloque 2.....	104
Figura 79 Control cortante dinámico Bloque 2.....	105
Figura 80 Fuerzas laterales Bloque 2.....	106
Figura 81 Patrón Fuerza X Bloque 2.....	106
Figura 82 Ingreso Fuerza X Bloque 2.....	107
Figura 83 Creación caso de carga Fuerza X.....	108
Figura 84 Creación caso no lineal de carga.....	108
Figura 85 Ingreso rótula plástica viga Bloque 2.....	110
Figura 86 Ingreso rótula plástica columna Bloque 2	110
Figura 87 Rótulas plásticas en Bloque 2	111
Figura 88 Pushover Bloque 2	113
Figura 89 Curva de capacidad sísmica Bloque 2.....	114
Figura 90 Espectros de diseño	115
Figura 91 Zonas de desempeño Bloque 2.....	116
Figura 92 Zonas de desempeño sismos.....	116

Figura 93 Datos para cálculo de momento estático Bloque 1.....	118
Figura 94 Momento máximo viga 11,75 m	124
Figura 95 Momento máximo viga 11,75 m combinaciones.....	124
Figura 96 Armado de viga 11,75 m.....	126
Figura 97 Acero longitudinal viga 11,75 m	126
Figura 98 Porcentaje de acero viga 11,75 m.....	127
Figura 99 Ingreso vigueta tipo I	129
Figura 100 Dimensiones placa de anclaje	135
Figura 101 Soldadura de la placa de anclaje.....	137
Figura 102 Confinamiento en columnas.....	142
Figura 103 Condiciones de confinamiento	143
Figura 104 Armado de columna.....	145
Figura 105 Radios de capacidad de columna.....	146
Figura 106 Vista elevación de muro.....	146
Figura 107 Datos para nudo fuerte	158
Figura 108 Esquema viga de cimentación.....	162
Figura 109 Viga de cimentación Bloque 1 eje B	163
Figura 110 Diseño de la viga.....	165
Figura 111 Vista 3D de la viga de cimentación.....	166
Figura 112 Asentamiento de la viga Bloque 1	166
Figura 113 Presión de suelo Bloque 1	167
Figura 114 Armado de la viga de cimentación.....	168
Figura 115 Datos para cálculo de momento estático Bloque 2.....	169
Figura 116 Momento máximo viga 12,60 m.....	173
Figura 117 Momento máximo viga 12,60 m combinaciones.....	174
Figura 118 Armado de viga 12,60 m.....	176
Figura 119 Acero longitudinal viga 12,60 m.....	176
Figura 120 Porcentaje de acero viga 12,60 m.....	177
Figura 121 Radios de capacidad vigas y viguetas helipuerto.....	178
Figura 122 Armado columna Bloque 2.....	183
Figura 123 Radios de capacidad columnas eje C Bloque 2.....	183
Figura 124 Nudo fuerte Bloque 2.....	184
Figura 125 Diseño viga de cimentación Bloque 2.....	187
Figura 126 Vista 3D viga de cimentación Bloque 2.....	188
Figura 127 Asentamiento viga de cimentación Bloque 2.....	188
Figura 128 Presiones en el suelo Bloque 2	189
Figura 129 Armado viga de cimentación Bloque 2.....	190
Figura 130 Dimensiones del MI - 171.....	191
Figura 131 Dimensiones de la zona FATO.....	192
Figura 132 Posiciones del MI - 171	195
Figura 133 Posiciones del MI - 171	196
Figura 134 Fuerzas resultantes del MI-171	197
Figura 135 Inercias agrietadas columna Bloque 2.....	198
Figura 136 Armado columna Bloque 2.....	198
Figura 137 Inercias agrietadas viga Bloque 2.....	199
Figura 138 Refuerzo viga Bloque 2.....	199
Figura 139 Dimensiones viga hormigón armado	200

Figura 140 Vigueta secundaria de acero tipo I	201
Figura 141 Vigas principales horizontales de acero tipo I	202
Figura 142 Vigas principales verticales de acero tipo I	202
Figura 143 Viguetas secundarias horizontales y verticales de acero tipo I	203
Figura 144 Columna de acero	203
Figura 145 Loseta de acero	204
Figura 146 Helipuerto 3D	205
Figura 147 Bloque 2 con helipuerto 3D	205
Figura 148 Espectro de diseño Bloque 2	206
Figura 149 Patrones de carga Bloque 2	207
Figura 150 Factores C y K Bloque 2	208
Figura 151 Sismos dinámicos Bloque 2	209
Figura 152 Columna 1er piso escalera de emergencia	210
Figura 153 Columna 2do y 3er piso escalera de emergencia	211
Figura 154 Viga tipo I escalera de emergencia	211
Figura 155 Diagonal rigidizadora para la escalera de emergencia	212
Figura 156 Escalón de acero para la escalera de emergencia	212
Figura 157 Escalera de emergencia Bloque 2	213
Figura 158 Radios de capacidad de la escalera de emergencia	214
Figura 159 Deriva elástica sentido X escalera de emergencia	215
Figura 160 Deriva elástica sentido Y escalera de emergencia	216
Figura 161 Placa Gusset	217
Figura 162 Resultados placa Gusset	217

Resumen

Se presenta el cálculo y diseño estructural de los parqueaderos del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas como un requerimiento institucional ante la problemática que se tiene por el aumento de vehículos en el sector del Ministerio de Defensa.

Para este propósito se ha realizado el diseño de dos bloques de edificios de parqueaderos que cumplan con las condiciones primero de seguridad, segundo de serviciabilidad, y tercero con la Norma de la Construcción de nuestro país, existe una peculiaridad en el bloque 2 se diseñó un helipuerto en la última losa de estructura metálica, considerando la aeronave más pesada que se cuenta en el Ejército Ecuatoriano que es el MI – 171.

Estas estructuras fueran sometidas a distintas sollicitaciones, las cuales fueron analizadas por el software especializado en estructuras, obteniendo los resultados que nos permitieron establecer que nuestros bloques están correctamente diseñados, los análisis que se aplicó a estas estructuras fueron tanto estáticos como dinámicos y sismos más probables que pueden ocurrir en nuestro país.

Se pudo realizar la comprobación del tipo de suelo que se tiene en el sector del Playón con lo cual corroboramos los cálculos antes descritos, logrando establecer el mejor diseño y un presupuesto referencial para este proyecto.

PALABRAS CLAVE:

- **DISEÑO ESTRUCTURAL.**
- **PARQUEADEROS.**
- **HELIPUERTO.**
- **ANÁLISIS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS.**
- **SISMOS PROBABLES.**

Abstract

The calculation and structural design of the parkings of the Joint Command of the Armed Forces is presented as an institutional requirement for the problem of increasing vehicles in the Ministry of Defence sector.

For this purpose has been carried out the design of two blocks of parking buildings that meet the first conditions of safety, second of serviceability, and third with the Standard of Construction of our country, there is a peculiarity in block 2 was designed a Heliport in the last slab of metal structure, considering the heaviest aircraft that is counted in the Ecuadorian Army that is the MI – 171.

These structures were subject to different requests, which were analyzed by the software specialized in structures, obtaining the results that allowed us to establish that our blocks are properly designed, the analyses that were applied to these structures were both static and dynamic and analyzed the possible earthquake to occur in our country.

It was possible to check the type of soil that is available in the Playon sector with which we corroborate the calculations described above, managing to establish the best design and a reference budget for this project.

KEY WORDS:

- **STRUCTURAL DESIGN.**
- **PARKING LOT.**
- **HELIPORT.**
- **STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS.**
- **POSSIBLE EARTHQUAKE.**

Capítulo I

Introducción y Objetivos

La ciudad de Quito tiene forma alargada, se extiende de Norte a Sur con alrededor de 40 km de longitud y un ancho que varía entre 6 y 12 km. Tiene una densidad poblacional en algunos casos de 500 habitantes por hectárea en el centro norte de la ciudad, lo que hace que exista gran número de personas en las edificaciones. Con este antecedente y ante la imposibilidad de que el crecimiento de la ciudad se lo haga de forma horizontal, en los últimos años se ha visto el incremento de la construcción de edificios de gran altura (Aguar Falconí, Research Gate, 2017).

El Ministerio de Defensa Nacional en sus instalaciones del Centro Histórico de Quito no cuenta con los suficientes espacios de parqueo, para el número de personas que laboran diariamente, por lo que se producen inconvenientes al momento de buscar un lugar donde estacionar los vehículos.

Justificación

La Secretaría de Movilidad dentro de su objetivo estratégico tiene como prioridad emprender una acción emergente para corregir los vicios del crecimiento urbano, por consiguiente, el crecimiento del parque automotriz en la ciudad de Quito, con especial atención en el Centro Histórico. De esta manera se busca conceptualizar a la movilidad como un elemento del sistema de inclusión y equidad social que busca el buen vivir (Secretaria de Movilidad, 2016).

Para realizar este proyecto se analizaron los problemas existentes en el Complejo Ministerial. Debido a la gran cantidad de personal que trabaja en este lugar, al no disponer de las suficientes plazas de parqueo, los usuarios se ven en la necesidad de buscar estacionamientos en los alrededores del Ministerio de Defensa.

Se puede establecer los siguientes puntos de importancia para poder satisfacer esta necesidad:

- Aumentar el número de plazas de estacionamiento.
- Evitar el parqueo en las zonas aledañas al Ministerio.
- Mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para el personal que trabaja en el Ministerio.

En este proyecto el componente de la seguridad es algo primordial, ya que según el análisis sismorresistente de la estructura podremos dar mayor confianza a las personas en el caso de que se dé un evento sísmico. Es por esta razón que no solo se pretende diseñar este parqueadero como una solución a la movilidad del Ministerio, como un adicional a este proyecto se busca tener una zona especial, en la cual que, si se da una emergencia, se pueda realizar una evacuación directa del personal con todas las medidas de seguridad.

Objetivos Generales y Específicos

Objetivo general

Calcular y diseñar estructuralmente el edificio de parqueaderos y el helipuerto del Complejo Ministerial del MIDENA, en estructura de hormigón armado, mediante el análisis de diferentes solicitaciones, a fin de determinar el diseño más eficiente.

Objetivos Específicos

- Definir el tipo de suelo en el cual se va a realizar la cimentación del edificio de parqueaderos del MIDENA.
- Realizar el análisis modal espectral del edificio de “Parqueaderos del Complejo Ministerial”.

- Calcular y analizar los resultados que se obtienen del modelamiento estructural: derivas de pisos, periodos, modos de vibración, deflexiones y acciones internas.
- Realizar el análisis no lineal con el método de PUSHOVER para determinar la curva de capacidad sísmica del edificio.
- Determinar la capacidad de resiliencia del edificio ante la fuerza sísmica aplicada.
- Realizar el diseño de la estructura metálica del helipuerto ubicado en la terraza del edificio de parqueaderos.
- Establecer el presupuesto referencial del proyecto de construcción del edificio de parqueaderos del MIDENA.

Metodología

El presente trabajo de investigación podrá lograr los objetivos y metas obtenidas como punto de partida algunos de los métodos de la investigación científica como son:

Método Exploratorio; pretenden darnos una visión general del proyecto a realizar, con información habitual con respecto a la realidad.

- Método Descriptivo; cual permitirá realizar una presentación ordenada de toda la información recopilada durante el proyecto de investigación.
- Método Explicativo; es la que establece el conjunto organizado de la información obtenida y la que permitirá interpretar y analizar los resultados obtenidos durante todo el proceso que dure la investigación.

Los pasos para lograr las metas propuestas en el proyecto serán las siguientes:

- Estudio del tipo de suelo en el que se va a cimentar el edificio de parqueaderos , a través del ensayo de SPT.
- Modelamiento de la estructura de hormigón armado del edificio de parqueaderos con la ayuda de programas computacionales, con métodos estáticos y dinámicos basados en la norma NEC-15.
- Interpretación del análisis modal espectral.
- Determinación, mediante el análisis no lineal con el método del PUSHOVER, de las posibles rotulas plásticas.
- Verificación de derivas de piso.
- Revisión de los valores obtenidos de modos de vibración, periodos y deflexiones y comparación con los valores propuesto en la NEC
- Diseño definitivo de los elementos estructurares y cimentación.
- Diseño del helipuerto según la regulación técnica de aviación civil RDAC 155 "Diseño y Operación de Helipuertos.
- Elaboración del presupuesto referencial del proyecto de construcción del edificio de parqueaderos del MIDENA, mediante el análisis de precios unitarios.

Capítulo II

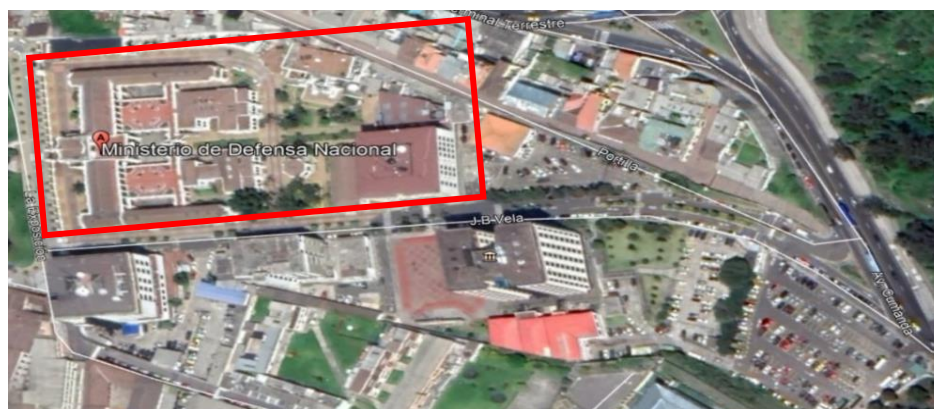
Ubicación y Características Arquitectónicas.

Ubicación del proyecto

El sector donde está ubicado el Ministerio de Defensa Nacional es conocido como la Recoleta en el Centro Histórico de Quito, en la Calle la Exposición S4-71 y Benigno Vela sus coordenadas UTM son Este 9974455.72 m, Norte 776895.95 m. En la Figura 1 se muestra la ubicación del MIDENA.

Figura 1

Ubicación Ministerio de Defensa Nacional



Nota: Vista satelital de la ubicación del Ministerio Defensa. Tomado de Google Maps.

El sector para desarrollar el presente proyecto se encuentra ubicado en la parte posterior del MIDENA en el sector conocido como “El Playón” en la intersección de la Avenida Cumandá con la Calle Juan Benigno Vela, cuyas coordenadas UTM son Este 9974286.37 m y Norte 777168.41 m en la Figura 2 se muestra la ubicación del sector de “El Playón”.

Figura 2

Ubicación donde será construido el Bloque de parqueaderos



Nota: Vista satelital de la ubicación donde se tienen planificado construir el bloque de parqueaderos. Tomado de Google Maps

Planos arquitectónicos

Para desarrollar el estudio estructural del edificio de parqueaderos del complejo ministerial se tomó como base los planos arquitectónicos desarrollados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Estos cuentan con toda la información necesaria de ubicación requerimientos y dimensiones necesarios para el cálculo de todos los elementos estructurales.

La norma vigente para el edificio de parqueaderos con la que se revisó y se corrigió errores en los planos arquitectónicos es la “ORDENANZA 3457” de Arquitectura y Urbanismo del Distrito Metropolitano de Quito.

Se tomó en cuenta los siguientes artículos de la normativa:

Artículo 379. Alcance De Las Normas Para Edificios De Estacionamiento

“Las disposiciones de esta Sección y las demás pertinentes de la Normativa, afectarán a todo tipo de edificación en que existan o se destinen uno o más sitios para el estacionamiento público o privado de vehículos. Todo espacio destinado para

estacionamiento debe disponer de una reserva permanente de lugares destinados para vehículos que transporten o pertenezcan a personas discapacitadas o con movilidad reducida a razón de una plaza por cada 25 lugares o fracción.” (3457, Ordenanza , 2003, pág. 202)

“Los lugares destinados a estacionamientos para personas con discapacidad y movilidad reducida, deben ubicarse lo más próximo posible a los accesos de los espacios o edificios servidos por los mismos, preferentemente al mismo nivel de estos. Para aquellos casos donde se presente un desnivel entre la acera y el pavimento del estacionamiento, el mismo debe salvarse mediante vados de acuerdo con lo indicado en la NTE INEN 2 245.” (3457, Ordenanza , 2003, pág. 202)

“Los lugares destinados al estacionamiento deben estar señalizados horizontal y verticalmente con el símbolo de Personas con Discapacidad de forma que sean fácilmente identificados a distancia. Estas señalizaciones deben estar de acuerdo con lo indicado en las NTE INEN 2 239 y 2 240.” (3457, Ordenanza , 2003, pág. 202)

Art. 380. Entradas y salidas.

Los estacionamientos deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- a) “Zona de transición: Todas las edificaciones que por su ubicación no estén afectadas por retiros frontales a la vía pública o pasajes, deberán prever a la entrada y salida de vehículos, una zona de transición horizontal no menor a 3,00 m. de longitud, medidos desde la línea de fábrica, con una pendiente no mayor al 10%”.
- b) “Número de carriles: Los carriles para entrada o salida de vehículos serán 2 siempre que el estacionamiento albergue a más de 40 puestos”.
- c) “Ancho mínimo de carriles: Cada carril deberá tener un ancho mínimo útil de 2.50 m., perfectamente señalado”.

d) “Señal de alarma-luz: Toda edificación que al interior del predio tuviese más de veinte puestos de estacionamiento, deberá instalar a la salida de vehículos una señal de alarma-luz. Esta será lo suficientemente visible para los peatones, así se podrá ver el instante de salida de los vehículos”.

e) “No podrá destinarse para accesos de estacionamientos más del 30% del frente del lote, excepto en lotes de hasta 15 m de frente, en los que se podrá destinar hasta el 40% del mismo” (3457, Ordenanza , 2003, págs. 202, 203).

Art. 381. Circulaciones para vehículos

Los edificios que dispongan de parqueaderos cumplirán los siguientes requisitos:

a) Circulaciones vehiculares:

- Los estacionamientos deberán tener las circulaciones vehiculares independientes de las peatonales.
- Las rampas tendrán una pendiente máxima del 18%, con tratamiento de piso antideslizante y un ancho mínimo por carril de 2.50 m. en las rectas, y de 3.50 m. en las curvas.
- Casos Especiales: Los edificios que dispongan de otros sistemas de circulación vertical para vehículos, deberán demostrar en la Administración Zonal respectiva la eficacia del sistema adoptado para su posterior aprobación.
- El radio de curvatura mínimo, medido al eje de la rampa será de 4.50 m. Mientras existan dos carriles juntos se considerará el radio de curvatura del carril interior.
- Pendiente máxima de las rampas con estacionamiento en la propia rampa: 9%.

- Las columnas y muros que limitan pasillos de circulación deberán tener una protección permanente de 0.30 x 0.15 m. sin aristas vivas.
- Altura Máxima de Edificación con Rampas: Las edificaciones de estacionamientos no podrán exceder los 7 (siete) pisos, si el sistema de circulación vehicular es través de rampas. (3457, Ordenanza , 2003, págs. 203, 204)

Art. 382. Protecciones en los puestos.

- Los puestos en estacionamientos públicos deben disponer de topes de 0.15 m. de alto, separados 0.80 m. del límite del mismo.
- Los puestos de estacionamiento contarán con topes de 0.15 m. de alto, a una distancia mínima de 1.20 m si existen antepechos o muros frontales. (3457, Ordenanza , 2003, pág. 204)

Art. 383. Circulaciones peatonales.

En los edificios para estacionamientos, los usuarios una vez que se deja los vehículos, se convierten en peatones y utilizarán escaleras o ascensores, que deben cumplir las siguientes normas:

- Si el edificio de estacionamientos tiene más de tres plantas, con la planta baja, deberá instalarse ascensores y, su número y capacidad se determinará según las disposiciones pertinentes de la Capítulo III, Sección Quinta de la presente Normativa, en base a una demanda de dos personas por cada puesto de parqueo.
- Las escaleras cumplirán con lo indicado en el Capítulo III, Secciones Tercera y Séptima de esta Normativa. (3457, Ordenanza , 2003, pág. 204)

Art. 384. Áreas de espera.

Los edificios de estacionamiento tendrán áreas de espera cubiertas ubicadas a cada lado de los carriles, las que deberán tener una longitud mínima de 6.00 m., y un ancho no menor de 1.20 m., el piso terminado estará elevado 0.15 m. sobre el nivel de los carriles. (3457, Ordenanza , 2003, pág. 204)

Art. 385. Casetas de cobro y control.

En los estacionamientos habrá caseta(s) de control, junto a los accesos vehiculares, con una superficie mínima de 3.00 m²., área en la que deberá incorporarse un aseo (medio baño) (3457, Ordenanza , 2003, pág. 204).

Art. 386. Altura libre mínima.

Las construcciones para estacionamientos públicos tendrán una altura libre mínima de 2.30 m. medidos desde el piso terminado hasta la cara inferior del elemento de mayor descuelgue. En edificios de otros usos esta altura será de 2.20 m. (3457, Ordenanza , 2003, pág. 204)

Art. 387. Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento.

Las dimensiones y áreas mínimas requeridas para puestos de estacionamiento se regirán según la forma de colocación de los mismos, de acuerdo al siguiente cuadro

Tabla 1

Dimensiones mínimas para puestos de estacionamiento

ESTACIONAMIENTO	A	B	C
En 45°	3.40	5.00	3.30
En 30°	5.00	4.30	3.30
En 60°	2.75	5.50	6.00
En 90°	2.30	4.80	5.00
En Paralelo	6.00	2.20	3.30

Nota: Esta tabla muestra las distintas dimensiones mínimas para puestos de estacionamientos Tomado de la Ordenanza 3457.

Art. 388. Anchos mínimos de puestos de estacionamiento.

Según la ubicación de los puestos de estacionamiento con respecto a muros y otros elementos laterales, los anchos mínimos se regirán por el siguiente:

- Anchos mínimos de puestos de estacionamiento.
- Lugar de emplazamiento para automóviles livianos
- Abierto por todos los lados o contra un obstáculo 4.80m. x 2.30 m.
- Con pared en uno de los lados 4.80m. x 2.50 m.
- Con pared en ambos lados (caja) 4.80 m. x 2.80 m.
- Dimensiones mínimas de los lugares destinados al estacionamiento vehicular de las personas con discapacidad
 - Ancho:3.50 m. = Área de transferencia: 1.00 m. + área para el vehículo: 2.50 m
 - Largo: 4.80 m (3457, Ordenanza , 2003, pág. 205).

Art. 390. Colocación de vehículos en fila.

En los estacionamientos públicos o privados, que no sean de autoservicio podrá permitirse que los puestos se dispongan de tal manera que para sacar un vehículo se mueva un máximo de dos (3457, Ordenanza , 2003, pág. 206).

Art. 391. Protecciones.

Las rampas, fachadas, elementos estructurales, colindancias de los estacionamientos deberán protegerse con dispositivos capaces de resistir posibles impactos de vehículos. (3457, Ordenanza , 2003, pág. 206)

Art. 392. Señalización.

Se adoptará la señalización de tránsito utilizada en las vías públicas y los elementos más adecuados para informar:

- a) Altura máxima permisible
- b) Entradas y salidas de vehículos
- c) Casetas de control
- d) Sentido de circulaciones y rampas
- e) Pasos peatonales
- f) Divisiones entre puestos de estacionamiento
- g) Columnas, muros de protección, bordillos y topes
- h) Nivel, número de piso y número del puesto. (3457, Ordenanza , 2003, pág. 206)

Art. 393. Ventilación.

La ventilación en los estacionamientos podrá ser natural o mecánica.

a) Ventilación natural: El área mínima de vanos para ventilación natural será de 5% del área del piso correspondiente, dispuestos en las paredes exteriores opuestas.

b) Ventilación mecánica: Si en caso no se cumple con las disposiciones del inciso "a)", la ventilación podrá ser mecánica, para extraer y evitar la acumulación de gases tóxicos, especialmente en las áreas destinadas a la entrega y recepción de vehículos, con capacidad para renovar el aire por lo menos seis veces por hora.

El proyecto de ventilación mecánica será sometido a aprobación, conjuntamente con los planos generales de la edificación (3457, Ordenanza , 2003, pág. 206).

Art. 394. Iluminación.

Tabla 2

La iluminación en estacionamientos se sujetará a la norma descrita a continuación:

Iluminación en estacionamientos	
Áreas Iluminación (lux)	Corredores de circulación 90 - 160 Aparcamiento de Vehículos 30 - 100 Acceso 500 - 1000

Nota: Esta tabla muestra las distintas áreas de iluminación para puestos de estacionamientos Tomado de la Ordenanza 3457.

Art. 395. Protección frente a robos y actos de violencia.

Deberá preverse una adecuada iluminación, conforme las medidas señaladas en el artículo anterior.

Las cajas de escaleras serán visibles y ubicadas hacia el exterior.

En estacionamientos dotados de ascensor, conviene equipar a éstos de controles que mantengan sus puertas abiertas hasta el momento en que el usuario pasa a su interior y presiona el botón correspondiente a la planta deseada (3457, Ordenanza , 2003, pág. 207).

Art. 396 Servicios sanitarios.

Los estacionamientos públicos tendrán servicios sanitarios independientes para los empleados y para el público.

- a) Los servicios sanitarios para empleados estarán equipados como mínimo de: 1 inodoro, 1 lavamanos, 1 urinario, y vestuarios con ducha y cancelas.
- b) Los servicios sanitarios para el público serán para hombres y mujeres separadamente, y el número de piezas sanitarias estará de acuerdo a la siguiente relación: Hasta los 100 puestos de estacionamiento: 1 inodoro, 2 urinario, 2 lavamanos, para hombres; y, 2 inodoros y 2 lavamanos, para mujeres.

- c) Sobre los 100 puestos de estacionamiento, y por cada 100 en exceso o fracción mayor de 50 se aumentará un número de piezas sanitarias igual a la relación anterior.
- d) Se considerará además la localización de servicios sanitarios para personas con discapacidad y movilidad reducida de acuerdo al literal b) del Art. 68 de esta Normativa, referente al Área Higiénico Sanitaria.
- e) Se dispondrá de un punto de agua en cada piso para uso de los clientes (3457, Ordenanza , 2003, pág. 207).

Sistema estructural que se utilizara en el edificio de parqueaderos

Edificaciones en Hormigón Armado

El hormigón armado es uno de los materiales más empleados a lo largo de la historia en la construcción de puentes, presas, túneles, edificios y otras muchas infraestructuras. Se ha utilizado esta técnica por, tener ventajas como son: alta resistencia a las vibraciones y a las altas temperaturas.

Sistemas de Edificios en Estructura de Hormigón Armado

El edificio es un conjunto completo y la estructura de hormigón armado es un sistema, en forma de esqueleto, este a su vez está diseñado para resistir las cargas permanentes y temporales. Las cargas permanentes deben entenderse como las cargas muertas generadas por el peso propio del edificio y las cargas temporales como las cargas vivas y axiales, producidas por los muebles, personas, viento, agua, nieve, sismo y temperatura. Dentro del concepto anterior la estructura de hormigón armado debe tener resistencia suficiente para atender todas las cargas, que permita un trabajo eficaz en la vida del edificio (Vélez, Ejecución de Edificios, 2004).

El concreto u hormigón en masa es un material moldeable y con buenas propiedades mecánicas y de durabilidad y, aunque resiste tensiones y esfuerzos de

compresión apreciables, tiene una resistencia a la tracción muy reducida. Para resistir adecuadamente esfuerzos de tracción es necesario combinar el concreto con un esqueleto de acero. Este esqueleto tiene la misión de resistir las tensiones de tracción que aparecen en la estructura, mientras que el concreto resistirá la compresión (se considera más barato que el acero y ofrece propiedades de durabilidad adecuadas) (Muñoz, 2019).

Durabilidad del hormigón

Para garantizar una existencia útil del hormigón de cemento hidráulico, es necesario tener presente una serie de cuidados con la intención de obtener la calidad óptima del material para que pueda responder a las exigencias de la obra en cuanto:

- Resistencias mecánicas
- Resistencia a agentes agresivos
- Intemperie.

Estructuras de Hormigón armado en referencia a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

Para el diseño de hormigón armado se debe tener en cuenta que los elementos tienen que diseñarse para que tengan una resistencia óptima, de acuerdo con las disposiciones de la NEC-SE-HM, hemos utilizado los factores de carga y los factores de reducción de resistencia especificados. De igual manera se tomará en cuenta la NEC-SE-CG ya que los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas (coeficiente de reducción de resistencia) determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico. Además, se utilizará las especificaciones de la norma americana AISC 318 y de la norma (ASCE, 2016).

Procedimientos para el Análisis Estructural

Para realizar un análisis correcto de la construcción de un edificio se debe emplear el método de análisis elástico que es reconocido y aceptado por el área estructural. Esto es a partir de los diferentes tipos de cargas como son las permanentes, las variables y las accidentales que pueden determinar las fuerzas que actúan sobre la estructura.

a. Cargas Permanentes

Están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado a la estructura (NEC - 15, 2015).

b. Carga Muerta.

Son acciones que se mantienen de forma constante en magnitud y posición sobre la estructura. Como carga permanente principal, es el peso propio de los materiales que está conformada la estructura (NEC - 15, 2015).

c. Cargas Variables

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, y otras (NEC - 15, 2015).

d. Carga Viva.

La carga viva se encuentra constituida por las cargas de viento y granizo, son las que más afectan a las estructuras metálicas estas cargas pueden ser variables de acuerdo a las épocas del año que tiene el Ecuador (NEC - 15, 2015).

e. Cargas Accidentales

Son acciones accidentales cargas de sismos, incendio, choques de vehículos, explosiones y otros fenómenos, estas cargas pueden alcanzar grandes magnitudes en periodos cortos tiempo afectando gravemente a la estructura por consiguiente es necesario tomar las respectivas precauciones para evitar que la estructura soporte daños representativos (NEC - 15, 2015).

f. Carga de Sismo.

Esta carga sísmica es una fuerza inercial inducida en la estructura en relación a su masa y elevación a partir del suelo, así como de las aceleraciones que se producen en el terreno y la capacidad de la estructura para disipar estas energías (NEC - 15, 2015).

Las cargas se pueden establecer como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a los centros de masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a la que está sometidas la estructura (NEC - 15, 2015).

g. Combinación de Cargas

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas (NEC - 15, 2015).

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L + 0.5max (Lr ó S ó R)
- 1.2 D + 1.6max (Lr ó S ó R) +max (L ó 0.5W)
- 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5max (Lr ó S ó R)

- $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$

- $0.9 D + 1.0 W$

- $0.9 D + 1.0 E$

Donde:

D = Carga muerta

L = Carga viva (sobrecarga)

Lr = Carga viva (sobrecarga cubierta)

E = Carga de sismo

F = Carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

Fa = Carga de inundación

H = Carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo, o presión de materiales a granel

R = Carga de lluvia

S = Carga de granizo

T = Cargas por efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, y asentamiento diferencial

W = Carga de viento

Requisitos para diseño sísmico

Para realizar el diseño sísmico se lo hará de acuerdo a la norma NEC-SE-DS, con los requerimientos y metodologías que se detallan a continuación: (NEC - 15, 2015).

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos
- moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura y así salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Capítulo III

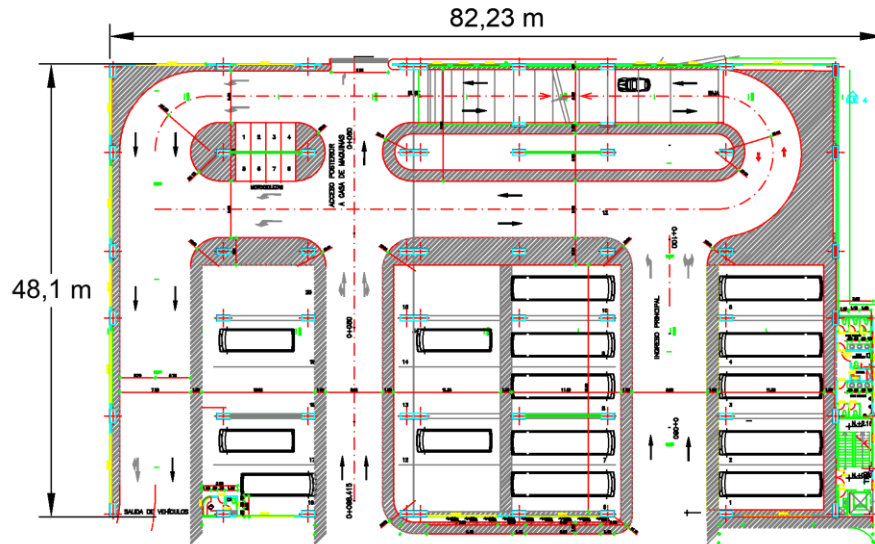
Diseño Estructural.

Geometría de la estructura.

Una vez establecidos los parámetros que se van a utilizar en el diseño estructural del parqueadero, se analiza la geometría de la estructura la misma que se presenta a continuación con sus dimensiones en una vista en planta:

Figura 3

Dimensiones del proyecto. Vista en planta



Nota: Planos arquitectónicos con las dimensiones generales del Bloque de Parqueaderos en el sector del Playón. Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Planos Arquitectónicos Parqueadero, 2011, MDN.

Daños por impactos.

Los daños causados por el impacto entre estructuras se clasifican en:

- Daños locales
- Daños globales

Los daños globales determinan la transferencia de energía del impacto y los daños locales determinan la cantidad de fuerza en un área impactada. Todo esto depende de las propiedades dinámicas entre las estructuras adyacentas (Rajesh, Athol, & Bull, 2010).

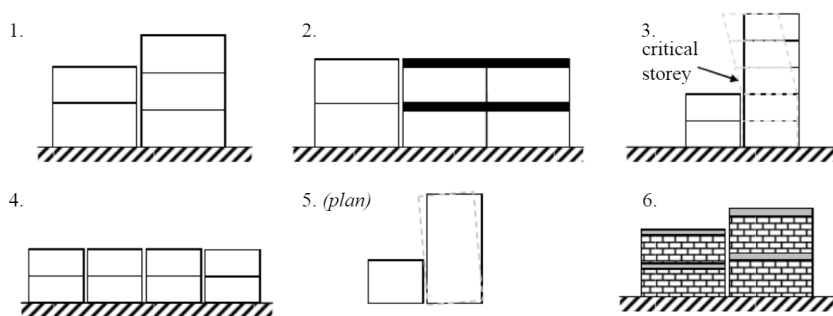
Daños por choque entre estructuras adyacentes, se han observado tanto en edificios residenciales, comerciales o públicos durante terremotos históricos como el de México de 1985, Sequenay en 1988 en Canadá, El Cairo en 1992, Northridge California en 1994, Kobe en 1995, Kocaeli en 1999, y de Tohoku - Japón en 2011.

Sistemas adosamientos.

En la actualidad, se ha indagado más en este tema y Jeng (2000) determinó una variante de estos tipos de adosamientos donde propuso seis modalidades de adosamiento:

Figura 4

Configuraciones críticas de adosamiento



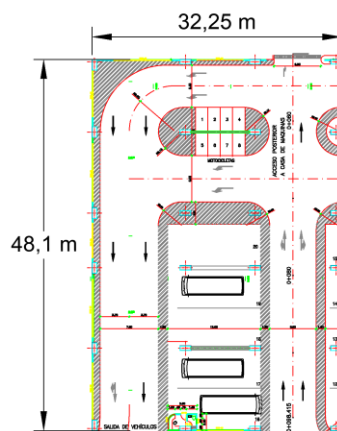
Nota: Configuraciones típicas de adosamiento en diferentes tipos de estructuras iguales en elevación y diferente elevación. Tomado de Rajesh, D., Athol, C., & Bull, D, Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage, 2010, Research Gate.

Las recomendaciones que nos da la Norma Ecuatoriana de la Construcción al respecto de las dimensiones que se debe cumplir tanto en la parte longitudinal y

transversal al momento de construir, es que no debe sobrepasar los 35 m, si el caso fuera ese, se deberá dividir a la construcción en bloques. En nuestro caso la mayor longitud se la tiene en el sentido longitudinal, por tal razón se ha dividido en dos bloques estructurales con una junta de dilatación como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 5

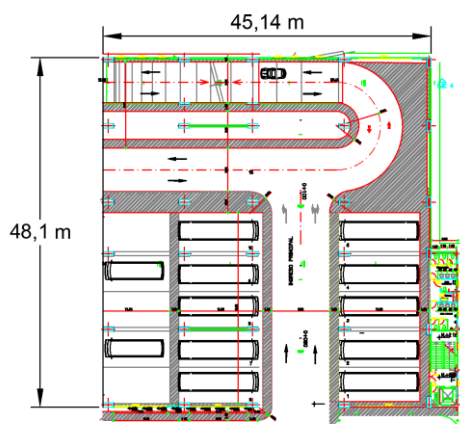
Dimensiones del Bloque 1 Vista en planta Niveles 0.00, +4.68, +7.92, +11.16.



Nota: Vista en planta del Bloque 1 del parqueadero del COMACO tomado del Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, 2011, Planos Arquitectónicos Parqueadero MDN.

Figura 6

Dimensiones del Bloque 2 Vista en planta Niveles 0.00, +4.68, +7.92, +11.16.

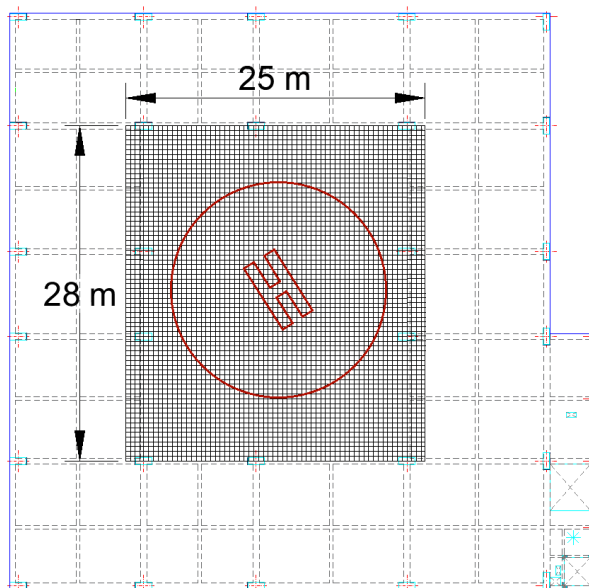


Nota: Vista en planta del Bloque 2 del parqueadero del COMACO. Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Planos Arquitectónicos Parqueadero, 2011, MDN.

De igual manera se ha considerado el diseño de un helipuerto en la parte superior de la última losa del Bloque 2, ya que presenta el área adecuada para su materialización.

Figura 7

Dimensiones del Helipuerto – Bloque 2 Vista en planta



Nota: Vista en planta del Bloque 2 del parqueadero del COMACO tomado del Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Planos Arquitectónicos Parqueadero, 2011, MDN.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 en el Capítulo de Estructuras de acero dice lo siguiente “Si se colocan placas de base de columnas, éstas deberán ser soldadas a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa.”

Las placas de base de columnas son soldadas al alma con soldadura de ranura o de filete. La resistencia requerida de la suma de las juntas soldadas de las placas de base al alma de la columna deberá ser la menor de los siguientes valores:

- La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas en contacto de las placas de base con las alas de la columna que estén conectadas a las alas de las vigas.
- La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna.
- La suma de los esfuerzos de fluencia probable de las alas de las vigas y estas fuerzas a las placas de continuidad (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Figura 8

Unión de la estructura metálica con losa de hormigón en el Hospital Regional Verdi Cevallos en la ciudad de Portoviejo.



Nota: Unión de una estructura metálica con una losa de hormigón tomado de los archivos de Peñaherrera, E. Hospital Regional Verdi Cevallos, 2010, Portoviejo.

Sistema Resistente a Cargas Verticales y laterales.

Hoy en día los sistemas constructivos a utilizarse en un proyecto dependen de las necesidades que se quiera solventar, entre las características principales se pueden establecer las siguientes:

1. La altura del edificio.
2. La capacidad de carga.
3. Las características propias del suelo.
4. Materiales.

Por tal motivo podemos establecer que un sistema combinado es el cual las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos y las fuerzas horizontales son resistidas con muros estructurales o pórticos con diagonales.

Se puede establecer un sistema combinado el cual será utilizado en la estructura, en razón que se tendrá distintos tipos de fuerzas como son: por compresión, flexión o tracción, y especialmente para características especiales, en nuestro caso cargas concentradas en ciertos puntos y la más importante que nos encontramos en zonas de alto riesgo sísmico (Silva, 2020).

Para el diseño del parqueadero se considera un sistema aporticado de hormigón armado en el cual las cargas tanto verticales como laterales serán soportadas por la unión de las vigas y las columnas como se muestra en la siguiente figura:

Figura 9

Sistema aporticado, viga – columna.

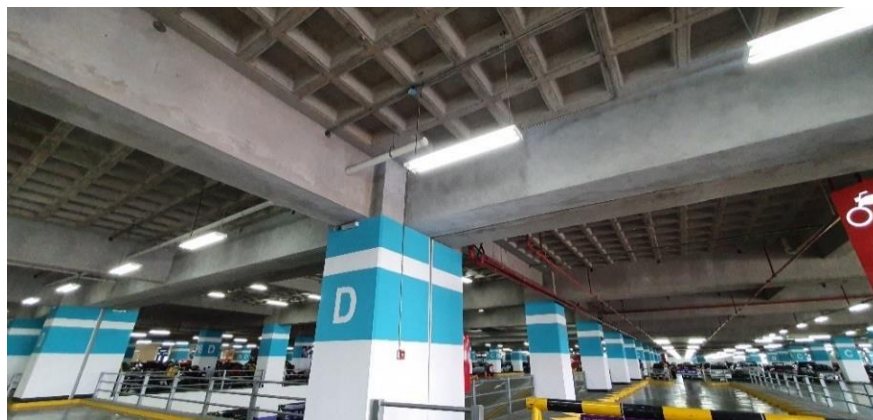


Nota: Sistema de hormigón armado denominado a porticado tomado de JH Soluciones Integrales, Ingeniería Estructural, 2018, Obtenido de <https://www.sioingenieria.com>.

A continuación, podemos observar un ejemplo de este tipo de conexión en el parqueadero de un Centro Comercial de la ciudad de Quito:

Figura 10

Sistema aporticado, columna fuerte – viga débil.



Nota: Sistema de hormigón armado columna fuerte – viga débil en el Centro Comercial el Portal es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 11

Sistema aporticado, columna fuerte – viga débil.



Nota: Sistema de hormigón armado columna fuerte – viga débil en el Centro Comercial el Portal es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 12

Vigas secundarias en luces grandes.



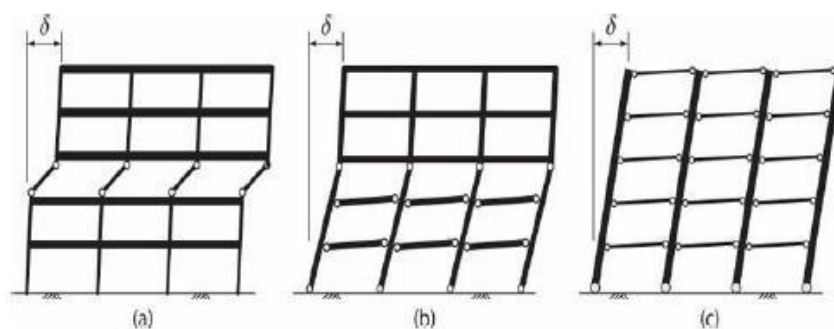
Nota: Sistema de vigas secundarias de hormigón armado para romper la luz de la losa Centro Comercial el Portal es de autoría propia de los autores de los autores.

Se debe asegurar que en el diseño existe una conexión fuerte en la unión de la columna con la viga, lo que se denomina nudo fuerte, con este concepto podemos asegurar un entorno más confiable a la estructura ya que esto se traduce en el diseño de columna fuerte – viga débil.

El daño que presenta una estructura luego de ser sometido a un sismo depende de la deriva lateral y su distribución. Si los elementos son débiles en este caso las columnas, las derivas se producirán y se concentrarán en uno o pocos pisos (Figura 13-a), y estas pueden exceder la deriva y la capacidad de las columnas, mientras que, si el diseño de las columnas ofrece una rigidez fuerte con relación a la altura de la estructura, la deriva que se presenta tendrá una distribución más uniforme (Figura 8-c) y los daños que se producen serán menores (Moehle, 2015).

Figura 13

Marcos especiales con diferentes mecanismos de derivas.



Nota: Marcos especiales con sus derivas y posibles comportamientos tomado de Moehle, J, Seismic Desing of Reinforced Concrete Buildings, 2015, New York: Mc. Graw Hill.

El principio de columna fuerte - viga débil es fundamental para lograr comportamiento seguro de los pórticos durante un sismo de magnitud alta (Moehle, 2015).

Análisis de Cargas.

Carga viva. También llamada sobrecargas de uso, que se utiliza en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). Las cargas vivas establecidas por la NEC – 15 se encuentran en la NEC-SE-CG cargas no sísmicas en la tabla 9 como indica a continuación:

Tabla 3*Valores de carga viva para parqueaderos***Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)**

	2.0 ^{a,b}
Camiones y buses	a,b

^a Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:

- Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13,4 kN; y
- Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda.

^b Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por la AASTHO, MOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.

Nota: Esta tabla muestra las diferentes condiciones de cargas para los parqueaderos. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cargas No sísmicas.

La carga viva tiene un valor de 2.0 KN/m² lo que equivale a 0.2248 T/m². El código también incluye una carga concentrada de 13.4 kN equivalentes a 1.506 T la que actúa sobre un área de 100 mm x 100 mm (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Para nuestro caso hemos tomado como carga viva el valor intermedio de 0,35 T/m² de parqueadero en vista que sus lugares van ocupados por buses, carros pequeños y medianos.

Carga muerta. Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias,

eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

A continuación, se indica la tabla con los pesos considerados para nuestra carga muerta aplicada en la estructura.

Tabla 4

Valores de carga muerta para parqueaderos

Análisis de cargas:		
Peso propio de losa Steel Deck	221	kg/m ²
Masillado	40	kg/m ²
Enlucido	8	kg/m ²
Paredes	50	kg/m ²
TOTAL	319	kg/m²

Nota: Esta tabla muestra los distintos pesos considerados para el cálculo de las solicitaciones de la estructura. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cargas No sísmicas.

Este valor lo transformamos a 0.319 t/m² para mayor facilidad de manejo en los distintos cálculos posteriores y el ingreso en el programa especializado en estructuras.

Fuerza sísmica, espectro de aceleraciones NEC

En el Capítulo NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente de la Norma Ecuatoriana de Construcción, se presentan los requerimientos y metodologías que deberán ser aplicados al diseño sismo resistente de edificios principalmente y, en segundo lugar, a otras estructuras complementadas con normas extranjeras reconocidas.

De igual manera este Capítulo se constituye en un documento necesario para el cálculo y diseño sismo resistente de estructuras, y como resultado se obtiene el potencial sísmico del Ecuador.

Existen tres requisitos indispensables que debe cumplir un diseño sismo resistente:

Seguridad de vida – condición de resistencia: se trata de que las estructuras no rebasen ningún estado límite de falla.

Se considera que una estructura satisface los estados de último límite, si todos los factores están por debajo del factor de resistencia calculado para una sección específica.

- De compresión
- De tracción
- De cortante
- De torsión
- De flexión.

Límite de daños – deformaciones: las derivas de piso no podrán sobrepasar los límites de la deriva inelástica como se muestra en la tabla 3.

Tabla 5

Valores de máximos permitidos de derivas.

<i>Valores de máximos permitidos de derivas.</i>	
Estructuras de:	Δm máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: Esta tabla muestra los distintos Valores de Δm máximos, Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal – con respecto al piso consecutivo. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cargas No sísmicas.

Ductilidad: Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica (Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda, 2014).

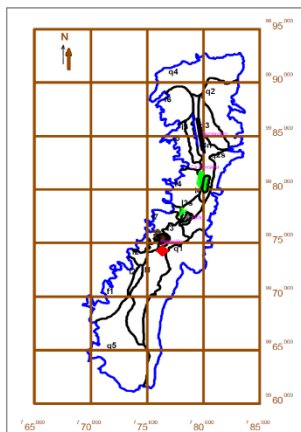
Para poder diseñar de manera correcta la estructura debemos tomar en cuenta que nuestra ciudad está afectada por una serie de fallas a lo largo de su ubicación, lo cual nos hace tomar muchas precauciones al momento de realizar el diseño estructural del parqueadero. La zona en la cual se ubica el parqueadero según la clasificación de los suelos que se realizó en la Escuela Politécnica Nacional en el año de 1994 dio como resultado 20 zonas de acuerdo al tipo de suelo que se encontró en Quito, el proyecto se encuentra en la clasificación de los suelos como (L) que significa depósito lacustres, su ubicación está en la depresión central de la ciudad.

En la figura 14 podemos apreciar tres depósitos de suelos:

1. Flancos orientales del Pichincha (F)
2. Depósitos lacustres en la depresión central de la ciudad (L)
3. Ceniza volcánica con formaciones de cangahua (Q) al este de Quito (Aguiar Falconí, Research Gate, 2017).

Figura 14

Zonificación de los suelos de Quito. EPN (1994).



Nota: Microzonificación de Quito en la cual se muestra en punto rojo la zona de estudio. Tomado de Aguiar Falconí, R, Agosto de 2017. Research Gate. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito.

El punto en rojo nos muestra la zona donde se encuentra ubicado el sector de “El Playón” lugar donde vamos a desarrollar el presente proyecto.

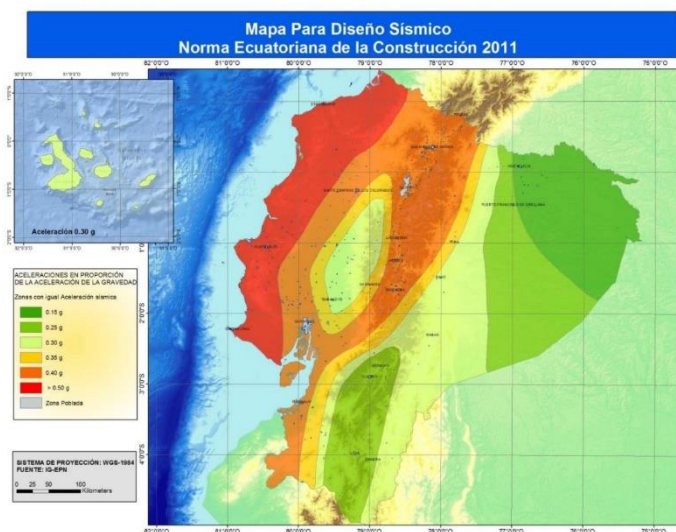
A continuación, se detallan los parámetros necesarios para determinar el espectro de respuesta elástico e inelástico y realizar los cálculos respectivos para seguir con el proceso de modelamiento y comprobación de resultados.

Factor de Zona.

El Capítulo de Peligro Sísmico de la NEC, se categoriza a Ecuador en 6 zonas; este valor representa la fracción de aceleración en roca del sismo de diseño. En donde Esmeraldas se encuentra en la zona más alta. El mapa de zonas sísmicas del Ecuador se muestra en la figura 15, este resultado se da para un 10% de excedencia en 50 años. Este factor junto con el suelo da gran parte de los datos necesarios para obtener el cortante basal como muestra la tabla 3.5 y 3.6; valores necesarios para las fórmulas antes mencionadas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Figura 15

Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.



Nota: Zonas sísmicas para los diferentes diseños a considerar en el modelamiento de la estructura. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (p. 64), Peligro Sísmico Diseño sismo resistente, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Como podemos ver en la tabla 6 se tienen los valores de Z para las diferentes zonas sísmicas que se presentan el país y de igual manera la caracterización del peligro sísmico de acuerdo con estas zonas.

Tabla 6

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	>= 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota: Esta tabla muestra las distintas zonas sísmicas con sus factores Z respectivamente. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente.

Como el parqueadero se lo pretende realizar en la ciudad de Quito, escogeremos el valor de $Z = 0.4g$ ya que se encuentra ubicado en el Centro Histórico.

Luego de establecer el valor de Z para nuestro proyecto, se debe definir el tipo de suelo en el que se encuentra nuestra zona. Según la NEC-15, “los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Tabla 7

Clasificación de los perfiles del suelo

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante o,	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$

Perfil	Descripción	Definición
		100 kPa > Su ≥ 50 kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	Vs < 180 m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% Su < 50 kPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
F	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α esto ocurre dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluye contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota: Esta tabla muestra los perfiles de suelos de las zonas sísmicas. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente.

Para poder definir el tipo de suelo de manera correcta, se utiliza el ensayo de penetración estándar parámetros que utilizan como base en los 30 m superiores del mismo:

- La velocidad media de la onda de cortante, Vs30 (m/s),
- El número medio de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT en inglés para “Standard Penetration Test”) para el 60% de la energía teórica, N60, a lo largo

de todo el perfil, con ensayos en muestras tomadas a intervalos de 1.5 m hasta llegar al estrato estable (con $N_{60} \geq 100$ y confirmado al menos 4 metros de potencia (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Estudios de suelo.

Se ha proyectado la construcción del Parqueaderos para el Complejo Ministerial del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas que se encuentra ubicado en la Provincia de Pichincha Cantón Quito por lo cual se realiza el presente estudio geotécnico según la clasificación de las normas NEC-2015.

El objeto del estudio de suelos y su recomendación a nivel de fundación es adecuar el medio y utilizar el sistema correcto de cimentación para que las cargas de la estructura a proyectar se transmitan al terreno, con esto se produce un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos o con asentamientos tolerables, ya sean estos uniformes o diferenciales.

Con el fin de encontrar las características físicas y mecánicas de los estratos que comprenden el subsuelo de la zona de estudio se realizaron las siguientes investigaciones:

Tabla 8

Localización de las perforaciones que se realizaron.

SPT	COORDENADAS UTM		PROF	NORMA REFERENCIA
	LATITUD	LONGITUD	m	
SPT_1	-0,2326485	-78,5099527	6	ASTM D1586-67
SPT_2	-0,2330605	-78,5096319	6	
SPT_3	-0,2324084	-78,5099481	6	

Nota: En las perforaciones se efectuaron ensayos de penetración estándar (SPT) cada metro; con la cuchara bi-partida, se recuperaron muestras de todos los estratos atravesados.

En todas las muestras alteradas recuperadas se realizó la descripción Visual - Manual de campo, según lo establecido en la norma ASTM D 2488, se identificó en forma preliminar cada fase estratigráfica. Las muestras recuperadas fueron etiquetadas, embaladas y transportadas al laboratorio de Suelos, como indica la norma ASTM D 4220. En el Anexo, se incluyen los registros de perforación con su respectivo informe.

Para determinar las características físicas y mecánicas de los suelos, en las muestras seleccionadas se efectuaron ensayos de laboratorio, se respetó los procedimientos determinados en las normas respectivas.

Las muestras seleccionadas corresponden a los estratos representativos de los suelos encontrados, en las que se realizó ensayos de identificación y clasificación

SUCS:

Humedad Natural ASTM D 221

- Granulometría por Vía Húmeda ASTM D 422
- Límite Líquido y Límite Plástico ASTM D 4318
- Clasificación SUCS ASTM D 2487

En el área de estudio se realizó un sondeo SPT, con el propósito de determinar la estratigrafía y las características geotécnicas de los materiales. A continuación, incluimos una síntesis estratigráfica:

- De 0,00 a 0,50 m
- EXCAVACIONES, ABREHOYOS
- De 1,00 a 4,00 m
- LIMO, color café, plasticidad media, compacidad media, humedad media, compacidad media
- De 4,00 a 5,00m
- LIMO ARENOSO, color café, plasticidad baja, compacidad alta, humedad baja.

Al no considerarse investigaciones de geofísica en el estudio que determinen velocidades V_s , se consideró el uso de factores relativos al N promedio del SPT, en función de coeficientes determinados para cada suelo (Terzaghi, Peck. 1948).

El perfil del suelo para el diseño sismo resistente fue determinado con las especificaciones del apéndice 10.5 de la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE” (2015)

Tabla 9

Perfil del suelo para el diseño sismorresistente

COMACO							
PROF	SPT_01	SPT_02	SPT_03	N PROMEDIO	Su correspondiente kg/cm² Según Terzagui y Peck (1948)		
(m)							
1	19	16	19	18	0.954	1.08	
2	16	32	25	24	1.34	0.9	
3	23	30	28	27	1.680	0.6	
4	57	59	52	56	3.94	0.3	
FIN DE SONDEOS							
						dc	2.9
						Su	0.92

Nota: Según la norma ecuatoriana de la Construcción en su Capítulo de Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico nos da el rango para el tipo de suelo, en este caso tenemos Suelo Tipo D.

Una vez establecido el tipo de suelo en el cual se encuentra nuestra estructura se procede a determinar los demás coeficientes que indican en el diseño sismo resistente, los mismos que se encuentran en la NEC-15, en su Capítulo NEC-SE-DS Peligro sísmico materializados en las siguientes tablas:

Tabla 10

Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa)

Tipo de	Zona sísmica y factor Z					
perfil de subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Refiérase a la tabla 5					

Nota: Esta tabla muestra el coeficiente Fa las distintas zonas sísmicas. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente.

Tabla 11

Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Tipo de	Zona sísmica y factor Z					
perfil de subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Refiérase a la tabla 4					

Nota: Esta tabla muestra el coeficiente Fd las distintas zonas sísmicas. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente.

Tabla 12

Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Refiérase a la tabla 4					

Nota: Esta tabla muestra el coeficiente F_s las distintas zonas sísmicas. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Peligro Sísmico, Diseño sísmo resistente.

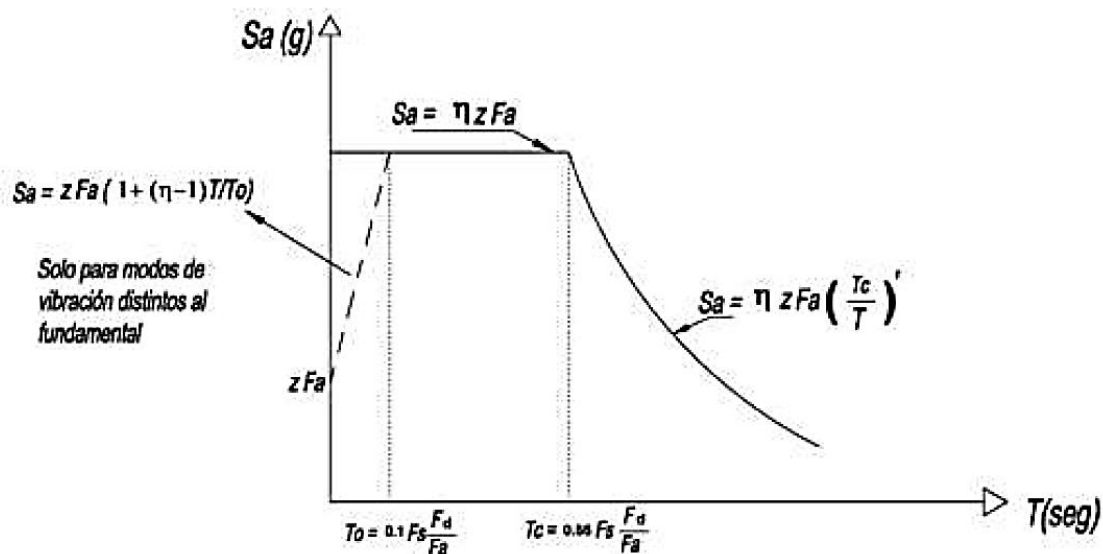
Con todos estos coeficientes bien establecidos de acuerdo con la zona donde nos encontramos, el tipo de suelo en el que se va a realizar el proyecto, podemos establecer el espectro de respuesta elástico que utilizaremos para nuestros cálculos.

Este espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 16, en el cual se muestran las siguientes consideraciones:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **F_a**, **F_d**, **F_s**.

Figura 16

Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Nota: Zonas sísmicas para los diferentes diseños a considerar en el modelamiento de la estructura. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (p. 64), Peligro Sísmico Diseño sismo resistente, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

- $\eta = 1.80$ Costa, excepto Esmeraldas
- $\eta = 2.48$ Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ Oriente.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T Período fundamental de vibración de la estructura

TC Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Con todos estos datos definidos establecemos nuestro espectro de diseño según la siguiente tabla con las consideraciones antes descritas:

Tabla 13

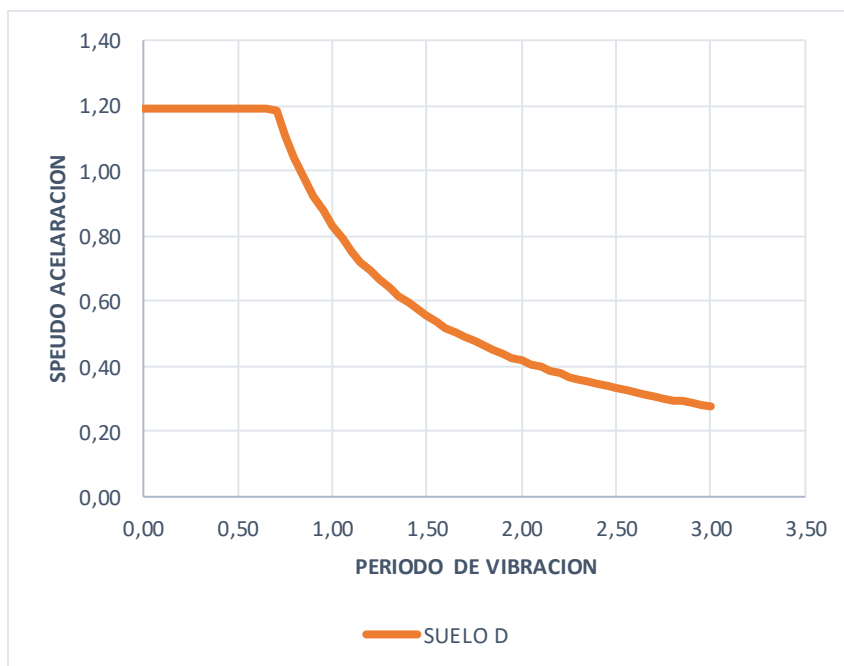
Factores para establecer el espectro de diseño

Tipo de suelo	D	Suelos rígidos
Z	0.4	Zona IV alta
Fa	1.2	Zona IV alta
Fd	1.19	Zona IV alta
Fs	1.28	Zona IV alta
r	1.00	Todo tipo se suelo
	2.48	Sierra.

Nota: Esta tabla muestra los factores para el espectro de diseño del edificio. Recuperado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente.

Figura 17

Espectro elástico de diseño según las consideraciones.



Nota: Espectro de diseño con las consideraciones generales, es de autoría propia de los autores de los autores.

En este espectro de diseño no se considera el factor de reducción sísmica R , ni los factores de reducción como son coeficiente de importancia I , Coeficiente de regularidad en planta Φ_P y Coeficiente de regularidad en elevación Φ_E , cada uno de ellos, modifica de manera especial y concreta el espectro de diseño con el cual vamos a trabajar, en vista que se consideraron dos bloques estructurales distintos se debe establecer los valores para obtener el espectro inelástico de cada uno de ellos, en la siguiente tabla se encuentran los coeficientes que se ocupó para obtener el espectro inelástico del Bloque 1.

Tabla 14

Factores para establecer el espectro inelástico de diseño Bloque 1

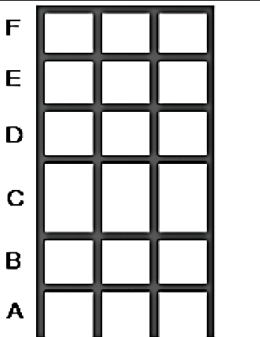
Tipo de suelo	D	Suelos rígidos
Sa	1.19	Suelo tipo D
Φ_P	1.0	No hay irregularidad
Φ_E	0.9	Irregularidad en elevación
I	1.5	Tipo de uso
R	7	Pórticos resistentes a momentos

Nota: Espectro de diseño con las consideraciones específicas de diseño, es de autoría propia de los autores de los autores.

En este bloque se ha considerado una irregularidad en elevación al existir el primer piso con una altura de 4,68 m y el segundo piso una altura de 3,24, en la NEC-15 en su Capítulo de Peligrosidad Sísmica nos habla que debido a este cambio de altura se puede producir un piso flexible si cumple la siguiente condición:

Figura 18

Irregularidad en elevación, Piso flexible.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
---	---

Nota: Piso Flexible. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (p. 51), Peligro Sísmico Diseño sismo resistente, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 15

Comprobación de Piso flexible.

PISO FLEXIBLE	ALTURA PISO (m)	RIGIDEZ
PISO 1	4,68	0,33
PISOS	3,24	

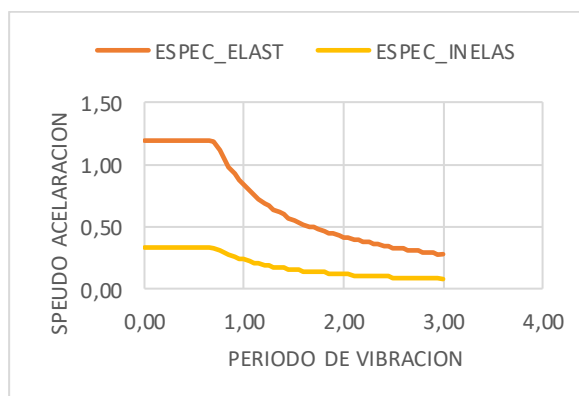
IRREGULARIDAD

Nota: Comprobaciones para la irregularidad en elevación del edificio, es de autoría propia de los autores de los autores.

Con estos datos obtenemos nuestro espectro de diseño inelástico para el Bloque 1, el cual nos indica la verdadera capacidad a la cual se va a diseñar nuestra estructura, como podemos observar en la siguiente figura los dos espectros el primero el elástico y a continuación el espectro de diseño inelástico:

Figura 19

Espectro Inelástico de diseño.



Nota: Espectro Inelástico de diseño del Bloque 1 con las consideraciones específicas, es de autoría de propia de los autores.

Para el Bloque 2 se ha considerado los siguientes datos para calcular el espectro inelástico de diseño que actúan sobre la última losa en la cual existe el helipuerto, de acuerdo con la NEC-15 indica que si existe una irregularidad en elevación

no se tome con el valor de 1 sino con 0.9, por tal razón este bloque presenta los siguientes datos:

Figura 20

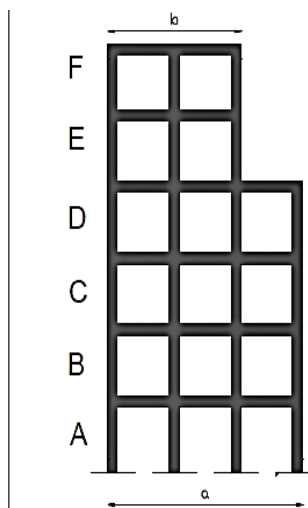
Irregularidad geométrica.

Tipo 3 - Irregularidad geométrica

$\phi_{EI}=0.9$

$a > 1.3 b$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: Piso Flexible. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (p. 51), Peligro Sísmico Diseño sismo resistente, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

En nuestro caso la planta del Bloque 2 tiene una dimensión de 45.14 m y el helipuerto tiene una dimensión de 25 m, por tal motivo se cumple según la norma que $a > 1.3b$.

$$45 > 1.3 * 25 = 45 > 32.5 \quad \text{verdadero}$$

Al cumplirse la relación antes mencionada el valor que toma el coeficiente $\Phi_E=0.9$, de igual manera como sucedió en el Bloque 1 existe la diferencia de alturas entre el 1er piso y el 2do piso por esta razón se da el piso flexible y se debe considerar una nueva variante en elevación de $\Phi_E=0.9$, al multiplicar estos valores se obtiene el coeficiente que con el cual se va a calcular es el espectro de diseño $\Phi_E=0.81$.

Existe otro factor que afecta la configuración en planta del Bloque 2 son las rampas para poder acceder a los pisos superiores del parqueadero, por tal razón

tomamos como $\Phi_p=0.9$, a continuación, los datos para obtener el espectro inelástico del Bloque 2.

Tabla 16

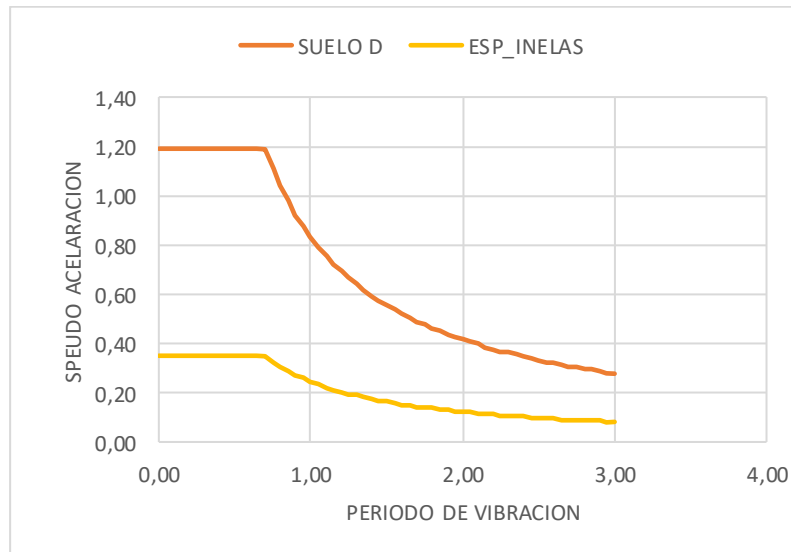
Factores para establecer el espectro inelástico de diseño Bloque 2

Tipo de suelo	D	Suelos rígidos
Sa	1.19	Suelo tipo D
Φ_P	0.9	Irregularidad geométrica rampas
Φ_E	0.81	Irregularidad geométrica helipuerto, piso flexible
I	1.5	Tipo de uso
R	7	Pórticos resistentes a momentos

Nota: Espectro de diseño con las consideraciones específicas de diseño, es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 21

Espectro Inelástico de diseño Bloque 2.



Nota: Espectro Inelástico de diseño del Bloque 2 con las consideraciones específicas, es de autoría propia de los autores de los autores.

Un dato muy importante que se debe obtener es el córtate basal del edificio el cual es un porcentaje multiplicado por el peso del edificio, este coeficiente se lo obtiene con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \emptyset_e * \emptyset_p} * W$$

Dónde

Sa (Ta) Espectro de diseño en aceleración.

\emptyset_p y \emptyset_e Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

V Cortante basal total de diseño

W Carga sísmica reactiva.

Ta Periodo de vibración (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

En relación a la determinación del periodo de vibración **Ta** la NEC nos da dos métodos los cuales se deben aplicar según el caso que se presente, pero en realidad estos resultados que nos da la norma no están aproximados a la realidad, ya que las estructuras se van a comportar como las construyamos, más no como las diseñemos, por tal motivo el periodo de vibración que vamos a utilizar es el que le programa una vez diseñado y corrido nos arroje para comprobar los cálculos que hemos realizado.

Análisis mediante el método de PUSHOVER.

Una de las formas de visualizar el comportamiento sísmico que tendrá una estructura es encontrar la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal V , con del desplazamiento lateral máximo D_t , mediante análisis estático no lineal, mejor conocida como Pushover en inglés y Técnica del Empujón en castellano (Aguilar, Mora, & Tipanluisa, El método del espectro de capacidad., 2016), (Chopra & Goel, 2001).

La curva de capacidad sísmica resistente nos muestra la secuencia como las diferentes secciones de una estructura van pasando al rango no lineal, hasta que se forman las rótulas plásticas. Esta visualización da la posibilidad de mejorar un diseño estructural si las rótulas plásticas se forman, por ejemplo, en el nudo inicial de las columnas del primer piso; si esto sucede el usuario tiene la posibilidad de incrementar las secciones o la armadura para que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas de los pisos superiores (Aguiar, Mora, & Tipanluisa, El método del espectro de capacidad., 2016), (Barbat, Vargas, Pujades, & Hurtado, 2015).

Para emplear la técnica del Pushover es necesario, definir las relaciones: momento curvatura, momento rotación o fuerza desplazamiento, en las diferentes secciones de los elementos, que definen el comportamiento no lineal de los elementos que conduce al cálculo de la rigidez a flexión, corte o carga axial. En este contexto el ASCE/SEI 41 presenta tablas que facilitan el cálculo de los diagramas indicados para elementos de hormigón armado y acero (Aguiar, Mora, & Tipanluisa, El método del espectro de capacidad., 2016), (Aguiar, Mora, & Rodríguez, 2015).

Con la curva de capacidad sísmica resistente, se pasa al espectro de capacidad de la estructura que relaciona el desplazamiento con la aceleración espectral y en esta gráfica se coloca el espectro de demanda sísmico, en el mismo formato y al solo visualizar las dos curvas se infiere el desempeño sísmico de la estructura.

Pero con las dos gráficas: espectro de capacidad de la estructura y espectro de demanda sísmico, se determina el punto de demanda o punto de desempeño, aplicamos el Método del Espectro de Capacidad (Freeman, 1978). (Aguiar, Mora, & Tipanluisa, El método del espectro de capacidad., 2016)

La técnica Pushover es apropiada para:

- Obtener la Curva de Capacidad Lateral más allá del Rango Elástico.
- Obtener la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos

Procedimiento General de la Técnica Pushover.

Consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de la rigidez en cada elemento.

El análisis se efectúa mientras la carga lateral de la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos o se vuelva inestable (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Requisitos para realizar la Técnica Pushover:

Para realizar este procedimiento es necesario:

- Conocer las dimensiones y el acero en las secciones.
- Determinar las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en las secciones.

Objetivos

- Determinar la Capacidad Lateral de la Estructura.
- Conocer cuáles elementos serán más susceptibles de fallar primero.
- Determinar la Ductilidad Local de los Elementos y Global de la Estructura.
- Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- Calcular la Degradación global de la resistencia.
- Analizar los desplazamientos relativos (Deriva).
- Chequear los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Ventajas y desventajas de utilizar la técnica de Pushover

Ventajas

- Se usa un espectro de respuesta antes que un número de movimientos del suelo.
- Un modelo de análisis estático es más simple que el modelo dinámico.

- El análisis toma menos tiempo en computadora.

Desventajas

- Es aproximado, se usa el análisis estático para representar cargas dinámicas y deformaciones cíclicas.
- No funciona bien para estructuras altas o complejas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Generación del Modelo Estructural en el programa computacional.

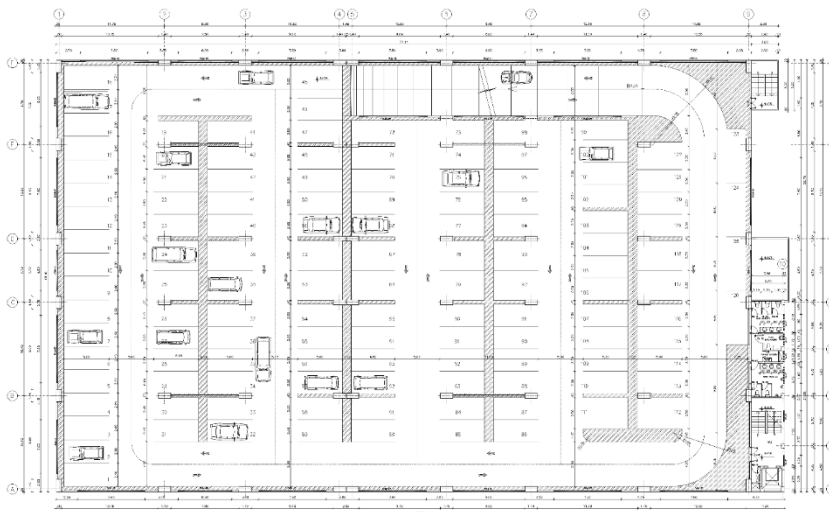
Existen en la actualidad distintos programas computacionales que nos permiten el modelamiento estructural, gracias a ellos podemos comprobar los cálculos que hemos realizado con anterioridad y poder establecer en algunos casos mejoras en los diseños, cabe recalcar que solo se utilizará el programa ETABS como método de comprobación y modelamiento.

Definición de la geometría general.

Como primer paso debemos establecer la geometría general de nuestra estructura, esto nos quiere decir los ejes que vamos a utilizar tanto en el eje longitudinal como en el transversal, de acuerdo con el siguiente detalle de los planos arquitectónicos facilitados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército.

Figura 22

Vista en planta del Parqueadero del COMACO, geometría general.

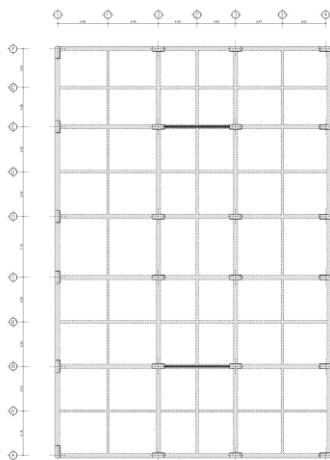


Nota: Vista en planta del parqueadero del COMACO tomado del Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Planos Arquitectónicos Parqueadero, 2011, MDN.

Para modelar en el ETABS como se indicó en un inicio se divido en dos bloques estructurales, a continuación, se presenta la geometría del bloque 1 y bloque 2 respectivamente:

Figura 23

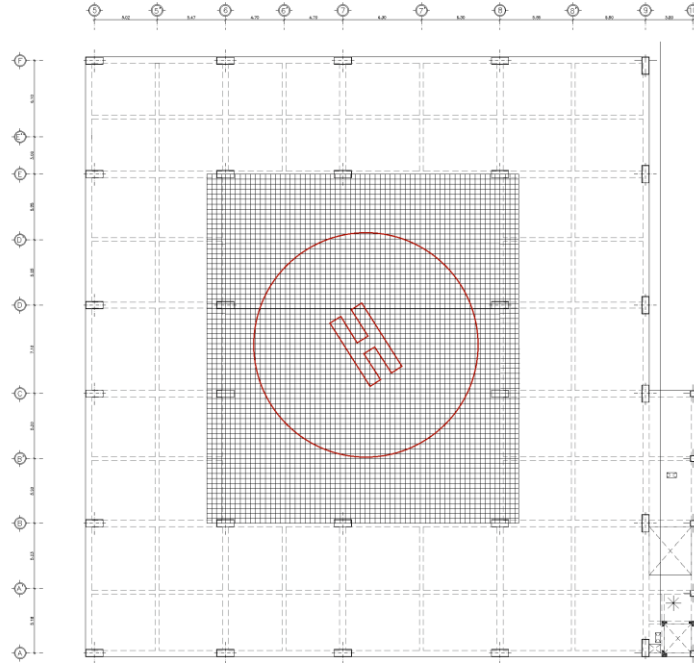
Vista en planta del Bloque 1, geometría general



Nota: Vista en planta del Bloque 1 del COMACO tomado del Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Planos Arquitectónicos Parqueadero, 2011, MDN.

Figura 24

Vista en planta del Bloque 2 y su helipuerto, geometría general.



Nota: Vista en planta del Bloque 1 del COMACO tomado del Tomado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, Planos Arquitectónicos Parquadero, 2011, MDN.

Ingreso de materiales.

Los materiales que vamos a ocupar para este modelamiento son los siguientes:

- Hormigón con una resistencia de $f'c = 240 \frac{kg}{cm^2}$
- Acero con una resistencia de $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

En relación con el módulo de elasticidad del hormigón nos basaremos en la formula proporcionada por la NEC-15

$$Ec = 4.7 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

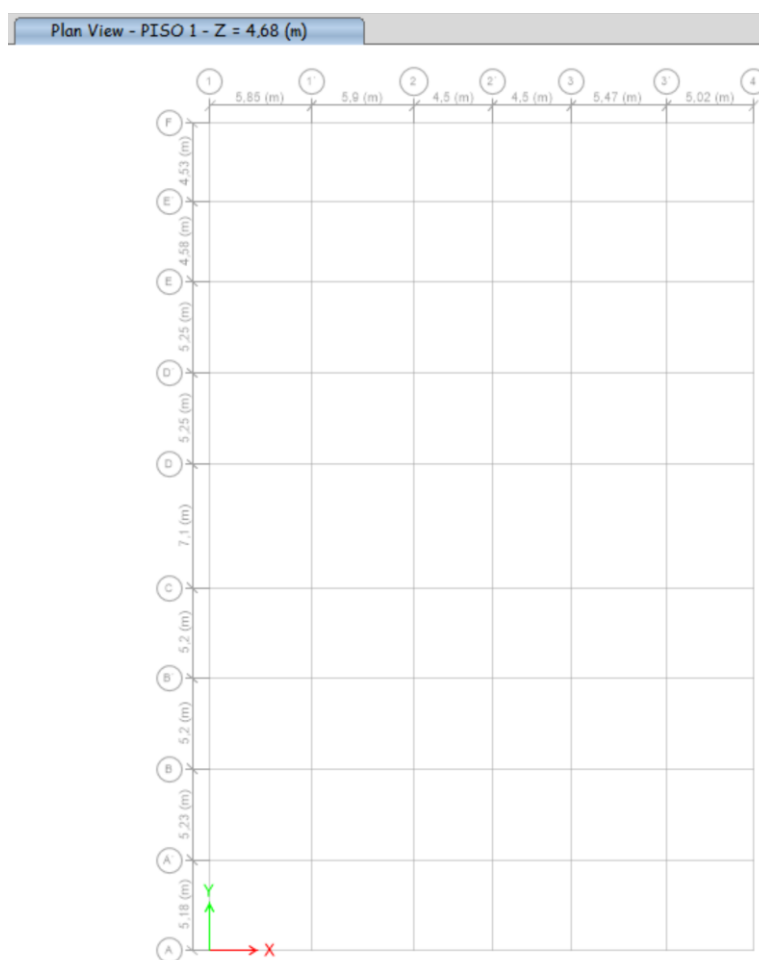
- Ec** Modulo de elasticidad para el hormigón (GPa)
- f'c** Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

$$E_c = 4.7 * \sqrt{23.54 \text{ Mpa}} = 22.8 \text{ GPa} = 2324952.96 \frac{T}{m^2}$$

Una vez establecida la geometría general de los dos bloques, los materiales que vamos a utilizar se procede con el ingreso de los mismo en el ETABS, hay que observar siempre las unidades de manera que no exista inconsistencias al momento de ejecutar las primeras corridas del programa, a continuación, se muestra el ingreso tanto de la geometría y materiales del Bloque 1.

Figura 25

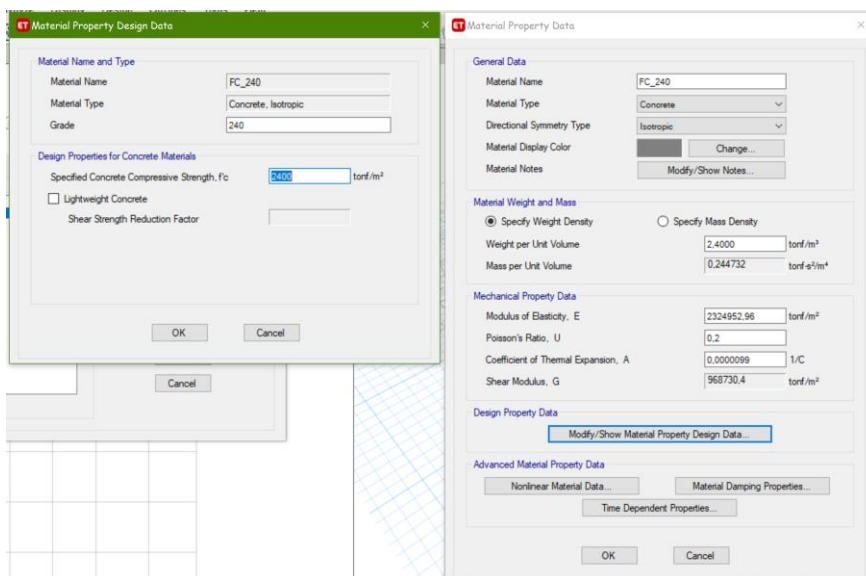
Ingreso de geometría general Bloque 1.



Nota: Vista general en planta del Bloque 1 del COMACO. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 26

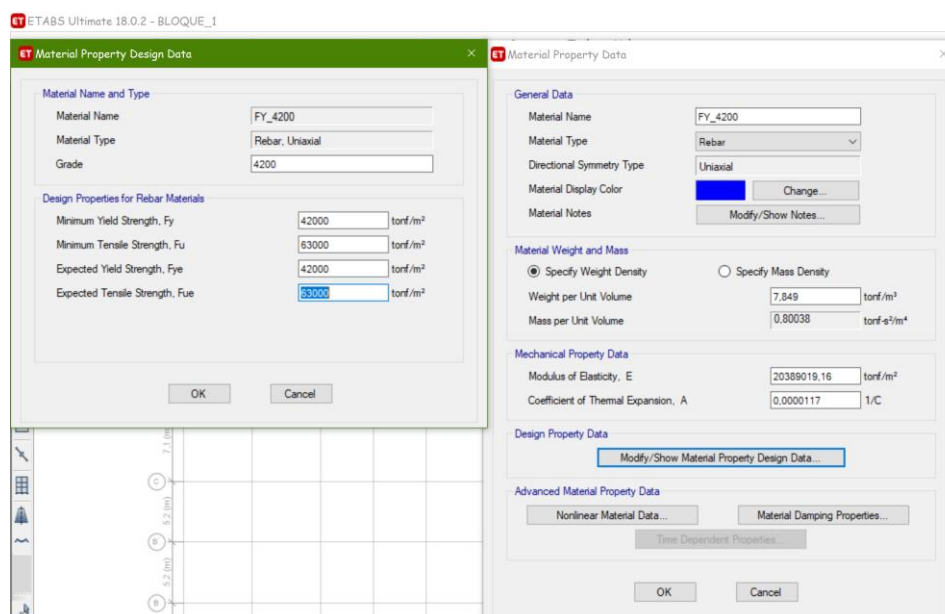
Definición de propiedades del hormigón.



Nota: Ingreso del hormigón $f'c$ 240 kg/cm². Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 27

Definición de propiedades del acero.



Nota: Ingreso del acero f_y 4200 kg/cm². Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Como la estructura es de hormigón armado se debe considerar inercias agrietadas según la NEC-15 para el cálculo de la rigidez y las derivas máximas de la siguiente manera:

- 0.5 I_g para vigas (considerar la contribución de las losas, si fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales:

Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación. I_g Valor no agrietado de la sección transversal del elemento (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Ingreso de geometría específica (columnas, vigas y losas).

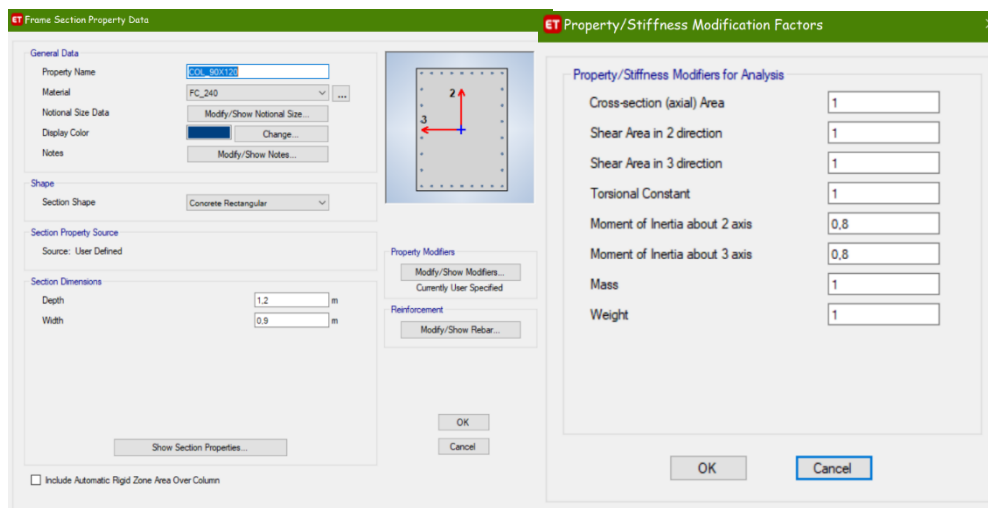
Posterior al ingreso de la geometría general se establecen los materiales que vamos a utilizar para el modelamiento, se procede al ingreso de la geometría específica la cual una vez realizado los pre-dimensionamientos se los modela con la característica tipo frame en el ETABS, de la siguiente manera:

Columnas

Con los todos los datos correctamente calculados se ingresa las dimensiones de la columna, con los armados establecidos en el pre-dimensionamiento, las inercias agrietadas como indica la NEC-15 y con la opción que el ETABS nos chequee el diseño que hemos establecido más no que lo calcule.

Figura 28

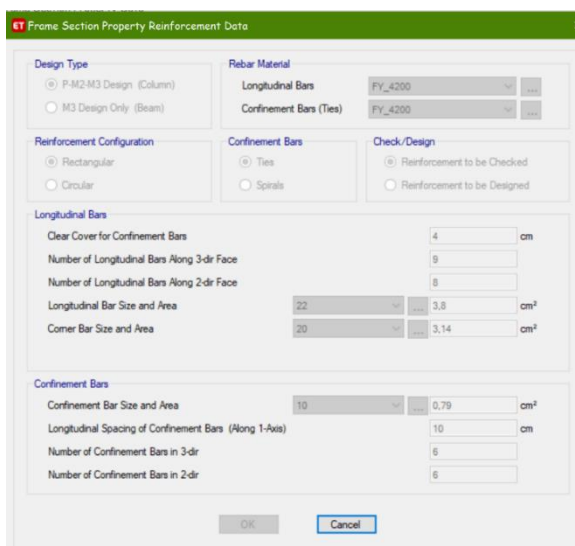
Definición de las dimensiones e inercias agrietadas de la columna de hormigón armado.



Nota: Ingreso de las dimensiones de la columna. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 29

Armado de la columna de hormigón armado.



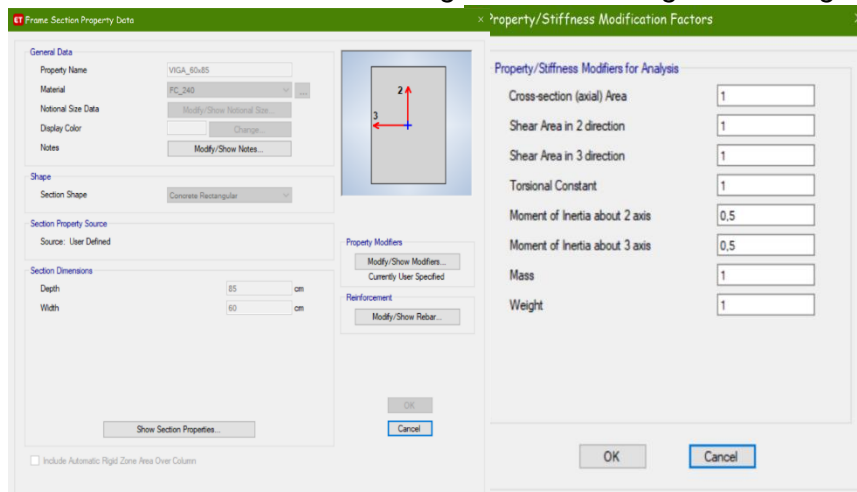
Nota: Armado de la columna. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Vigas Principales.

De igual manera se modela las vigas con todos los pre-dimensionamientos anteriormente calculados, con la diferencia que en esta ocasión le damos la opción al ETABS que diseñe el reforzamiento en las vigas.

Figura 30

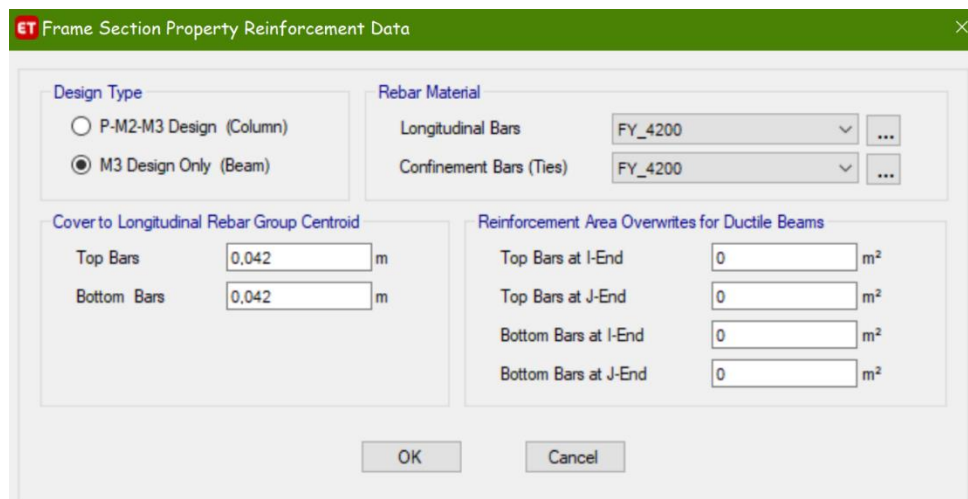
Definición de las dimensiones e inercias agrietadas de la viga de hormigón armado.



Nota: Ingreso de las dimensiones de la viga. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 31

Definición del reforzamiento de la viga de hormigón armado.



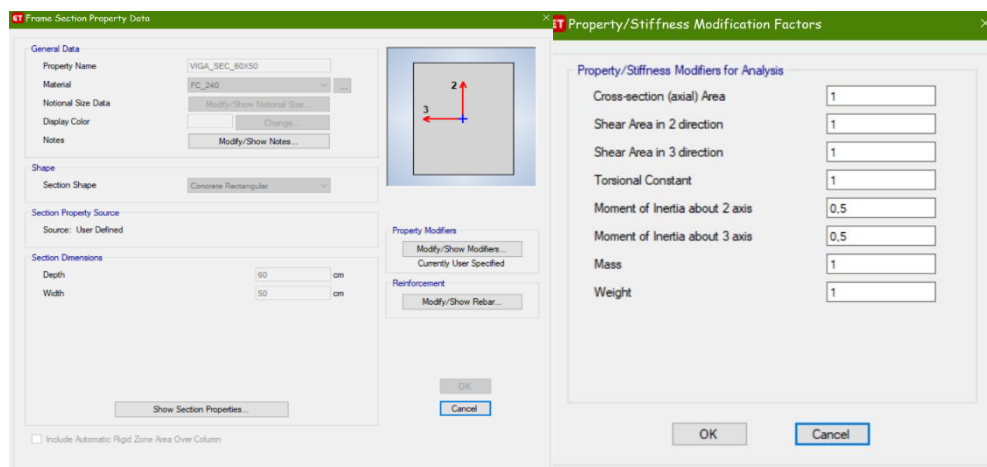
Nota: Reforzamiento de la viga. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Vigas Secundarias.

El ingreso de las vigas secundarias son de la misma forma que las principales, la única diferencia es el armado y la sección que tienen, ya que son las que rompen la luz del vano para que la losa no sea muy pesada, porque debería tener más espesor.

Figura 32

Definición de la viga secundaria de hormigón armado.



Nota: Ingreso de las dimensiones de la viga secundaria. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Losa.

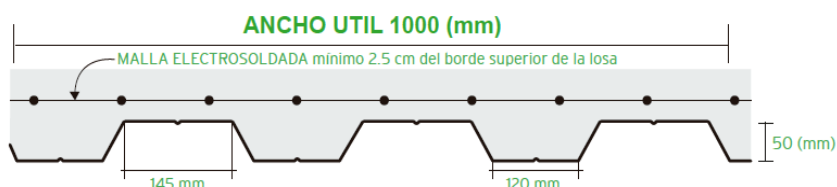
Para el modelamiento de la losa, según los planos proporcionados por el CEE, nos indica que se tiene una losa alivianada de 25 cm, por recomendación de nuestro tutor se modificó la losa con una carpeta de compresión de 7cm, ya que por la experiencia con una losa de 5 cm se produce punzonamiento, al colocar este espesor en la losa nos dio un peso exagerado por tal motivo se realizó el cambio por la losa de placa colaborante Steel Deck en la cual la cantidad de hormigón es menor y por ende su peso, lo cual hace que la estructura se comporte mejor, de esta manera logramos bajar pesos en vigas y por ende la respuesta sísmica del edificio.

Para poder ingresar los datos que requiere la losa Deck nos hemos basado en el catálogo de Kubiec en el cual indica las dimensiones y los pesos que se debe tomar en

cuenta en el diseño, adicional se debe diseñar las viguetas que van a servir como apoyos para nuestra losa Deck.

Figura 33

Esquema de losa con placa colaborante.



Nota: Esquema general de losa con placa colaborante. Tomado de Kubiec. Catálogo Kubilosa, 2018.

El modelo en el ETABS nos pide más datos adicionales los cuales hemos colocado en una hoja de Excel para poder ingresar al programa con mayor facilidad, en la misma se calcula el peso de la losa con placa colaborante y se adiciona los pesos como son masillado, gypsum y paredes.

Tabla 17

Excel para el ingreso de la losa colaborante.

DATOS DECK				CALCULOS			
Vol Hormi	0,08954	m ³ /m ²	Peso_hormi	0,21490	ton/m ²		
Peso_deck	6,37	kg/m ²	DUW	0,221	ton/m ²		
e_deck	0,65	mm	SSD	0,022	m		
L_Max_apun	1,76	cm	FU	42000,00	ton/m ²		
tc	7,00	cm					
hr	5,00	cm	PESO_DECK	221,000	kg/m ²		
wrt	14,50	cm	Enlucido	40,00	kg/m ²		
wrb	12,00	cm	Gypsum	8,00	kg/m ²		
sr	33	cm	Paredes	50,00	kg/m ²		
hs	8,90	cm	Total CM	319,00	kg/m ²		
fc	2,40	t/m ²	Total CM	0,319	t/m ²		

MÁXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGÚN CONDICIONES DE APOYO					
ESPESOR KUBILOSA (mm)	CONDICIÓN DE APOYO	ESPESOR DE LA LOSA (cm)			
		5	6	7	8
0,65	una luz	1,59	1,52	1,47	1,42
	dos luces	2,06	1,98	1,90	1,84
	tres luces	1,91	1,83	1,76	1,70
0,76	una luz	1,67	1,60	1,54	1,49
	dos luces	2,17	2,08	2,01	1,94
	tres luces	2,01	1,92	1,85	1,79
0,90	una luz	1,77	1,70	1,63	1,58
	dos luces	2,30	2,20	2,12	2,05
	tres luces	2,12	2,03	1,96	1,89

Property Data	
Slab Depth, tc	0,07 m
Rib Depth, hr	0,05 m
Rib Width Top, wrt	0,145 m
Rib Width Bottom, wrb	0,12 m
Rib Spacing, sr	0,33333 m
Deck Shear Thickness	0,0065 m
Deck Unit Weight	0,22 tonf/m ²
Shear Stud Diameter	0,022 m
Shear Stud Height, hs	0,089 m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	42000 tonf/m ²

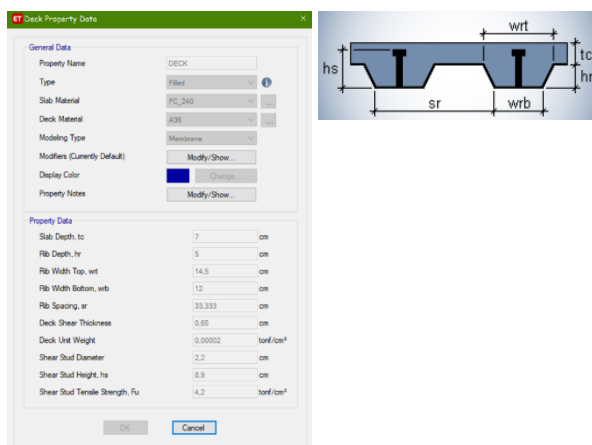
Nota: Cuadro de Excel pesos de Kubilosa. Tomado de Kubiec. Catálogo Kubilosa, 2018 e ingreso al ETABS 18.

Se escogió una losa Kubiec de espesor de 0,65 mm, con una losa de 7 cm sobre la cresta de la misma, al momento de ingreso se necesita especificar la cantidad de viguetas que vamos a colocar en los vanos, por tal motivo se analizó el vano con mayores dimensiones en este caso en el vano de 5,90 x 7,10 m. Mediante los cálculos realizados se obtuvo que necesitamos 3 viguetas, según las tablas de Kubiec nos indica que debemos tener una luz sin apuntalar de 1,76 m, es lo que recomienda el fabricante, en nuestro caso al tener luces de vanos variadas el valor es menor con luces de 1,47 m a 1,12.

Con estos datos establecidos se realiza el ingreso de la losa Deck en el ETABS como tipo Filled lo que significa que va a tener pernos de corte y nos servirán para anclar la losa Deck con la vigueta y está al concreto como una losa colaborante en el diseño, además se discretizó la losa, este proceso se lo realizó en partes de 50 cm por lado con esto conseguimos que nuestro modelo se asemeje a la realidad y los resultados que esperamos sean los correctos.

Figura 34

Ingreso de la losa colaborante al ETABS.



Nota: Datos de pesos de Kubilosa para el modelamiento en el ETABS 18. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Donde:

1. **tc**: carpeta de compresión.
2. **hr**: altura de la onda de la losa.
3. **wrt**: ancho de la onda.
4. **wrb**: ancho de la onda completa.
5. **sr**: cantidad de ondas en la sección
6. **hs**: altura del perno.

Los datos como son el volumen del hormigón, peso de la lámina Deck, se las obtiene de las tablas de Kubiec.

Figura 35

Volumen de hormigón losa de 7 cm.

VOLÚMEN DE HORMIGÓN /m2		
	Espesor de losa (cm)	Hormigón m3/m2
Hormigón sobre la cresta. Espesor de la losa.	5	0.06950
	6	0.07954
	7	0.08954
	8	0.09954
	10	0.11954
	12	0.13954

Nota: Datos de pesos de Kubilosa para el hormigo con una losa de 7 cm de espesor. Tomado de Kubiec. Catálogo Kubilosa, 2018.

Para obtener el peso del hormigón multiplicamos el valor antes mencionado por el peso específico del hormigón de la siguiente manera:

$$Peso_{Hormigón} = 0,08954 \frac{m^3}{m^2} * 2,4 \frac{t}{m^3} = 0,2149 \frac{t}{m^2}$$

A este peso se debe sumar el peso de la lámina Deck que vamos a utilizar en este caso una lámina de 0,65 mm cuyo peso es 6,37 kg/m²

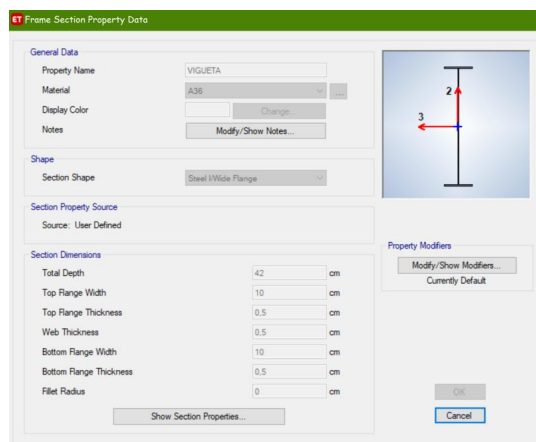
$$Peso\ losa\ DECK = 0,2149 \frac{t}{m^2} + 0,00637 \frac{t}{m^2} = \mathbf{0,221\ t/m^2}$$

Viguetas Secundarias de Acero.

Las viguetas secundarias se ingresan de la siguiente manera:

Figura 36

Ingreso de vigueta secundaria al ETABS 18.



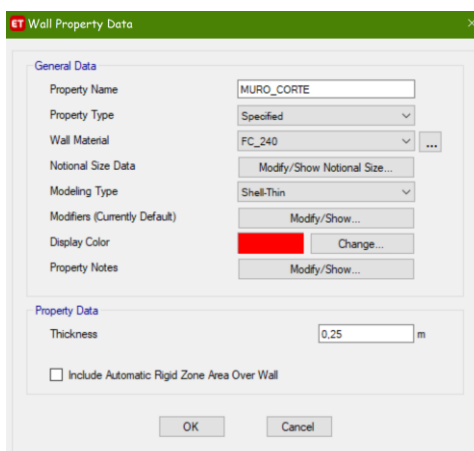
Nota: Ingreso de geometría de la vigueta secundaria al ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Muro de corte.

Se realizó el modelamiento de los muros de corte para poder controlar los desplazamientos torsionales que se generaron en el edificio, para lo cual se propuso un muro de hormigón armado de 25 cm de espesor.

Figura 37

Muro de corte ETABS 18.



Nota: Ingreso de geometría del muro de corte al ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

A continuación, se presenta el edificio modelado en una vista en 3D y una en planta de este.

Figura 38

Vista 3d del Bloque 1.



Nota: Vista 3d del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Una vez que se tiene el modelo de nuestro bloque se continua con el ingreso de los parámetros que nos van a servir para el correcto desempeño de la estructura, los cuales se los calcula previamente según el tipo de suelo, irregularidades, pesos, espectros, etc.

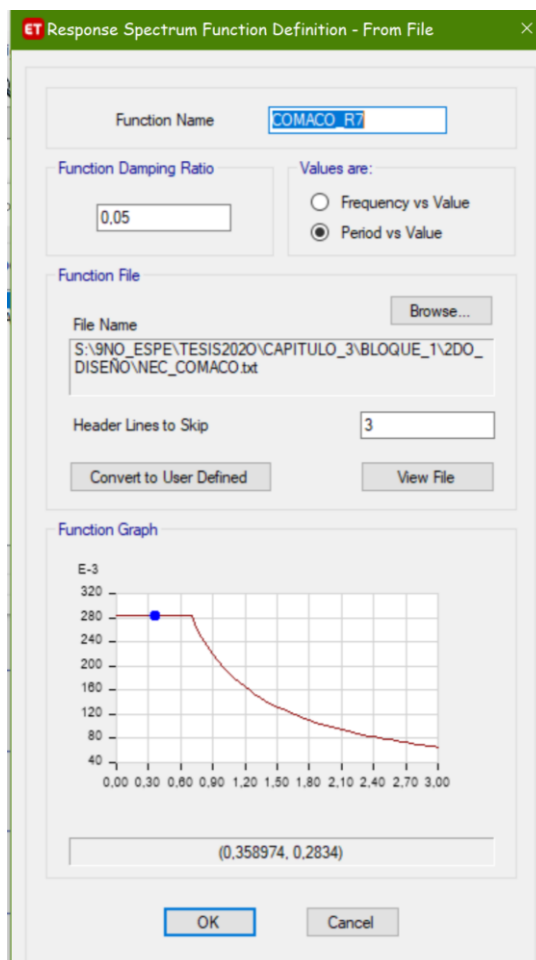
Para el modelamiento del bloque 1 se indica los aspectos específicos para el diseño de la estructura.

Espectro de Diseño.

El espectro de diseño se lo crea en base a las diferentes condiciones en las cuales se desarrolla nuestra estructura, se crea un archivo en Excel y se lo importa al ETABS para crear la demanda a la cual vamos a someter al Bloque 1.

Figura 39

Espectro de diseño del Bloque 1.



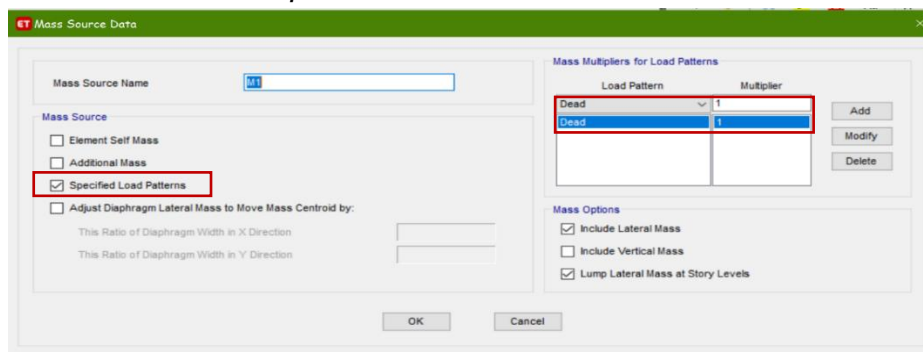
Nota: Ingreso del espectro de diseño calculado del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Definición de la Masa.

En este aspecto colocamos la masa queremos ocupar para poder diseñar el Bloque, en este caso se coloca la opción **Specified Load Patterns**, lo cual significa que a partir de los datos que nosotros le demos al ETABS ya sea en la carga muerta o viva con estos valores calculará la masa que se aplica a la estructura, en este caso se ha escogido el patrón de carga DEAD al 100%.

Figura 40

Definición de masa del Bloque 1.



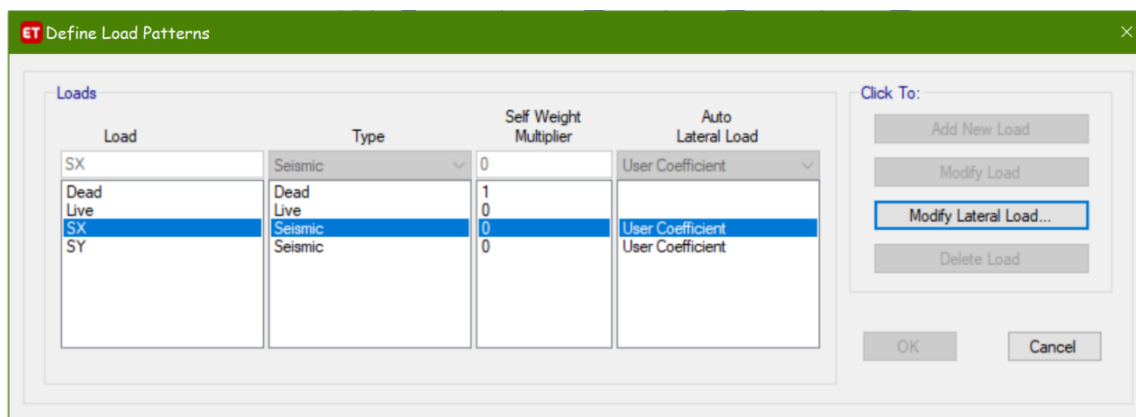
Nota: Definición de masa del Bloque 1 para el modelamiento en el ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Definición de los patrones de carga.

Para la corrida del edificio en el ETABS se debe definir los patrones de carga a los cuales se va a someter la estructura, dentro de los cuales hemos establecido los siguientes:

Figura 41

Patrones de cargas del Bloque 1.



Nota: Definición de los patrones de cargas del Bloque 1 para el modelamiento en el ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18

Si bien en cierto el ETABS calcula el peso propio automáticamente si se le da el valor de 1, esto significa que se debe hacer el análisis de pesos para poder ingresar la carga faltante para que se complete el 100% del peso, de igual manera se ingresan, la

carga viva y los sismos en ambos sentidos, estos últimos debemos observar los valores que toman los coeficientes C y K, que son el porcentaje del cortante basal con el que se va a calcular los sismos y el valor de importancia que tiene el edificio de acuerdo a su altura.

Cortante basal de diseño V

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

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} W$$

Dónde

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ØP y ØE: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

Ta: Periodo de vibración.

$$V = \frac{1,5 * 1,19}{7 * 1 * 0,90} = 0,283$$

Tabla 18

Factores para el cálculo del cortante basal Bloque 1.

DATOS				DATOS		
I	1,5			Ct	0,055	
fip	1,0			h	11,16	m
fie	0,90			alfa	0,90	
R	7			T1	0,48	s
n	2,48			Treal	0,335	s
Z	0,40			SUELO	D	
SUELOS	C	D	E	Sa	1,19	g
Fa	1,20	1,20	1,00	coef	0,283	
Fd	1,11	1,19	1,60	Wr	5064	t
Fs	1,11	1,28	1,90	Vmin	1292	t
r	1,00	1,00	1,50	k	1,00	

Nota: Excel para definir los factores del cortante basal para el Bloque 1 para el ingreso al ETABS, es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 42

Coeficiente K y C del Bloque 1.

Nota: Ingreso del Coeficiente K y C del Bloque 1 para el modelamiento sísmico en el ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

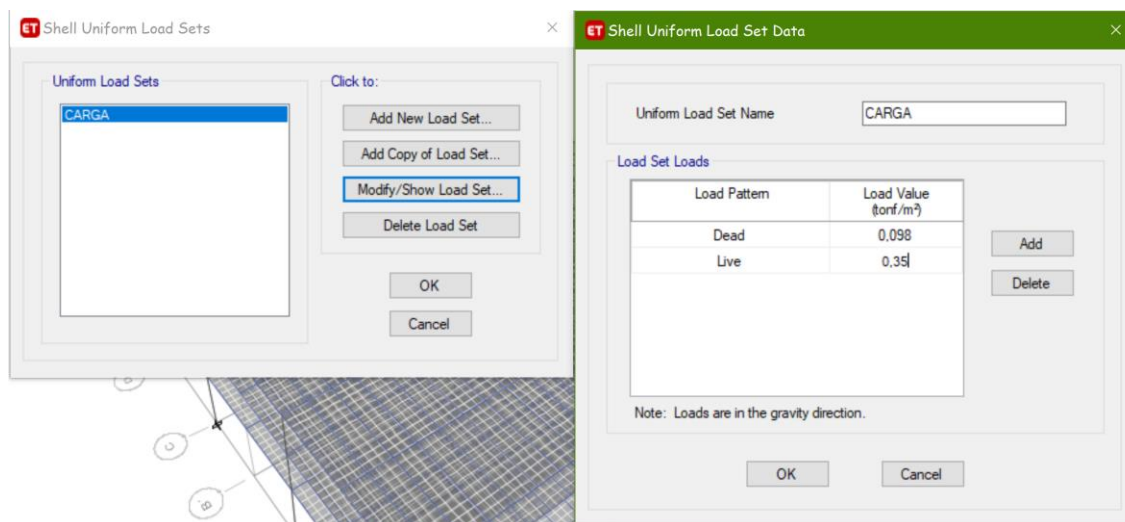
El mismo procedimiento se lo aplica para el sismo en sentido Y con las mismas consideraciones antes descritas.

Definición de las cargas.

En este punto se ingresan los valores tanto de la carga viva y la carga muerta que será aplicada a nuestro edificio, con las consideraciones que hemos tomado se crea un patrón de cargas con los siguientes valores:

Figura 43

Definición de carga viva y muerta del Bloque 1.



Nota: Ingreso de los valores de carga viva y muerta del Bloque 1 para el modelamiento en el ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Se estableció un valor de carga muerta de 0,098 t/m² y 0,35 t/m² de carga viva, el primer valor completa el 100% de la carga muerta de la siguiente manera:

Tabla 19

Cálculo carga viva y muerta del Bloque 1.

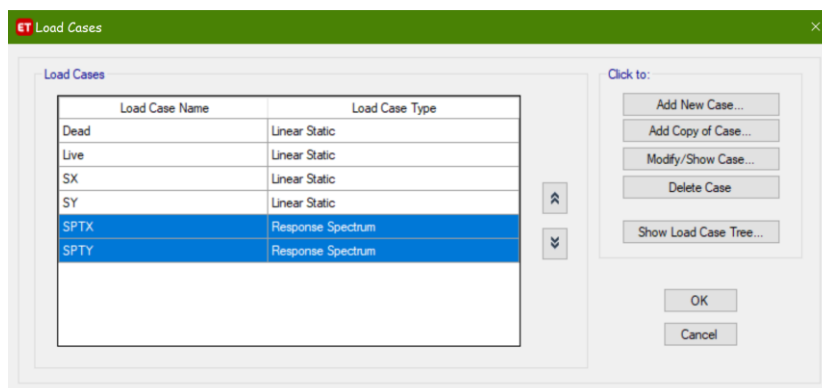
CARGA MUERTA	319,00	kg/cm ²
PESO LOSA	221,00	kg/cm ²
TOTAL	98	kg/cm²

Nota: Excel con cargas de diseño del Bloque 1 para el ingreso al ETABS, es de autoría propia de los autores de los autores.

Posteriormente se define los casos de análisis que vamos a ocupar, en primera instancia todos los lineales, pero necesitamos un caso en el cual apliquemos la fuerza sísmica, por tal razón se crea el caso de carga SPTX y SPTY los mismos que hemos utilizado el espectro creado a partir de los datos anteriormente analizados.

Figura 44

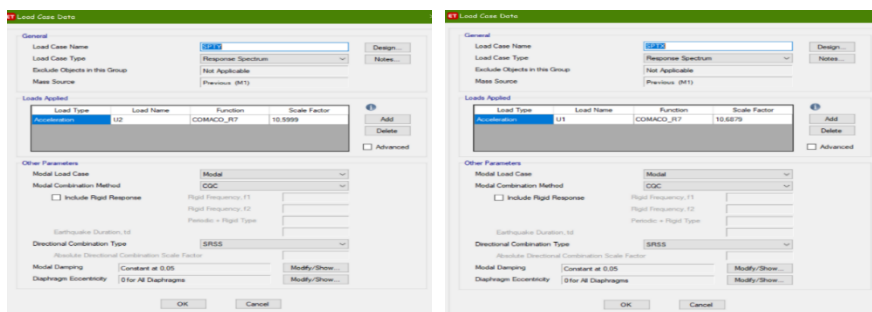
Definición de casos de análisis del Bloque 1.



Nota: Ingreso de los casos de cargas del Bloque 1 para el modelamiento en el ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 45

Definición de casos de análisis dinámicos del Bloque 1.



Nota: Ingreso de los casos dinámicos del Bloque 1 para el modelamiento en el ETABS. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En este aspecto debemos tener en cuenta los sentidos al momento de agregar el tipo de carga, U1 sentido X y U2 sentido Y, además se aplica el caso modal para la estructura que es el CQC (Complete Quadratic Combination), método que tiene en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos cercanos causados por el amortiguamiento, con este método se evita que dichos modos se superpongan.

Definición de las combinaciones de carga.

Para poder realizar la corrida del programa se debe establecer las combinaciones de carga a las cuales va a ser solicitada la estructura, nuestra norma indica lo siguiente: las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

- Combinación 1: $1.4 D$
- Combinación 2: $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr ; S ; R]$
- Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \max[Lr ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]$
- Combinación 4: $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr ; S ; R]$
- Combinación 5: $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- Combinación 6: $0.9 D + 1.0 W$
- Combinación 7: $0.9 D + 1.0 E$

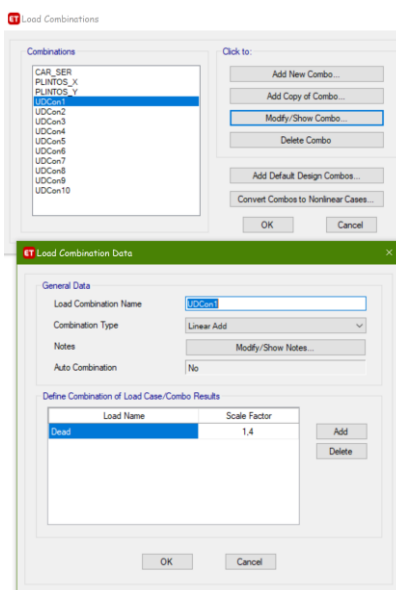
Estas combinaciones se ingresan en el ETABS, las mismas nos permiten analizar el comportamiento de la estructura y llegar a la conclusión si el diseño que hemos establecido fue el correcto y si no es así poder mejorarlo.

Adicional se creó una combinación en la cual colocamos al 100% la carga viva y la carga muerta para poder analizar el índice de estabilidad del edificio, más adelante se profundizará en este tema.

Cabe recalcar que este procedimiento se lo realiza de manera básica para los dos bloques estructurales, la parte que se diferencian es en la concepción del bloque 2, en el cual tenemos en la parte superior el helipuerto de estructura metálica el mismo que se debe diseñar bajo las normas de acero como corresponde.

Figura 46

Ejemplo del ingreso de la combinación 1 para el Bloque 1.



Nota: Ingreso de la combinación de carga 1 para el Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18

Capítulo IV

Análisis de los resultados

Períodos y modos de vibración Bloque 1

Los modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo o una excitación dinámica; por este motivo es importante fijarse en sus valores, especialmente en el primer modo de vibración ya que nos puede indicar que la estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico. Los modos de vibración son adimensionales (Aguilar F., 2012).

En forma elemental, las estructuras oscilan de un lado hacia otro (modo fundamental), sin embargo, existen varios modos de vibración. El movimiento es mayor conforme la estructura aumenta en altura, por tanto, el movimiento es mayor en la parte superior y menor en la base. Si ocurriera un sismo, este movimiento de vibración de la estructura se incrementa (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

A continuación, se muestran los periodos de vibración del bloque 1.

Figura 47

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Bloque .

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									ROTACIONES EN LOS EJES					
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,335	85%	1,21E-06	0	0,8494	1,21E-06	0	0	0,2351	3,10E-05	0	0,2351	3,10E-05
Modal	2	0,328	1,42E-06	86%	0	0,8494	0,859	0	0,2231	0	0,0003	0,2231	0,2351	0,0004
Modal	3	0,219	2,93E-05	0,0003	0	0,8495	0,8593	0	0,0001	3,02E-06	0,8489	0,2232	0,2351	0,8493
Modal	4	0,084	2,04E-06	0,1276	0	0,8495	0,9869	0	0,7163	1,03E-05	0,0001	0,9395	0,2351	0,8494
Modal	5	0,082	0,1364	2,12E-06	0	0,9859	0,9869	0	1,15E-05	0,699	7,25E-06	0,9395	0,9341	0,8494
Modal	6	0,057	3,68E-06	0,0001	0	0,9859	0,9871	0	0,0007	2,54E-05	0,1375	0,9402	0,9341	0,987
Modal	7	0,039	0	0,0129	0	0,9859	0,9999	0	0,0595	1,66E-06	1,99E-05	0,9997	0,9341	0,987
Modal	8	0,036	0,0141	0	0	1	0,9999	0	2,09E-06	0,0658	3,19E-06	0,9997	0,9999	0,987
Modal	9	0,028	2,81E-06	4,88E-05	0	1	1	0	0,0002	1,28E-05	0,013	1	1	1

Nota: Excel con resultados de las masas de participación modal del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En figura 47 podemos observar los periodos de vibración del bloque 1, la participación modal la misma tiene 9 modos porque se diseñó la estructura con 3 grados de libertad por piso, de igual manera se tiene las sumatorias de las rotaciones en los ejes se puede observar que los dos primeros modos de vibración se encuentra en el 85% y 86% respectivamente lo cual nos indica que su movimiento es traslacional, además nuestra norma nos dice que se debe completar por el menos el 98% de participación modal, como podemos observar a medida que pasan los modos la participación de la masa va en aumento hasta llegar al 100% esto nos indica que el dato que ingresamos a nuestra estructura es la correcta.

En la actualidad no existe una normativa que nos indique un valor aproximado de aceptación para los modos de vibración, lo que debemos tener en cuenta es que los 2 primeros modos de vibración de la estructura sean traslacionales y el 3er modo de rotación, es por tal motivo que hemos considerado un margen de aceptación del 20% para los modos de vibración en caso de que presenten torsión en sus movimientos, esto lo permitimos si las distorsiones están controladas.

Tabla 20

Control de Modos de vibración Bloque 1.

TORSION		
MODO1	TRASLACION	OK
MODO2	TRASLACION	OK
MODO3	TORSION	OK

Nota: Excel con chequeos realizados al Bloque 1, es de autoría propia de los autores de los autores.

Deflexiones

Se entiende por deflexión aquella deformación que sufre un elemento por el efecto de las cargas verticales. Los cálculos de deflexión son una parte importante del análisis y diseño estructural, y los ingenieros de diseño normalmente están obligados a

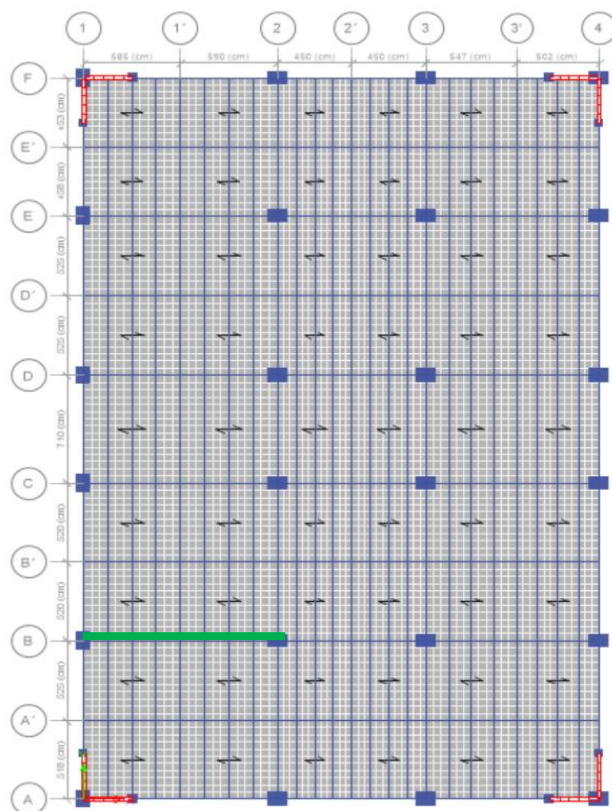
verificar que las deflexiones en servicio estén dentro de los límites tolerables dados por las especificaciones y códigos estándar. Hay varios métodos disponibles para el cálculo de deflexiones en estructuras (Camargo G, Ricardo, & Herrera, 2018).

Se ha considerado la viga más crítica dentro del bloque 1 a la cual vamos a analizar tanto los momentos, como su acero, y su deflexión.

La deflexión permisible para una viga en pisos en de $L/360$ solo carga viva y $L/240$ carga total

Figura 48

Viga crítica para el Bloque 1.

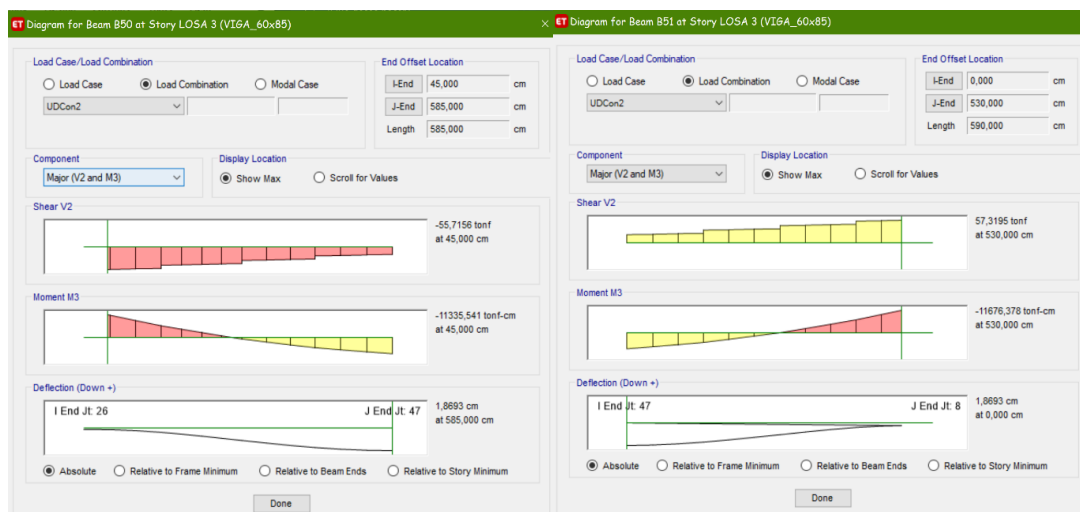


Nota: Viga de 11,75 m del Bloque 1 considerada crítica. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

La deflexión máxima de la viga crítica se la obtiene del ETABS de la losa 3, una vez verifica la combinación que produce una mayor deflexión se procede a la comparación con la máxima permitida, como la viga está dividida en dos partes como sucede en la realidad en la parte constructiva se muestran los valores tanto de la viga de la izquierda como la de la derecha y se realiza la comparación con los límites establecidos.

Figura 49

Viga crítica para el Bloque 1 deflexión por combinación crítica.



Nota: Bloque 1 viga Izquierda de 5,85 m y Viga izquierda 5,90 m deflexión en el Centro de la luz 1,87 cm, por el Combinación 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 50

Viga crítica deflexión por carga muerta.



Nota: Bloque 1 viga Izquierda de 5,85 m y Viga izquierda 5,90 m deflexión en el Centro de la luz 1,01 cm, por Carga Muerta. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En las figuras 49 y 50 se observa las deflexiones máximas de la viga de 70x80 en la losa 3, se realizó la comparación con la deflexión permitida con los siguientes resultados.

Tabla 21

Control de deflexión.

DEFLEXIONES VIGA CRITICA			
Long. VIGA	1175	CM	
Deflex permi CV	3,2639	4,90	cm
Deflex etabs	1,87	1,02	cm
	OK	OK	

Nota: Bloque 1 control de deflexión por carga viva L/360 y Carga muerta L/240, es de autoría propia de los autores de los autores.

Deriva de piso.

El siguiente control que debemos tener en cuenta es la deriva de piso, nuestra norma nos indica que las derivas de piso no podrán sobrepasar los límites de la deriva inelástica como se muestra en la tabla 12.

Tabla 22

Valores máximos permitidos para derivas de piso.

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

Nota: Derivas permitidas para diferentes tipos de estructuras. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (p. 51), Peligro Sísmico Diseño sismo resistente, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

A continuación, se muestran los valores de las derivas en los pisos de la estructura, cabe mencionar que el ETABS nos muestra la deriva elástica del edificio, por tal razón debemos obtener la deriva inelástica, el cual es la multiplicación del factor 0,75 de reducción por flexión y el factor de reducción sísmica R que en el caso de nuestra estructura es 7.

Tabla 23

Deriva elástica sentido X del bloque 1.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation cm	Location	X-Dir	Y-Dir
LOSA 3	1116	Top	0,001227	0,000035
LOSA 2	792	Top	0,001281	0,000031
LOSA 1	468	Top	0,000857	0,000022
CIMENTACION	0	Top	0	0

Nota: Valores de la deriva elástica sentido X obtenida por el ETABS del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Tabla 24

Deriva elástica sentido Y del bloque 1.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	cm			
LOSA 3	1116	Top	0,00005	0,001114
LOSA 2	792	Top	0,000051	0,001203
LOSA 1	468	Top	0,000039	0,000846
CIMENTACION	0	Top	0	0

Nota: Valores de la deriva elástica sentido Y obtenida por el ETABS del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Se procede a obtener la deriva inelástica en ambos sentidos de la estructura como se observa en las tablas anteriores el mayor valor se da en la losa 2, el mismo debe ser menor que el 2% como indica la norma.

$$\text{deriva inelastica} = 0,75 * \text{deriva elastica} * R$$

Tabla 25

Derivas inelásticas del bloque 1.

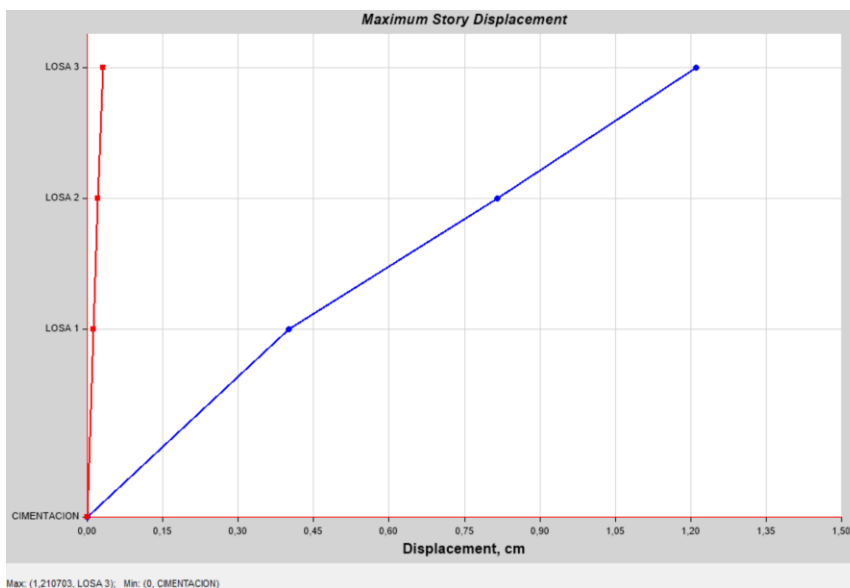
DERVELÁSTICA X	0,001285	NEC-15
DERVINELÁSTICA	0,67%	OK
DERVELÁSTICA Y	0,001206	
DERVINELÁSTICA	0,63%	OK

Nota: Cálculo de las derivas inelásticas del Bloque 1 en ambos sentidos y control de las mismas, es de autoría propia de los autores de los autores.

Es importante observar los desplazamientos máximos en el último piso, ya que con estos valores podremos establecer la separación o junta de construcción que debe existir con el bloque 2.

Figura 51

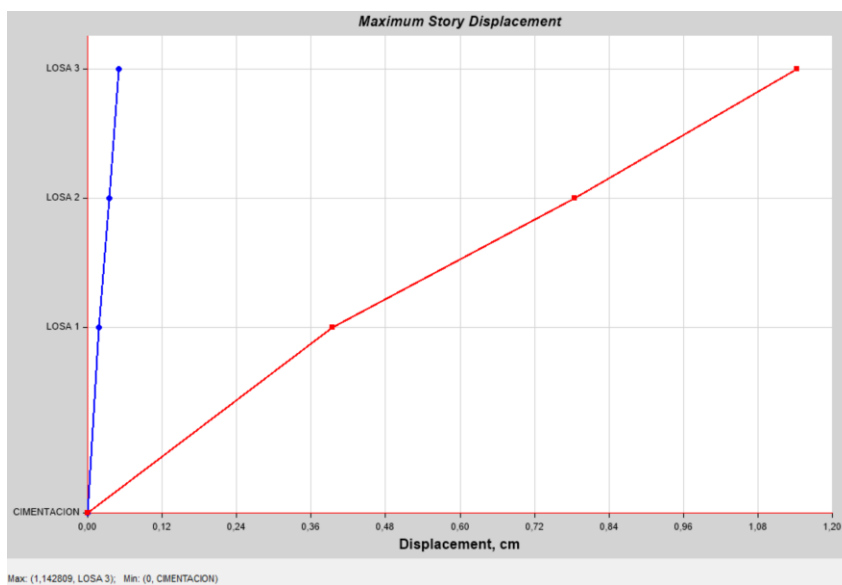
Desplazamiento máximo en sentido X del bloque 1.



Nota: Valores Desplazamiento máximo en la losa 3 sentido X de 1,21 cm obtenidos por el ETABS del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 52

Desplazamiento máximo en sentido Y del bloque 1.



Nota: Valores Desplazamiento máximo en la losa 3 sentido Y de 1,14 cm obtenidos por el ETABS del Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Una vez que hemos revisado las derivas en la estructura, procedemos a controlar los momentos que se establecieron en el prediseño y estar seguros de que nuestra estructura soporta las solicitaciones que le hemos dado.

Verificación del sismo estático vs sismo dinámico.

Una vez verificados los datos anteriores un parámetro de suma importancia la comprobación del sismo estático vs el sismo dinámico.

El sismo estático es aquel que se calcula con el cortante basal como un porcentaje % de la carga muerta total del edificio.

El sismo dinámico es aquel que se calcula con el espectro de diseño que se lo ingresa con los valores antes descritos y con las debidas irregularidades.

Nuestra norma nos dice lo siguiente:

Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 90% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

En el caso de nuestro bloque 1 lo consideramos una estructura regular por tal motivo debemos cumplir la primera condición.

Verificamos primero el AUTO SEISMIC LOAD que nos da el ETABS para comprobar el coeficiente K y C :

Figura 53

Control del cortante dinámico del bloque 1.

Name	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX	Yes	No	0,05	LOSA 3	CIMENTACION	0,283	1	4878,68561	1380,668
SY	No	No	0,05	LOSA 3	CIMENTACION	0,283	1	4878,68561	1380,668

Nota: Valores del Auto seismic load con los coeficientes C y K Bloque 1. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Al realizar la multiplicación del peso que no indica el ETABS por el coeficiente que tiene un valor de 0,283 nos como resultado 1380,68 t, este es el valor del cortante estático a este valor le sacamos el 80%.

$$V_{estatico} = 80\% * 1380,68 = 1104,53 t$$

Posterior a esto tenemos que verificar que el sismo dinámico en los dos sentidos sea mayor a este valor, en la siguiente tabla de ETABS comprobamos los valores de los sismos:

Los valores marcados en azul son los sismos dinámicos en ambos sentidos de análisis, como indica la norma deben ser mayores que el 80% del sismo estático, por la razón tenemos lo siguiente:

Figura 54

Resultados de cortante dinámico del bloque 1.

Story	Output Case	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-cm	MX tonf-cm	MY tonf-cm
LOSA 1	Live	Bottom	1559,4071	0	0	0	3706714,342	-2435809,054
LOSA 1	SX	Top	0	-1380,668	0	3488934,848	0,0003451	-553127,495
LOSA 1	SX	Bottom	0	-1380,668	0	3488934,848	0,0003449	-1199280,131
LOSA 1	SY	Top	0	0	-1380,668	-2297511,922	553127,494	0,000423
LOSA 1	SY	Bottom	0	0	-1380,668	-2297511,922	1199280,13	0,000424
LOSA 1	SPTX	Top	0	1319,9325	0,5878	3141200,638	236,269	554066,185
LOSA 1	SPTX	Bottom	0	1319,9325	0,5878	3141200,638	457,805	1160322,198
LOSA 1	SPTY	Top	0	0,5748	1302,9242	2095605,458	542393,494	227,012
LOSA 1	SPTY	Bottom	0	0,5748	1302,9242	2095605,458	1141669,438	445,548

Nota: Sismos dinámicos por plantas lo que nos interesa en el la base. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Con los datos obtenidos por el ETABS observamos que el sismo dinámico es mayor que el estático:

$$\text{SISMO DINÁMICO} = \begin{matrix} SPTX = 1315,73 > 1101,02 & \text{OK} \\ SPTY = 1298,78 > 1101,02 & \text{OK} \end{matrix}$$

Curva de capacidad sísmica.

Una vez que hemos comprobado los resultados que se esperaban, se procede a realizar el Pushover de la estructura, así podremos obtener la curva de capacidad sísmica del edificio, para este proceso debemos definir ciertas características las cuales nos permitirán ingresar al ETABS el estado de carga no lineal para que se ejecute el Pushover.

Básicamente se requieren los siguientes requisitos para poder realizar esta técnica en el ETABS:

1. Ingreso de fuerzas laterales.
2. Definición del estado Carga no lineal.

3. Ingreso de rotulas plásticas en vigas y columnas.
4. Colocación de aceros en vigas.
5. Definición del estado Pushover.

Como primer paso se procede a calcular las fuerzas laterales que están presentes en nuestra estructura, cabe mencionar que el ETABS ya realiza este proceso, pero nosotros lo hemos de forma manual para comprobar los resultados.

En la tabla 25 se muestran los resultados de las fuerzas laterales calculadas para el ingreso al ETABS

Tabla 26

Cálculo de fuerzas laterales para el bloque 1.

PISOS	h (m)	w_i (ton)	$h*w_i$ (ton/m)	%	V_i (ton)	V total (ton)
3	11,16	1688,00	18838,08	47,0%	648,18	648,18
2	7,92	1688,00	13368,96	33,3%	460,00	1108,18
1	4,68	1688,00	7899,84	19,7%	271,82	1380,00
0	0	0	0	0,0%	0,00	1380,00
TOTAL PESO			40106,88 t			

Nota: Fuerzas Laterales que se ingresan al ETABS para continuar con el Pushover, es de autoría propia de los autores de los autores.

Donde:

h= altura de piso acumulada.

w_i= Peso individual por piso.

h*w_i= Carga por piso.

%= porcentaje de carga para cada piso.

V_i= Cortante por piso.

Vtotal= Cortante acumulado por piso.

Realizamos la comparación con las fuerzas calculadas por el ETABS con los siguientes resultados:

Figura 55

Fuerzas Laterales calculadas por el ETABS bloque 1.

	Story	Output Case	Location	VX tonf
	LOSA 3	SX	Top	-616,4464
	LOSA 3	SX	Bottom	-616,4464
	LOSA 2	SX	Top	-1090,7372
	LOSA 2	SX	Bottom	-1090,7372
	LOSA 1	SX	Top	-1380,668
	LOSA 1	SX	Bottom	-1380,668

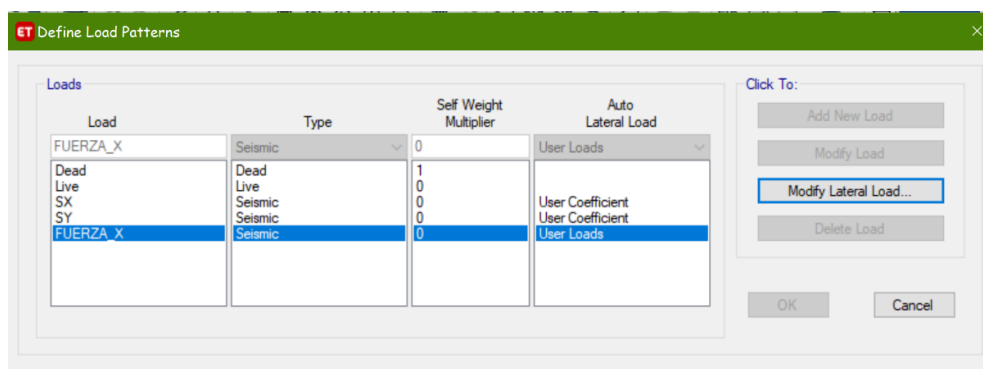
Nota: Valores de fuerzas que calcula el ETABS con las consideraciones antes mencionadas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Como se puede observar las fuerzas que hemos calculado de manera manual son similares con las que el programa las obtiene directamente.

Procedemos a crear el patrón de carga y el caso de la Fuerza X y su ingreso en el ETABS, cabe mencionar que estas cargas serán aplicadas en los diafragmas anteriormente definidos en cada piso de la estructura.

Figura 56

Definición del patrón de carga Fuerza_ X bloque 1.



Nota: Creación del patrón de carga para colocar las fuerzas laterales. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 57

Definición del patrón de carga Fuerza_ X bloque 1.

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-cm
LOSA 3	D3	648,18	0	0
LOSA 2	D2	460	0	0
LOSA 1	D1	271,82	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0,05

Buttons: Sort Rows, Add Row, Delete Rows, OK, Cancel

Nota: Ingreso en los diafragmas de cada piso las fuerzas laterales calculadas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 58

Creación del caso de carga para el bloque 1.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: FUERZA_X

Load Case Type: Linear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: M1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT included)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FUERZA_X	1

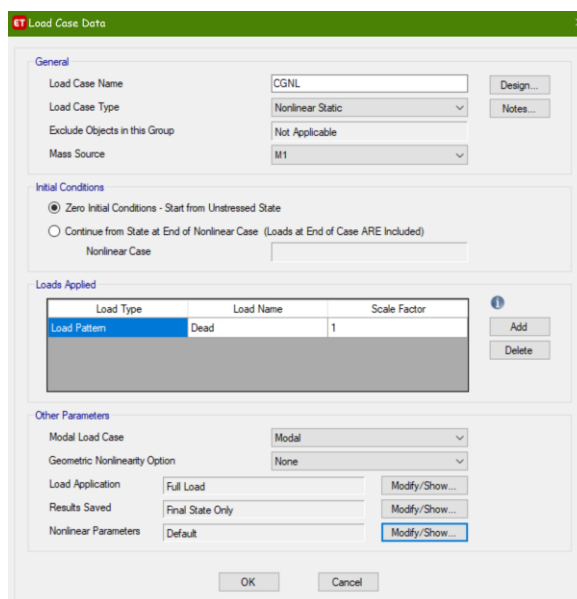
Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel

Nota: Creación del estado de carga para el Pushover. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Para el proceso del Pushover se crear el caso de Carga gravitacional no lineal (CGNL), el cual se lo ingresa para que inicie en la carga muerta y posteriormente de paso al estado Pushover.

Figura 59

Creación del caso de carga no lineal para el bloque 1.



Nota: Creación del estado de carga no lineal (CGNL) para el Pushover. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Como siguiente paso se deben ingresar las rotulas plásticas tanto en vigas como columnas de nuestro edificio, el ETABS realiza este proceso de manera automática se asigna el 5% de la longitud al inicio de la viga y el 95% al final, con resultados muy cercanos a la realidad, pero en este caso hemos realizado un cuadro en cual nos da de manera exacta la distancia para ingresarla en el programa y que estas rótulas se ubiquen justo en la cara de las vigas con resultados más confiables.

Este proceso es reiterativo por lo cual se da explica de manera general como se lo realiza:

1. Se escoge la viga para el ingreso.
2. Se verifica las dimensiones entre las columnas que se encuentran las vigas.

3. Se divide para 2 la base de la columna (según el sentido de la misma)
4. Y ese resultado lo dividimos para la longitud del vano en el cual se encuentra la viga, este será el valor que se debe colocar al inicio de la rótula.
5. El valor al final de la viga será 1 – el inicio de la rótula.

Tabla 27

Excel para determinar rótulas plásticas para el bloque 1.

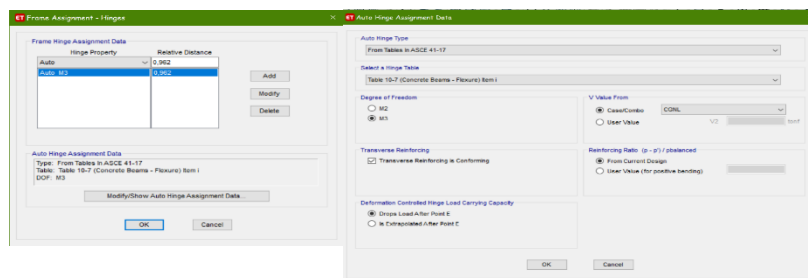
rotula plástica 1			
B col/2	longitud vano	inicio rot	final rot
0,60	11,75	0,0511	0,9489
0,45	10,40	0,0433	0,957
rotula plástica 2			
B col/2	longitud vano	inicio rot	final rot
0,45	9,00	0,0500	0,950
0,45	7,10	0,0634	0,937
rotula plástica 3			
B col/2	longitud vano	inicio rot	final rot
0,45	10,49	0,0429	0,957
0,45	10,50	0,0429	0,957
0,45	9,11	0,0494	0,951
0,60	10,43	0,0575	0,942
0,45	11,75	0,0383	0,962
0,45	10,49	0,0429	0,957
0,60	9,11	0,0659	0,934
0,45	9,11	0,0494	0,951

Nota: Cuadro para el cálculo de las distancias de las rotulas plásticas en las vigas del Bloque 1, es de autoría propia de los autores de los autores.

A continuación, se muestra el ingreso de una rotula plástica en el ETABS:

Figura 60

Ingreso rótula plástica en una viga para el bloque 1.



Nota: Ingreso de una rótula plástica según el cuadro de Excel antes descrito. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

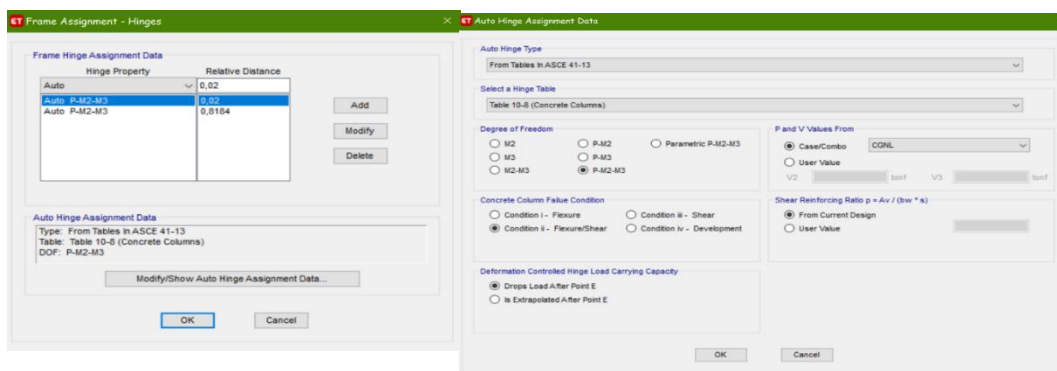
En la figura 61 se observa el ingreso de una rótula plástica en el ETABS, hay que tomar en cuenta que se debe escoger el caso de análisis CGNL que creamos anteriormente.

Para el caso de las columnas se debe tener en consideración que las columnas de la planta baja no se deben colocar 0 en el inicio para que se pueda tener un resultado más cercano a la realidad, la parte superior de la rótula plástica en la columna se toma en cuenta la altura final de la viga y se la divide para la altura de entrepiso que se tiene en la estructura.

A continuación, se muestra el ingreso de las rótulas plásticas en columnas:

Figura 61

Ingreso rótula plástica en una columna para el bloque 1.



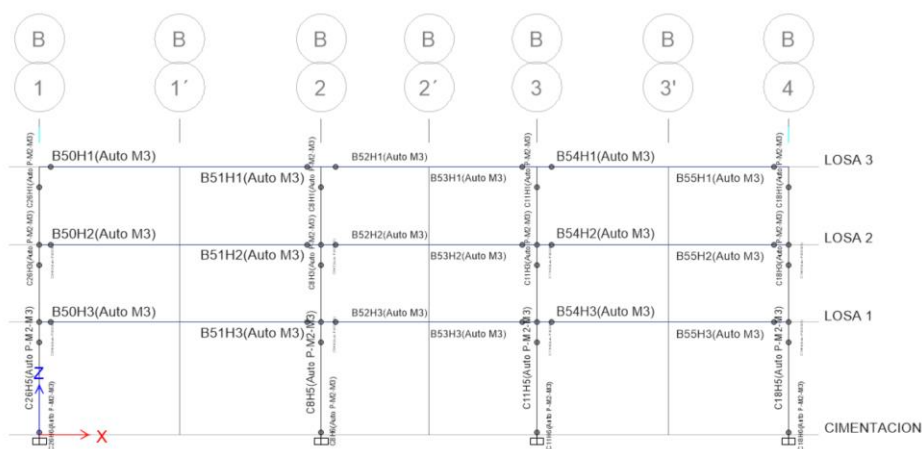
Nota: Ingreso de una rótula plástica en columnas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

De igual manera se debe considerar que el caso de análisis sea la CGNL y en las columnas que se tome en cuenta los momentos M2 y M3, que son tanto de flexión como cortante.

En la figura 62 de muestran las rótulas tanto de vigas como columnas del Eje B

Figura 62

Rótulas plásticas en vigas y columnas del eje B.



Nota: Eje B con sus rótulas en vigas y columnas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Como siguiente paso se debe ingresar los aceros que se obtiene del diseño que nos arroja el ETABS, como nuestro diseño se lo realizó como una varilla $\Phi=25$ mm se obtuvo 7 tipo de vigas para ingresar el acero en las mismas, en la siguiente figura se muestra los diferentes armados de las vigas.

Tabla 28

Armados en vigas.

ARMADO VIGAS HORIZONTALES fi 25 mm			
		ARMADO VARILLAS	
EJE A y F	LONG m		
	9,00	5	2
EJE B	11,75	10	6
EJE C,D,E	11,75	9	5
EJE B,C,D,E	9	6	4

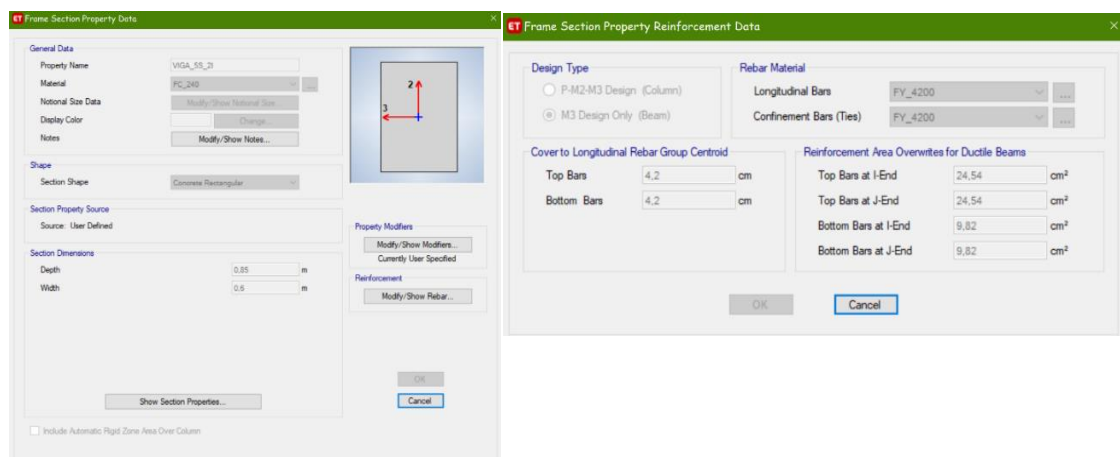
ARMADO VIGAS VERTICALES fi 25 mm			
		ARMADO VARILLAS	
EJE 1 y 4	LONG m		
	10,40	5	4
EJE 2 y 3	10,50	7	5
EJE 1,2,3,4	7,10	4	2
EJE 2 y 3	9,11	6	4

Nota: Cuadro con armados de aceros en las vigas, es de autoría propia de los autores de los autores.

A continuación, se muestra el ingreso de la viga 5 aceros superior y 2 aceros inferiores en el programa ETABS como ejemplo:

Figura 63

Viga 5 aceros superiores y 2 inferiores.



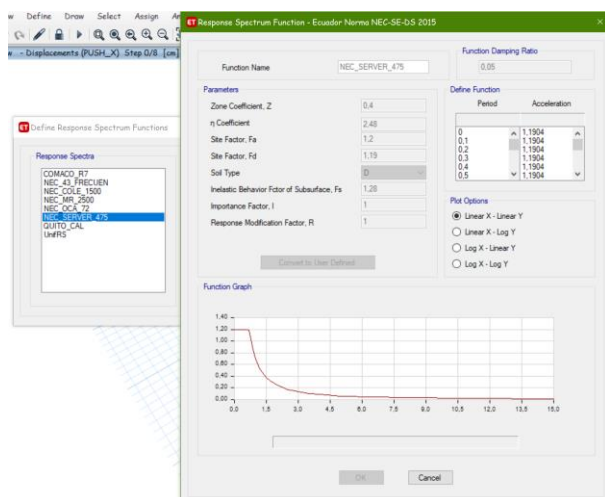
Nota: Viga con su armado para realizar el Pushover. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Una vez que hemos ingresado todos los aceros en las vigas de la estructura se procede a crear el estado de carga PUSH_X y los espectros de diseño para poder analizar la estructura en diversos tipos de sismos, hemos considerado los siguientes espectros de diseño:

1. COMACO_R7: Espectro calculado a partir de los factores del diseño realizados.
2. NEC_43_FRECUENTE: Espectro para el sismo frecuente periodo de retorno 43 años
3. NEC_OCA_72: Espectro para sismos ocasionales periodo de retorno 72 años.
4. NEC_SER_475: Espectro para sismos periodo de retorno 475 años.
5. NEC_1500: Espectro para sismos periodo de retorno 1500 años.
6. NEC_OCA_72: Espectro para sismos ocasionales periodo de retorno 2500 años (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Figura 64

Creación de los espectros de diseño sísmicos.

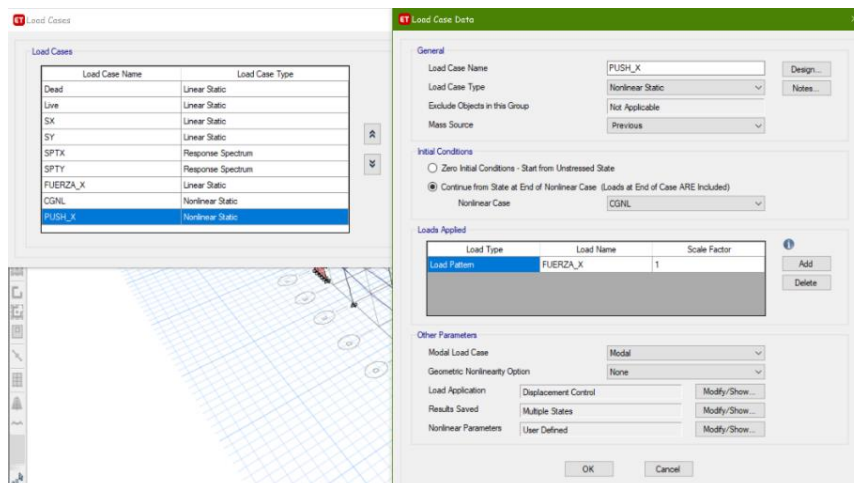


Nota: Espectro NEC_475 años de periodo de retorno. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Definimos el caso de carga PUSH_X, con la consideración que es de tipo no-lineal, y que continúe después del primer estado que se analizó el cual sería por carga muerta, y en secuencia la CGNL para el análisis.

Figura 65

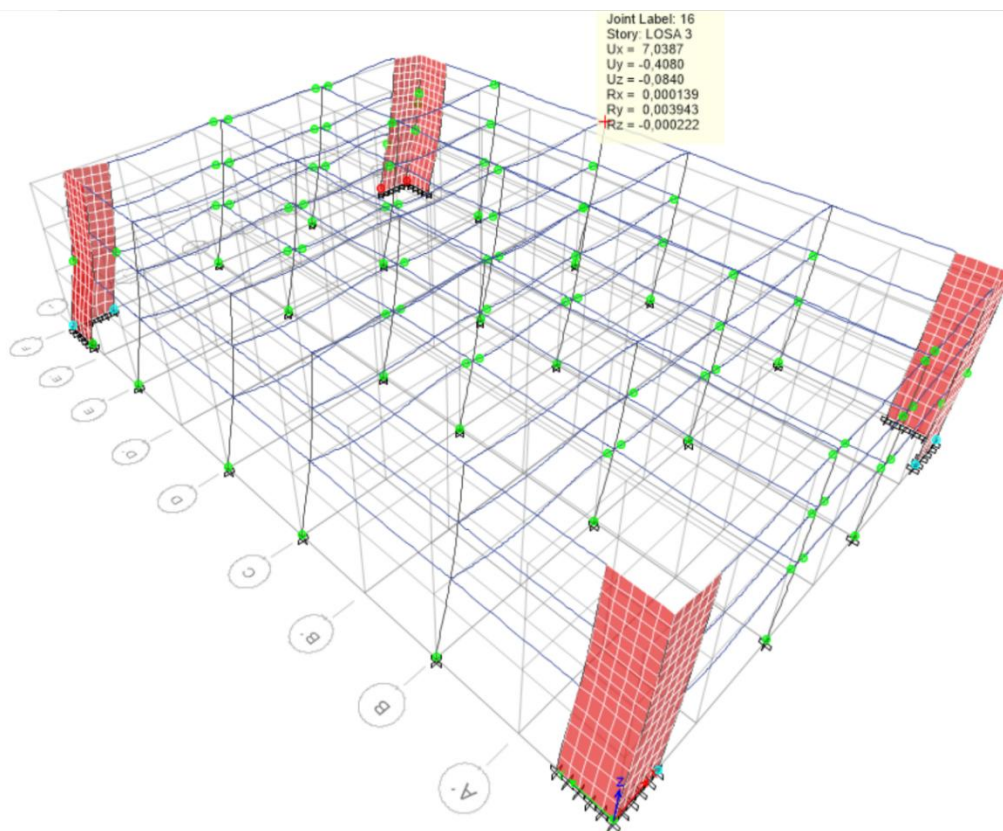
Creación del estado PUSH_X.



Nota: Creación e ingreso del estado PUSH_X tipo no lineal. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Se procede a dar la corrida del ETABS, para poder analizar los resultados que se obtienen y la respectiva curva de capacidad sísmica, también se puede observar hasta cuanto se puede deformar nuestro edificio sin reforzamiento según el tipo de sismo que le apliquemos.

En la siguiente figura se muestra las diferentes rotulas plásticas que se forman en el edificio tanto en vigas como columnas. El ETABS realizó 8 pasos del PUSH_X en los cuales establecemos los limites respectivos, podemos observar que nos encontramos en el paso 8 en la cual ya las rótulas plásticas se forman en las columnas esto nos indica colapso.

Figura 66*Pushover Bloque 1.*

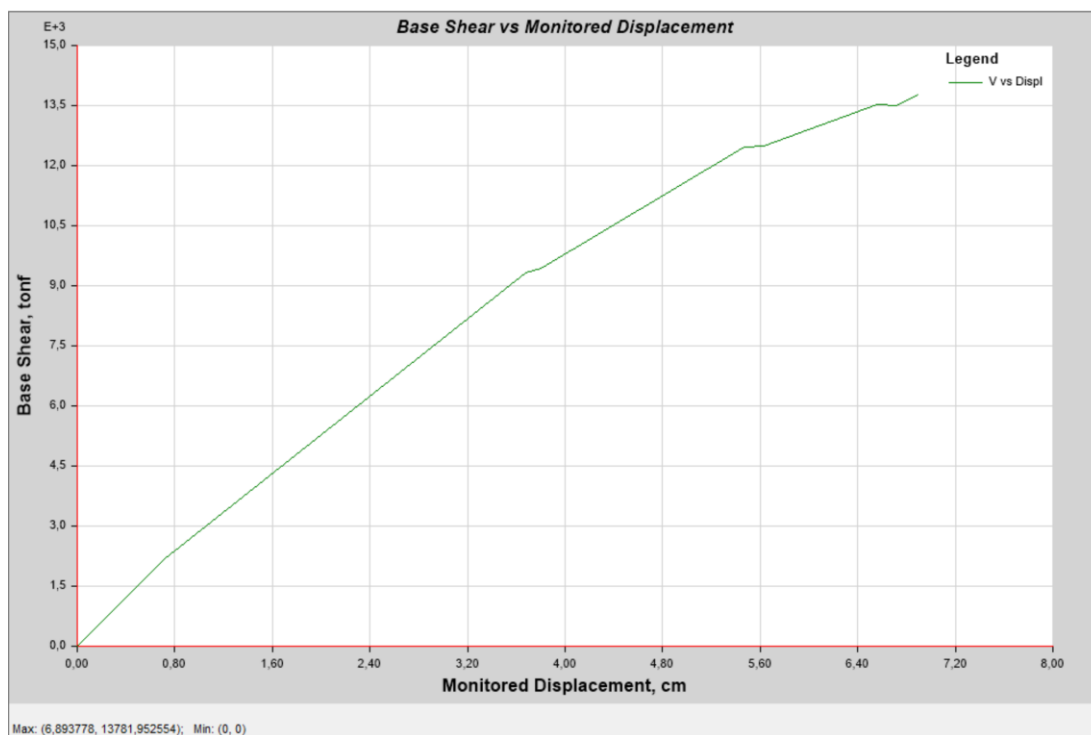
Nota: Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas con 8 pasos. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En este paso se puede observar que el desplazamiento que se da es de 7 cm, pero ya existen rótulas en las columnas, esto nos indica que se si quiere llegar a este punto debemos reforzar el edificio.

A continuación, se muestra la curva de capacidad sísmica del edificio, además se realiza un cuadro en EXCEL en el cual procedemos analizar los diferentes espectros y verificar si cumple que la estructura es segura para mencionados sismos.

Figura 67

Curva de capacidad sísmica Bloque 1.



Nota: Curva de capacidad sísmica realizada una vez corrido el PUSHOVER. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Se realizó el análisis de los diferentes espectros para poder establecer en que caso el edificio puede llegar a un colapso y si es el caso se lo debe reforzar, a continuación, se muestra la figura en la cual se encuentran los desplazamientos vs los cortantes obtenidos del ETABS, adicional los valores de D_y , d_d y d_u , los mismos que son el desplazamiento inicial, el desplazamiento del espectro y el desplazamiento último de cada espectro.

Tabla 29

Cuadro resumen de espectros Bloque 1.

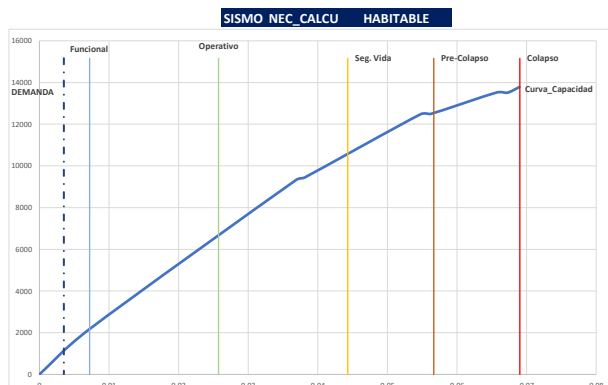
ETABS			dy	dd	du
DIS (m)	V (ton)	NEC_CALCULO	0,0072	0,0035	0,069
0	0	2500	0,0119	0,0424	0,069
0,007193	2174,596	1500	0,0098	0,0382	0,069
0,036821	9316,742	475	0,007193	0,0304	0,069
0,038067	9437,833	72	0,007193	0,0132	0,069
0,054681	12467,62	43	0,0072	0,0101	0,069
0,056243	12496,36	sismo	1500		
0,065618	13515,07	dy	0,0098	0,0098	
0,067181	13506,09	dd	0,0382	0,0382	
0,068938	13781,95	du	0,069	0,069	
		Ord	15160,1479	0	
		Duct d	3,90		
		Duct cap	7,04		
		reser duc	3,14		
		fact	0,81		
		R	8,8		

Nota: Resumen de datos obtenidos con el PUSHOVER, es de autoría propia de los autores de los autores.

Dentro de la curva de capacidad sísmica se pueden establecer 5 zonas en las cuales se pueden desenvolver las estructuras de acuerdo con los resultados del Pushover y los espectros analizados, a continuación, se muestran los diferentes resultados para los datos ingresados.

Figura 68

Zonas de desempeño ejemplo Bloque 1.

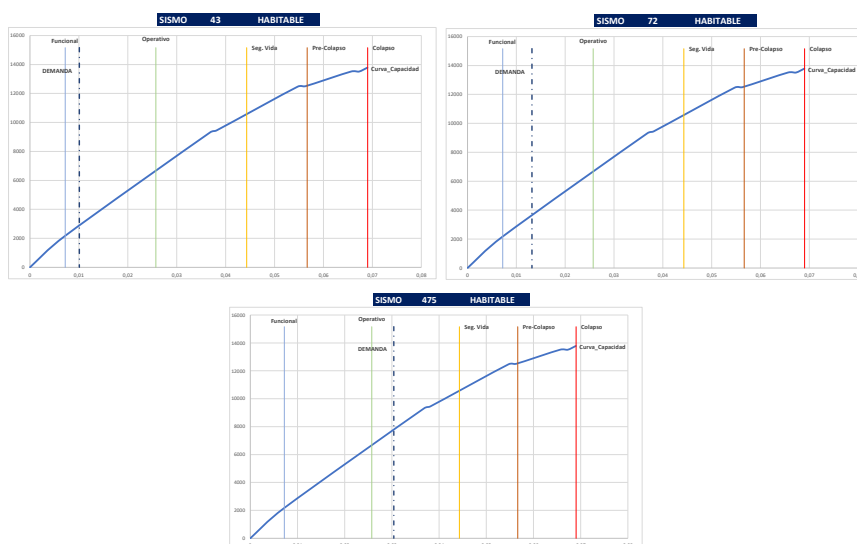


Nota: Criterios de desempeño según espectro NEC_CALCUI, es de autoría propia de los autores de los autores.

En la figura 68 podemos observar que nuestro edificio para el espectro que calculamos con todos los datos como son penalizaciones en planta y en elevación, la demanda del mismo es óptima, estos resultados nos indican que las vigas y columnas tienen la suficiente ductilidad para soportar este sismo y no necesita reforzamiento.

Figura 69

Zonas de desempeño a diferentes espectros de diseño Bloque 1.

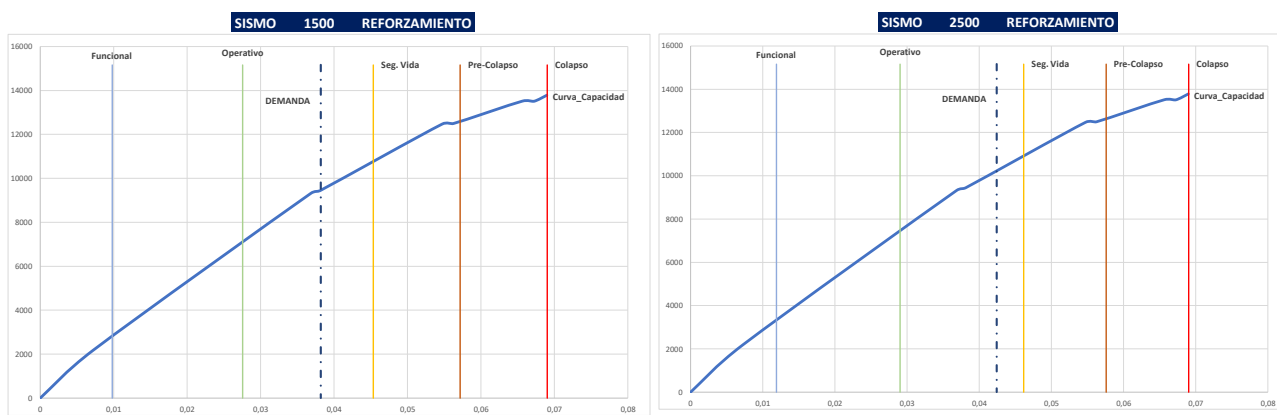


Nota: Criterios de desempeño según los espectros considerados, es de autoría propia de los autores de los autores.

En la figura 69 se puede observar los distintos espectros de diseño para los sismos antes considerados, los cuales se encuentran en las zonas funcionales y operativas aun con la condición de habitables luego de la ocurrencia de los mismos, estos resultados nos indican que las vigas y columnas aún presentan una ductilidad adecuada para poder resistir estas solicitaciones.

Figura 70

Zonas de desempeño a diferentes espectros de diseño Bloque 1.



Nota: Criterios de desempeño según los espectros considerados, es de autoría propia de los autores de los autores.

En la figura 70 se puede observar los sismos de mayor consideración, en estos resultados podemos observar que se encuentran en los rangos operativo y seguridad de vida, pero con la condicionante que deben ser reforzados si se quiere llegar a más deformaciones y desplazamientos.

Períodos y modos de vibración Bloque 2

A continuación, se muestran los periodos de vibración del bloque 2.

Figura 71

Períodos y Sumatoria Porcentual de Participación Modal de Masa Bloque 2 .

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									ROTACIONES EN LOS EJES					
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,262	84%	1,89E-06	0	0,8406	1,89E-06	0	1,96E-06	0,2318	0,0196	1,96E-06	0,232	0,0196
Modal	2	0,245	5,90E-06	88%	0	0,8406	0,8838	0	0,2021	1,85E-06	0,0001	0,2021	0,232	0,0197
Modal	3	0,173	0,0151	0,0001	0	0,8557	0,8839	0	5,84E-06	0,0038	0,8485	0,2021	0,236	0,8682
Modal	4	0,123	0,0281	0	0	0,8838	0,8839	0	9,17E-07	0,0921	0,001	0,2021	0,328	0,8692
Modal	5	0,108	2,27E-06	0,0199	0	0,8838	0,9037	0	0,11	3,22E-05	0,0033	0,3121	0,328	0,8726
Modal	6	0,102	7,15E-06	0,0059	0	0,8838	0,9096	0	0,0372	0,0001	0,0112	0,3492	0,328	0,8837
Modal	7	0,068	0,0005	0,0816	0	0,8843	0,9912	0	0,609	0,0029	4,71E-06	0,9582	0,331	0,8837
Modal	8	0,067	0,1038	0,0004	0	0,9881	0,9916	0	0,0029	0,6133	0,0023	0,9612	0,944	0,8861
Modal	9	0,049	0,0016	1,34E-06	0	0,9898	0,9916	0	0	0,0107	0,1048	0,9612	0,955	0,9909
Modal	10	0,035	1,84E-06	0,0084	0	0,9898	1	0	0,0387	9,83E-06	0	0,9999	0,955	0,9909
Modal	11	0,032	0,01	1,99E-06	0	0,9998	1	0	7,18E-06	0,0443	0,0001	0,9999	0,999	0,991
Modal	12	0,025	0,0002	3,60E-06	0	1	1	0	1,78E-05	0,0009	0,009	0,9999	1	100%

Nota: Excel con resultados de las masas de participación modal del Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En la figura 71 podemos observar los 12 periodos de vibración del bloque 2, se puede observar que los dos primeros modos de vibración se encuentran en el 84% y 88% respectivamente lo cual nos indica que su movimiento es traslacional, con la utilización del 100% de su masa en el periodo 12.

Tabla 30

Excel para control de modos de vibración Bloque 2 con Helipuerto.

TORSION		
MODO1	TRASLACION	OK
MODO2	TRASLACION	OK
MODO3	TORSION	OK

Nota: Resultados de los modos de vibración Bloque 2, es de autoría propia de los autores.

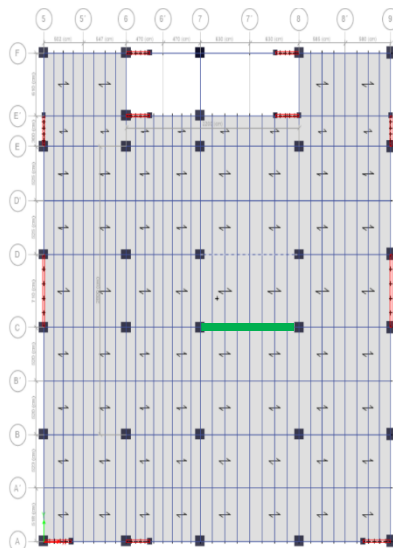
Deflexiones

Hemos considerado la viga más crítica dentro del bloque 2 a la cual vamos a analizar tanto los momentos, como su acero, y su deflexión.

La deflexión permisible para una viga en pisos en de L/360 solo carga viva y L/240 carga total.

Figura 72

Viga crítica para el Bloque 2 con Helipuerto.

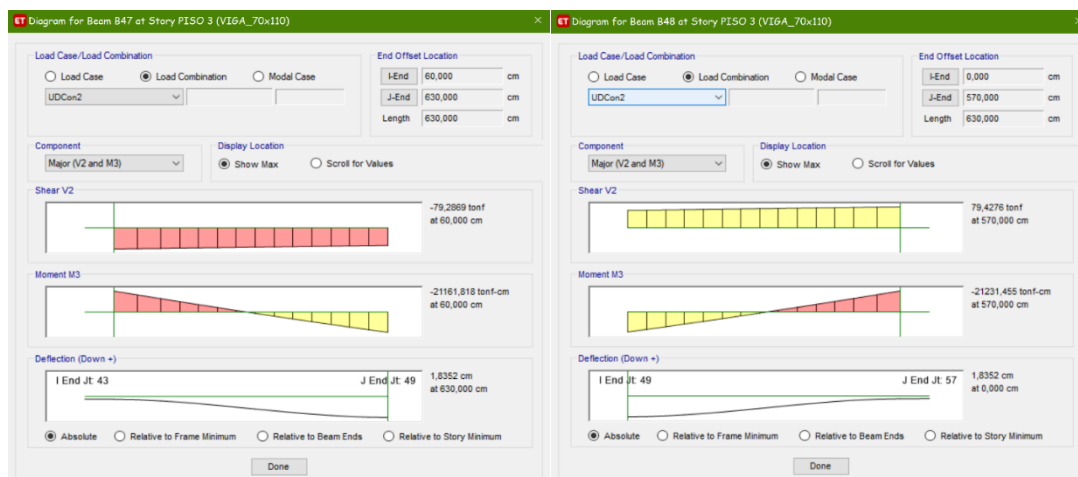


Nota: Viga crítica de 12,60 m del Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

La deflexión máxima de la viga crítica se la obtiene del ETABS de la losa 3

Figura 73

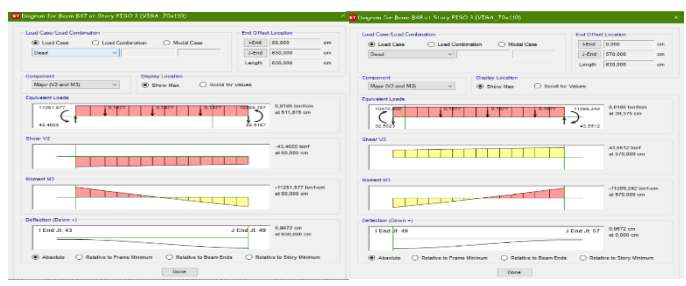
Viga crítica de 12,60 m deflexión máxima por combinación mayor.



Nota: Bloque 2 viga derecha de 6,30 m y Viga izquierda 6,30 m deflexión en el Centro de la luz 1,84 cm, por la Combinación 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 74

Viga crítica de 12,60 m deflexión máxima por combinación muerta.



Nota: Bloque 2 viga Derecha de 6,30 m y Viga izquierda 6,30 m deflexión en el Centro de la luz 0,96 cm, por Carga Muerta. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Tabla 31

Viga crítica de 12,60 m deflexión máxima control de Excel.

DEFLEXIONES		
VIGA CRITICA		
Long. VIGA	1260	CM
Deflex permi CV	3,5	5,25
Deflex etabs	1,84	0,96
	PASA	PASA

Nota: Bloque 2 control de deflexión por carga viva L/360 y Carga muerta L/240, es de autoría propia de los autores.

Deriva de piso.

Figura 75

Derivas elásticas sentido X y Y del Bloque 2.

Story	Elevation cm	Location	X-Dir	Y-Dir
▶ HELIPUERTO	1341	Top	0,001346	0,000105
PISO 3	1116	Top	0,000795	2,7E-05
PISO 2	792	Top	0,000884	2,6E-05
PISO 1	468	Top	0,000663	1,7E-05
PLANTA BAJA	0	Top	0	0
Story	Elevation cm	Location	X-Dir	Y-Dir
▶ HELIPUERTO	1341	Top	0,00015	0,001001
PISO 3	1116	Top	5,7E-05	0,000654
PISO 2	792	Top	6,3E-05	0,000775
PISO 1	468	Top	4,6E-05	0,000665
PLANTA BAJA	0	Top	0	0

Nota: Bloque 2 mayores derivas obtenidas por pisos en ambos sentidos. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

$$\text{deriva inelastica} = 0,75 * \text{deriva elastica} * R$$

Tabla 32

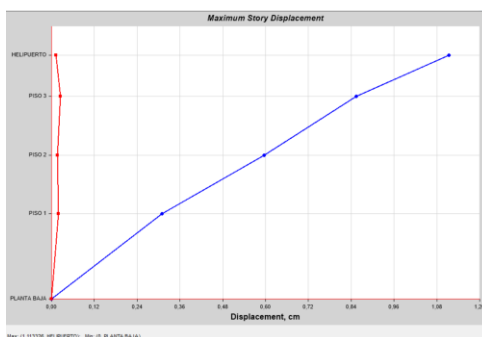
Derivas inelásticas sentido X y Y del Bloque 2.

DERVELÁSTICA X	0,00135	NEC-15
DERVINESLÁSTICA	0,71%	PASA
DERVELÁSTICA Y	0,00100	
DERVINESLÁSTICA	0,53%	PASA

Nota: Bloque 2 control de derivas inelásticas, es de autoría propia de los autores.

Figura 76

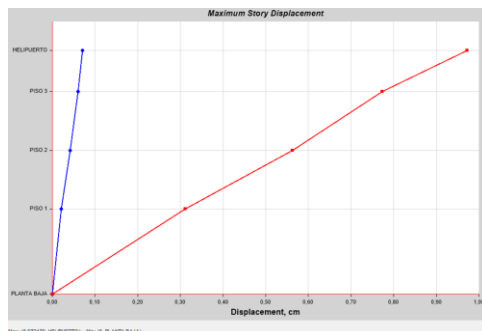
Desplazamiento máximo sentido X.



Nota: Desplazamiento máximo Bloque 2 sentido X de 1,11 cm. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 77

Desplazamiento máximo sentido Y.



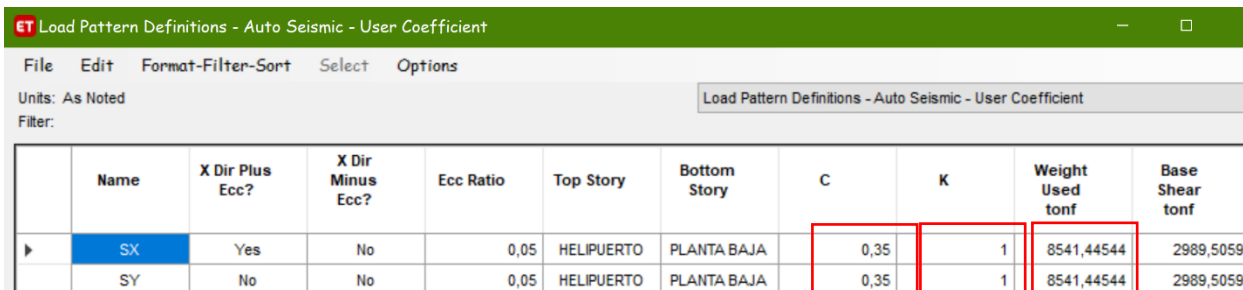
Nota: Desplazamiento máximo Bloque 2 sentido Y de 0,9721 cm. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Verificación del sismo estático vs sismo dinámico.

Verificamos primero el AUTO SEISMIC LOAD que nos da el ETABS para comprobar el coeficiente K y C:

Figura 78

Control del cortante dinámico del bloque 2.



	Name	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	SX	Yes	No	0,05	HELIPUERTO	PLANTA BAJA	0,35	1	8541,44544	2989,5059
	SY	No	No	0,05	HELIPUERTO	PLANTA BAJA	0,35	1	8541,44544	2989,5059

Nota: Valores del Auto seismic load con los coeficientes C y K Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Realizamos la multiplicación del peso que no indica el ETABS por el coeficiente que tiene un valor de 0,350 nos como resultado **2989,51 t**, este es el valor del cortante estático a este valor le sacamos el 80%.

$$V_{estatico} = 80\% * 2989,51 = 2391,60 t$$

Los valores marcados en azul son los sismos dinámicos en ambos sentidos de análisis, como indica la norma deben ser mayores que el 80% del sismo estático, por la razón tenemos lo siguiente:

Figura 79

Resultados de cortante dinámico del bloque 1.

Story	Output Case	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-cm	MX tonf-cm	MY tonf-cm
HELIPUERTO	SPTX	Top	0	248,8936	1,2213	596450,227	0	0
HELIPUERTO	SPTX	Bottom	0	248,8936	1,2213	596450,227	274,797	56001,061
PISO 1	SPTX	Top	0	3470,5363	9,2495	7562148,652	3726,084	1525286,015
PISO 1	SPTX	Bottom	0	3470,5363	9,2495	7562148,652	6752,293	3127181,672
PISO 2	SPTX	Top	0	2837,1996	6,4798	6165346,671	1911,728	612848,462
PISO 2	SPTX	Bottom	0	2837,1996	6,4798	6165346,671	3726,084	1525286,015
PISO 3	SPTX	Top	0	1742,187	5,9143	3761609,335	274,797	56001,061
PISO 3	SPTX	Bottom	0	1742,187	5,9143	3761609,335	1911,728	612848,462
PISO 1	SPTY	Bottom	0	7,5065	2946,7226	6487836,692	2626193,877	6073,822
PISO 2	SPTY	Top	0	5,6499	2371,0651	5228718,661	496634,594	1636,166
PISO 2	SPTY	Bottom	0	5,6499	2371,0651	5228718,661	1260761,571	3308,932
PISO 3	SPTY	Top	0	4,7886	1416,1718	3133414,611	43472,33	195,875
PISO 3	SPTY	Bottom	0	4,7886	1416,1718	3133414,611	496634,594	1636,166

Nota: Sismos dinámicos por plantas lo que nos interesa en el la base Bloque 2.
Tomado del Programa computacional ETABS 18.

$$SISMO\ DINÁMICO = \begin{matrix} SPTX = 3470,53 > 2391,60 & OK \\ SPY = 2946,72 > 2391,60 & OK \end{matrix}$$

Curva de capacidad sísmica

Fuerzas laterales calculadas para el ingreso al ETABS

Tabla 33

Cálculo de fuerzas laterales para el bloque 2.

PISOS	h (m)	w_i (ton)	$h*w_i$ (ton/m)	%	V_i (ton)	V total (ton)
4	13,41	2222,25	29800,3725	36,1%	1078,36	1078,36
3	11,16	2222,25	24800,31	30,0%	897,42	1975,78
2	7,92	2222,25	17600,22	21,3%	636,88	2612,66
1	4,68	2222,25	10400,13	12,6%	376,34	2989,00
0	0	0	0	0,0%	0,00	2989,00
TOTAL						
PESO			82601,0325			

Nota: Fuerzas Laterales que se ingresan al ETABS para continuar con el Pushover, es de autoría propia de los autores de los autores.

Donde:

h= altura de piso acumulada.

w_i= Peso individual por piso.

h*w_i= Carga por piso.

%= porcentaje de carga para cada piso.

V_i= Cortante por piso.

V_{total}= Cortante acumulado por piso.

Realizamos la comparación con las fuerzas calculadas por el ETABS con los siguientes resultados:

Figura 80

Fuerzas Laterales calculadas por el ETABS bloque 2.

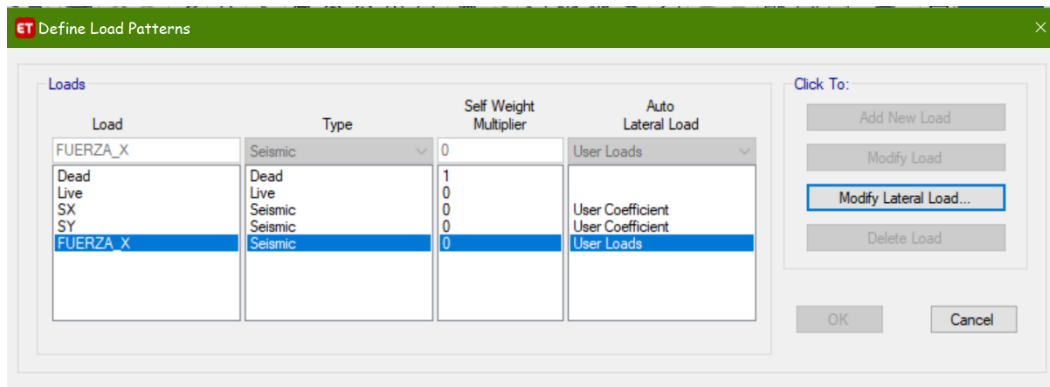
	Story	Output Case	Location	VX tonf
	HELIPUERTO	SX	Top	-164,9171
	HELIPUERTO	SX	Bottom	-164,9171
	PISO 3	SX	Top	-1410,8514
	PISO 3	SX	Bottom	-1410,8514
	PISO 2	SX	Top	-2390,94
	PISO 2	SX	Bottom	-2390,94
	PISO 1	SX	Top	-2989,5059
	PISO 1	SX	Bottom	-2989,5059

Nota: Valores de fuerzas que calcula el ETABS con las consideraciones antes mencionadas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Procedemos a crear el patrón de carga y el caso de la Fuerza X y su ingreso en el ETABS, cabe mencionar que estas cargas serán aplicadas en los diafragmas anteriormente definidos en cada piso de la estructural.

Figura 81

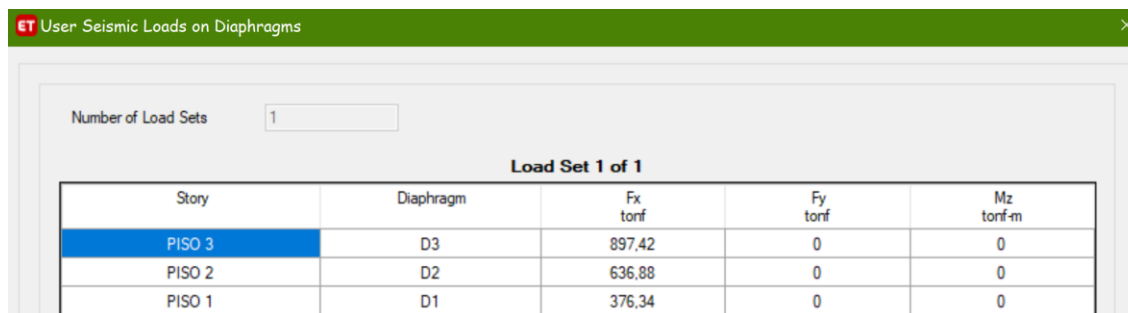
Definición del patrón de carga Fuerza_ X bloque 2.



Nota: Creación del patrón de carga para colocar las fuerzas laterales. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 82

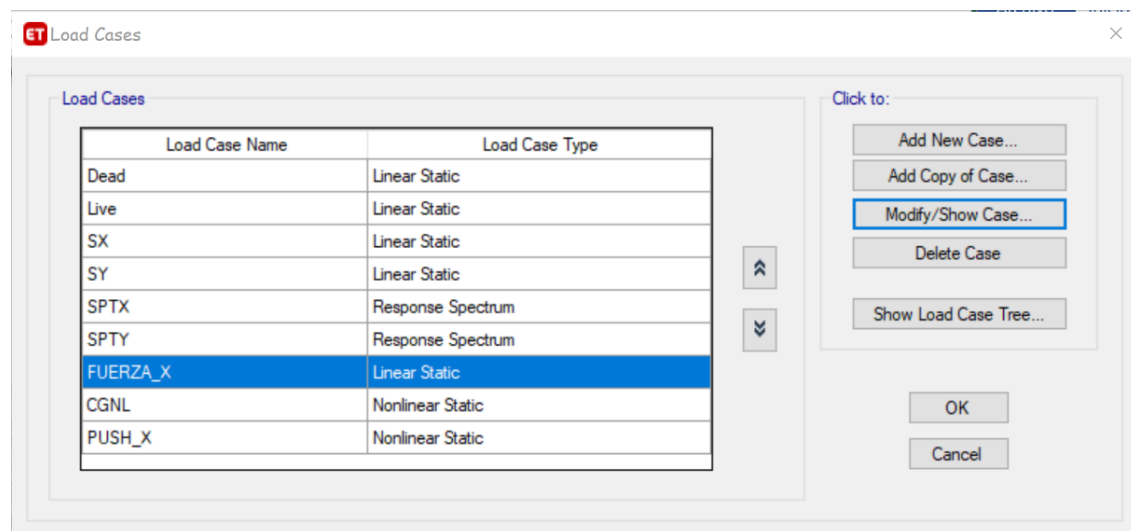
Definición del patrón de carga Fuerza_ X bloque 2.



Nota: Ingreso en los diafragmas de cada piso las fuerzas laterales calculadas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 83

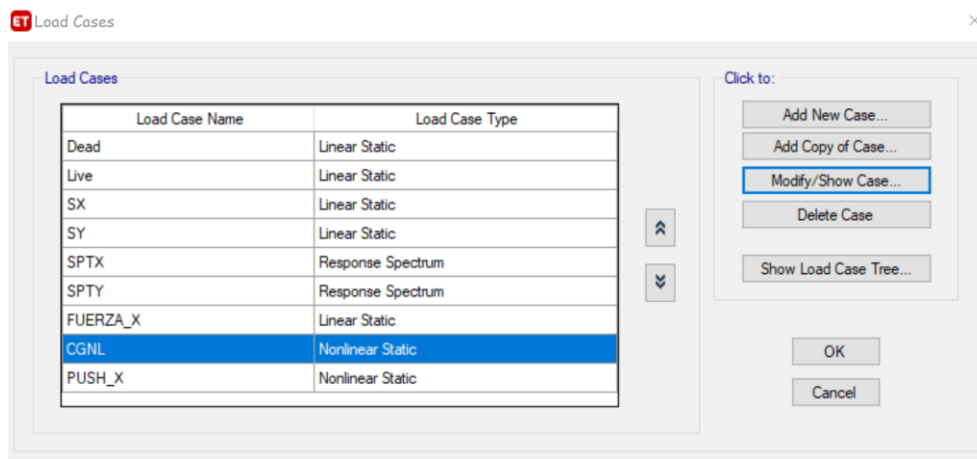
Creación del caso de carga para el bloque 1.



Nota: Creación del estado de carga para el Pushover. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 84

Creación del caso de carga no lineal para el bloque 2.



Nota: Creación del estado de carga no lineal (CGNL) para el Pushover. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Para el proceso del Pushover se crear el caso de Carga gravitacional no lineal (CGNL), el cual se lo ingresa para que inicie en la carga muerta y posteriormente de paso al estado Pushover.

Tabla 34

Excel para determinar rótulas plásticas para el bloque 2.

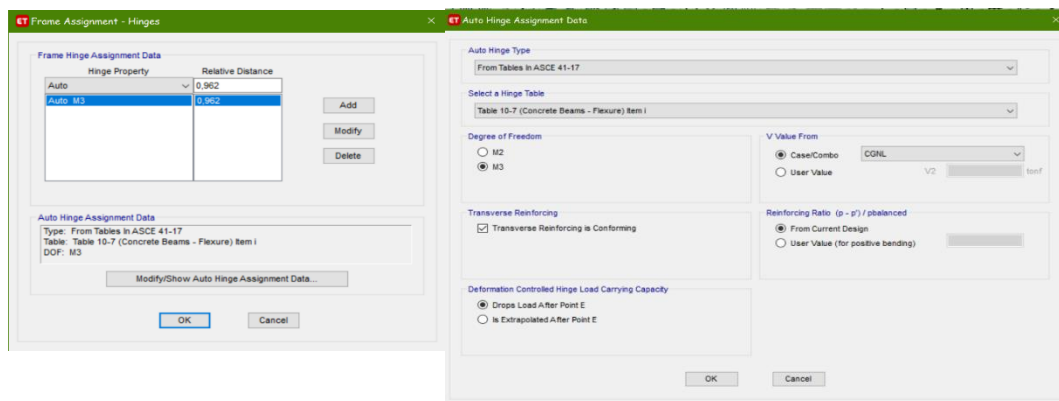
Rótula plástica 1			
B col/2	longitud vano	inicio rot	final rot
0,50	10,49	0,0477	0,9523
0,50	9,40	0,0532	0,947
0,50	12,60	0,0397	0,960
0,50	11,65	0,0429	0,957
0,60	11,65		0,948
Rótula plástica 2			
B col/2	longitud vano	inicio rot	final rot
0,60	10,41	0,0576	0,942
0,50	10,41	0,0480	0,952
0,60	10,40	0,0577	0,942
0,50	10,40	0,0481	0,952
0,60	7,10	0,0845	0,915
0,50	7,10	0,0704	0,930
0,60	10,50	0,0571	0,943
0,50	10,50	0,0476	0,952
0,60	6,10	0,0984	0,902
0,25	6,10	0,0410	0,959
0,30	6,10	0,0492	0,951

Nota: Cuadro para el cálculo de las distancias de las rotulas plásticas en las vigas del Bloque 2, es de autoría propia de los autores de los autores.

A continuación, se muestra el ingreso de una rotula plástica en el ETABS:

Figura 85

Ingreso rótula plástica en una viga para el bloque 2.

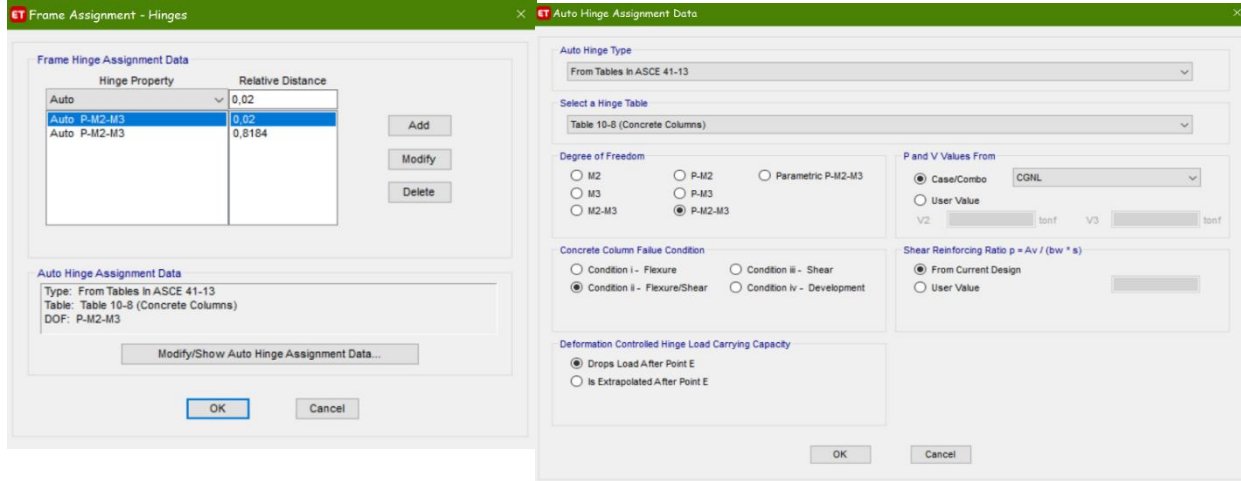


Nota: Ingreso de una rótula plástica según el cuadro de Excel antes descrito. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

A continuación, se muestra el ingreso de las rótulas plásticas en columnas:

Figura 86

Ingreso rótula plástica en una columna para el bloque 2.



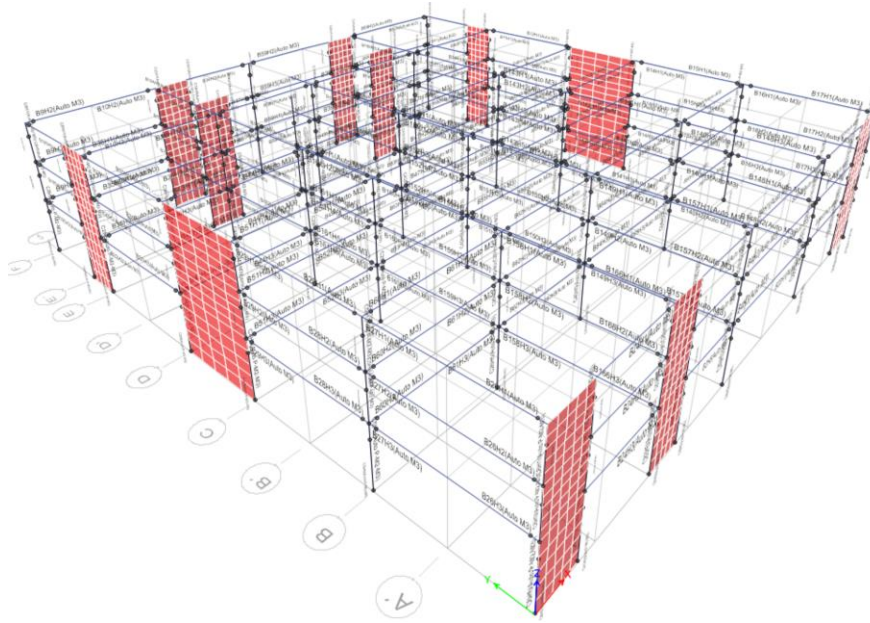
Nota: Ingreso de una rótula plástica en columnas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En la figura 87 de muestran las rótulas tanto de vigas como columnas del Bloque

2

Figura 87

Rótulas plásticas en vigas y columnas del Bloque 2.



Nota: Bloque 2 vigas y columnas ingreso de rótulas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Como siguiente paso se debe ingresar los aceros que se obtiene del diseño que nos arroja el ETABS, como nuestro diseño se lo realizó como una varilla $\Phi=25$ mm se obtuvo 7 tipo de vigas para ingresar el acero en las mismas, en la siguiente figura se muestra los diferentes armados de las vigas.

Tabla 35

Armados en vigas.

ARMADO VIGAS HORIZONTALES fi 25 mm				ARMADO VIGAS VERTICALES fi 25 mm			
	LONG m	ARMADO VARILLAS			LONG m	ARMADO VARILLAS	
		SUPERIOR	INFERIOR			SUPERIOR	INFERIOR
EJE A y F	10,49	6	4	EJE 5 y 9	10,41	6	4
	9,40	6	4		10,40	6	4
	12,60	5	2		7,10	6	4
	11,65	6	4		10,50	6	4
	10,49	6	5		9,10	6	3
EJE B y C	9,40	6	4	EJE 6	10,41	8	6
	12,60	7	6		10,40	8	6
	11,65	6	5		7,10	6	2
	10,49	6	5		10,50	8	6
	9,40	6	4		9,10	6	3
EJE D y E	12,60	7	6	EJE 7	10,41	9	6
	11,65	7	6		10,40	9	6
					7,10	6	2
					10,50	9	6
					10,41	9	6
			EJE 8	10,40	10	6	
				7,10	6	2	
				10,50	9	6	
				9,10	6	3	

Nota: Cuadro con armados de aceros en las vigas, es de autoría propia de los autores de los autores.

Definimos el caso de carga PUSH_X, que es de tipo no-lineal, y que continúe después del primer estado que se analizó el cual sería por carga muerta, y luego con la CGNL para el análisis como se indicó en el Bloque 1.

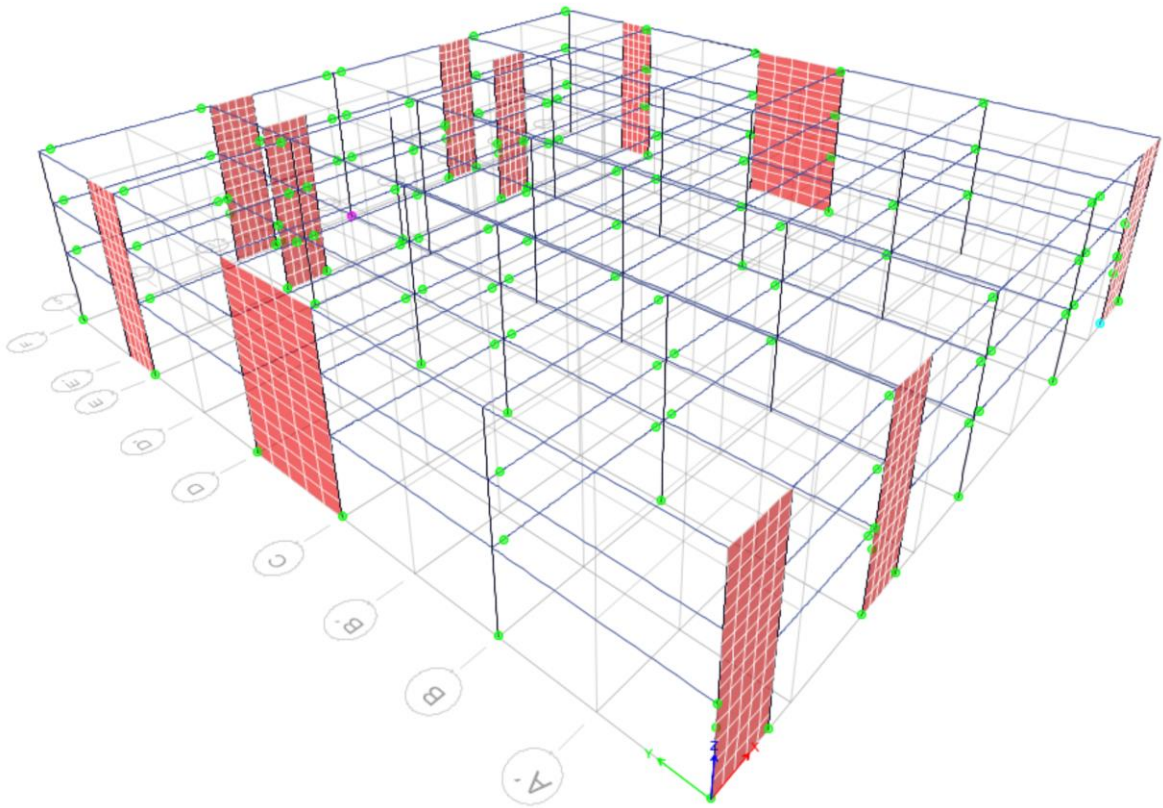
Se procede a dar la corrida del ETABS, para poder analizar los resultados que se obtienen y la respectiva curva de capacidad sísmica, también se puede observar hasta cuanto se puede deformar nuestro edificio sin reforzamiento según el tipo de sismo que le apliquemos.

En la siguiente figura se muestra las diferentes rotulas plásticas que se forman en el edificio tanto en vigas como columnas. El ETABS realizó 8 pasos del PUSH_X en

los cuales establecemos los límites respectivos, podemos observar que nos encontramos en el paso 6 en la cual ya las rótulas plásticas se forman en las columnas esto nos indica colapso.

Figura 88

Pushover Bloque 2.

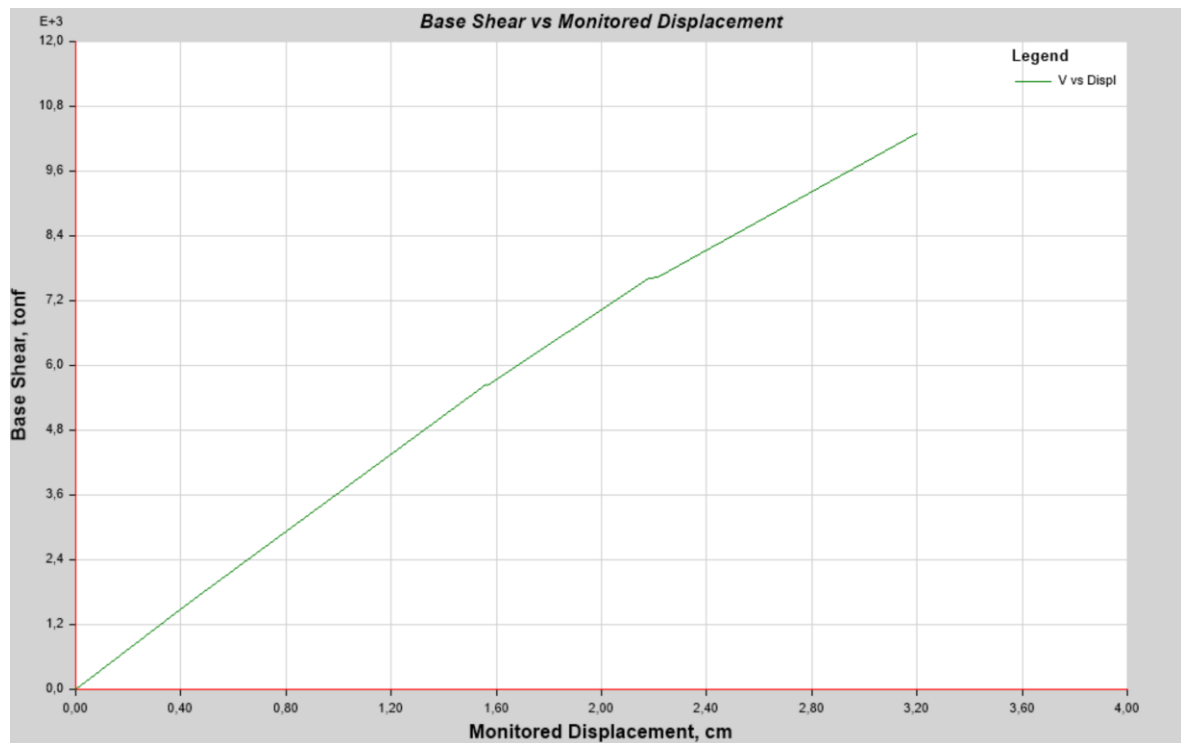


Nota: Formación de rótulas plásticas en vigas y columnas con 6 pasos. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En este paso se puede observar que el desplazamiento que se da es de 3,28 cm, pero ya existen rótulas en las columnas, esto nos indica que se si quiere llegar a este punto debemos reforzar el edificio.

Figura 89

Curva de capacidad sísmica Bloque 2.



Nota: Curva de capacidad sísmica realizada una vez corrido el PUSHOVER. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Se realizó el análisis de los diferentes espectros para poder establecer en que caso el edificio puede llegar a un colapso y si es el caso se lo debe reforzar, a continuación, se muestra la figura en la cual se encuentran los desplazamientos vs los cortantes obtenidos del ETABS, adicional los valores de D_y , d_d y d_u , los mismos que son el desplazamiento inicial, el desplazamiento del espectro y el desplazamiento último de cada espectro.

Tabla 36

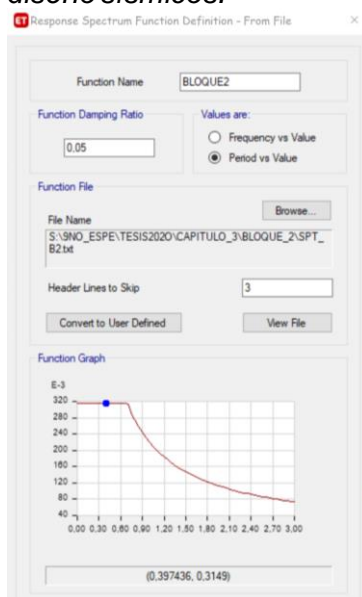
Cuadro resumen de espectros Bloque 2.

ETABS			dy	dd	du
DIS	V	BLOQUE2	0,00434	0,00729	0,0319
0	0	2500	0,017	0,05	0,0319
0,004343	1604,363	1500	0,01703	0,0402	0,0319
0,015632	5647,54	475	0,0167	0,076	0,0319
0,015647	5619,692	72	0,00866	0,0176	0,0319
0,021788	7609,309	43	0,00759	0,0143	0,0319
0,022141	7629,135	sismo	43		
0,031973	10307,83	dy	0,00759	0,00759	
		dd	0,0143	0,0143	
		du	0,0319	0,0319	
		Ord	11338,6107	0	
		Duct d	1,88		
		Duct cap	4,20		
		reser duc	2,32		
		fact	1,23		
		R	5,3		

Nota: Resumen de datos obtenidos con el PUSHOVER, es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 90

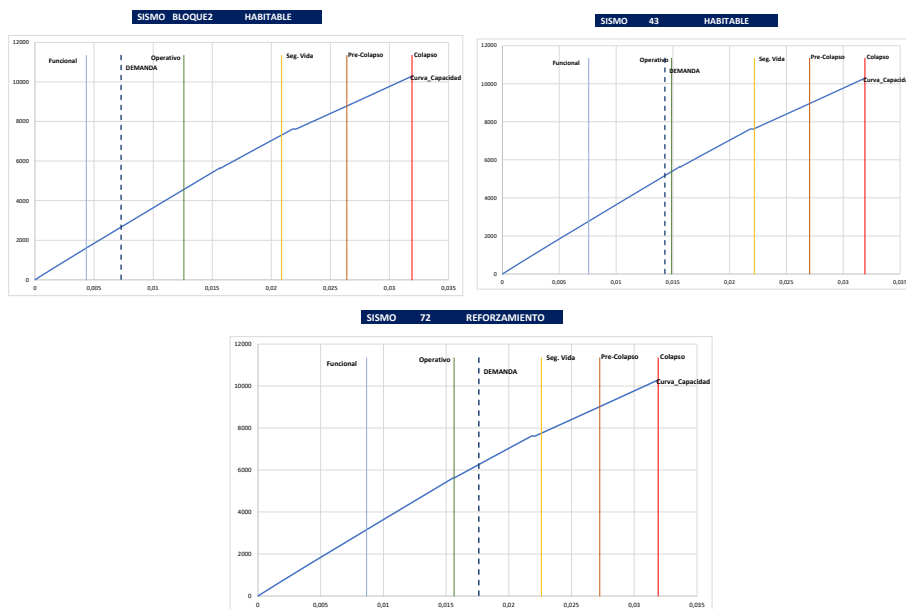
Creación de los espectros de diseño sísmicos.



Nota: Espectro BLOQUE2 calculado. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 91

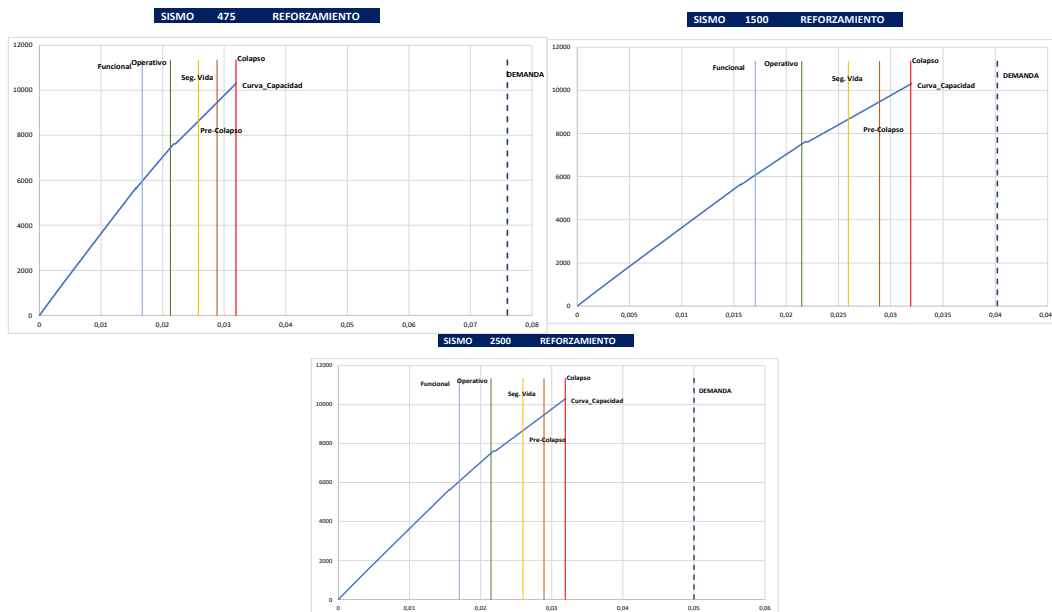
Zonas de desempeño a diferentes espectros de diseño Bloque 2.



Nota: Criterios de desempeño según los espectros considerados, es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 92

Zonas de desempeño a diferentes espectros de diseño Bloque 2.



Nota: Criterios de desempeño según los espectros considerados, es de autoría propia de los autores de los autores.

CAPÍTULO V

Diseños de elementos estructurales

Diseños de elementos estructurales Bloque 1

En este Capítulo se procede a realizar el diseño de los elementos estructurales como son vigas, columnas, losas y muros, el pre-dimensionamiento de la vigas lo hemos basado en el método del pórtico equivalente el cual arroja resultados muy confiables para este tipo de diseño sismo resistente ya que considera cargas laterales a las que está sometida nuestra estructura, este método nos dice que el paño que tenemos como losa produce un momento estático que necesita descargarse, para lo cual se divide en franjas de columnas y vigas, en este caso el 65% de este momento generado se lo lleva la franja de columnas y la franja central se queda el 35% con este porcentaje se diseñan los nervios de la losa, para la franja de las vigas nos dice que del 65% que llega a la columna, el 85% va a la viga, con estos datos estimamos el momento estático que llega a este elemento estructural.

El método del pórtico equivalente salva todas esas limitantes, pues la estructura puede ser representada como pórticos planos que se analizan para las cargas que actúan en el pórtico, en las que se pueden incluir las cargas laterales, con esto logramos la resolución integral de la estructura al poder calcular los momentos, cortantes que actúan en columnas, vigas, losa, así como reacciones y momentos a la cimentación.

Los momentos positivos y negativos así determinados se distribuyen en las secciones de franja columna o franja centrales de la losa, donde la franja columna asigna momentos a las columnas, vigas y losas siempre hay que tomar en cuenta la rigidez de cada elemento. Esto lo hace un método versátil y muy aproximado al real comportamiento de la estructura, así resolvemos todo tipo de losas como macizas, aliviadas, con vigas banda o vigas descolgadas (Mieles B, 2019).

Diseño de Vigas

Para poder aplicar el método del pórtico equivalente se debe establecer los datos que se necesitan en la fórmula del mismo, los cuales se detallan a continuación:

$$Me = \frac{W * Lt * Lv^2}{8}$$

Donde

Me: Momento estático de diseño.

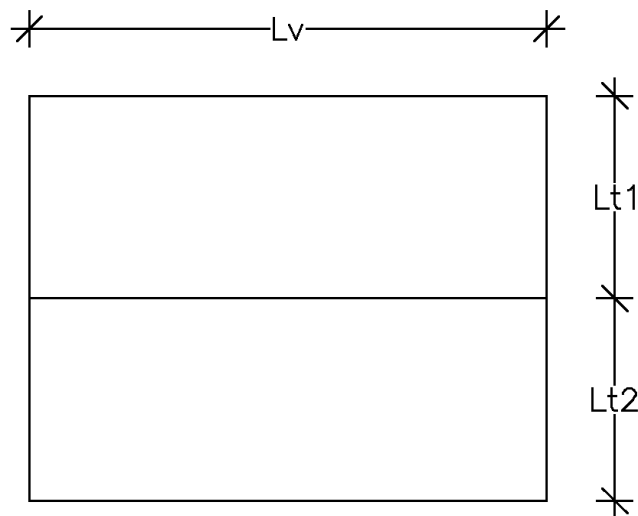
W: Carga última.

Lt: Longitud transversal.

Lv: Luz libre de columna a columna.

Figura 93

Datos para el cálculo del momento estático Bloque 1.



Nota: Longitudes consideradas para el análisis, es de autoría propia de los autores de los autores.

Para nuestro caso la longitud transversal se hará un promedio entre las luces del paño que vamos a analizar, como carga se tomará en cuenta la combinación 1,2 Cm + 1,6 Cv, a continuación, se muestra el cálculo del momento estático de nuestro paño.

Tabla 37

Longitudes consideradas para los cálculos.

DATOS VIGA PRINCIPAL		
Lv	11,75	m
L2	10,50	m
Lt1	10,50	m
Lt2	10,40	m

Nota: Dimensiones del paño crítico, es de autoría propia de los autores de los autores.

$$W = 1,2 \text{ Cm} + 1,6 \text{ Cv}$$

$$W = 1,2 * 0,319 \frac{t}{m^2} + 1,6 * 0,35 \frac{t}{m^2} = 0,94 \frac{t}{m^2}$$

$$Lt = \frac{Lt1 + Lt2}{2} = \frac{10,50 \text{ m} + 10,40 \text{ m}}{2} = 15,70 \text{ m}$$

$$Me = \frac{W * Lt * Lv^2}{8} = \frac{0,94 \frac{t}{m^2} * 15,70 \text{ m} * 11,75^2}{2} = 144,98 \frac{t}{m}$$

Con este momento estático procedemos a calcular el momento de diseño con las consideraciones del método del pórtico equivalente.

$$Md = Me * 0,65 * 0,85$$

$$Md = 144,98 \frac{t}{m} * 0,65 * 0,85 = 122,55 \frac{t}{m}$$

En la NEC-15 nos indica que el peralte mínimo de una viga debe ser 25 cm, por tal motivo tomaremos como base este valor para continuar con el prediseño, hacemos referencia a la fórmula del Ing. Edison Chávez consultor del Colegio de Ingenieros y de

la Cámara de la Construcción con la cual procedemos a calcular la altura que posiblemente tenga nuestra viga.

$$H = \sqrt{\frac{Md * 100000}{0,145 * f'c * bv}} + rec + fi$$

$$H = \sqrt{\frac{122,55 \frac{t}{m} * 100000}{0,145 * 240 * 70}} + 2,50 + 4 = cm \approx \mathbf{81 cm}$$

En base a esta altura pre-dimensionamos nuestra viga con el criterio que si la relación $H/b \approx 1,3$ o se acerca a este valor obtendremos una viga eficiente en su diseño, esto nos corroborara el ETABS una vez que ingresemos esta geometría.

$$Rel = \frac{H}{b} = 1,3$$

$$b = \frac{H}{1,3} = \frac{81}{1,3} = 62,34 \text{ cm} \approx \mathbf{60 cm}$$

$$Rel = \frac{85}{60} = 1,42 = \mathbf{OK}$$

Una vez pre-dimensionada la sección de nuestra viga continuamos con la altura útil de la misma con la siguiente fórmula:

$$d = H - rec - fiestr - fidb$$

$$d = 85 - 2,50 - 1 - 2,2 = \mathbf{80,25 cm}$$

Obtenemos el Acero mínimo (A_{smin}):

$$A_{smin} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 60 * 80,25 = \mathbf{16,05 cm^2}$$

Con los valores obtenidos anteriormente escogemos el fi de la varilla que mejor se adapte a las condiciones de nuestro diseño y calculamos el número de varillas que necesitamos para cubrir esa cantidad de acero.

$$num \text{ varillas} = \frac{A_{smin}}{0,00785 * fiv^2}$$

$$num\ var = \frac{16,05}{0,00785 * 25^2} = 3\ varillas$$

Se escogió una varilla de fi 25 para este caso, previo a iteraciones que se realizaron en una hoja de Excel para comprobar los resultados, hasta el momento tenemos el acero mínimo o superior, como se sabe los momentos máximos en la viga se producen en los extremos de la misma, por tal motivo se necesita colocar un refuerzo en este sector, se tiene hasta el momento 3ø 25 procedemos a calcular el acero de refuerzo en base al momento que se dispone:

$$As(-) = \frac{30 * Md}{d}$$

$$As(-) = \frac{30 * 122,55}{80,25} = 45,81\ cm^2 = \text{acero total requerido por la viga}$$

Obtenemos el número de varillas que nos falta adicionar para poder completar el acero requerido, utilizamos el mismo fi del anterior cálculo.

$$num\ varillas = \frac{As(-) - num\ var * 0,00785 * fi^2}{0,00785 * fi^2} + 1$$

$$num\ varillas = \frac{45,81 - 3 * 0,00785 * 25^2}{0,00785 * 25^2} + 1 = 7\ varillas$$

Nuestra cuantía de balance es la siguiente:

$$pb = 0,85 \frac{\phi * f'c}{fy} * \frac{6100}{6100 + fy}$$

$$pb = 0,85 * \frac{0,85 * 240}{4200} * \frac{6100}{6100 + 4200} = 2,45\%$$

Esta cuantía de balance nos indica que si la cumplimos tanto el acero como el hormigón llegarán a su límite de deformación al mismo tiempo con una carga X, pero si se produce una carga externa mayor, el acero empezará a fluir, al contrario del hormigón que si sobrepasa su límite de compresión explota, con esto las fisuras

aparecen y en el peor de los casos el colapso de la estructura, a este fenómeno se lo conoce como diseño frágil, lo cual no se puede permitir por ningún motivo.

Para evitar un diseño frágil nos basamos en el Capítulo 8 del ACI 318-14 en cual nos indica que debemos realizar un diseño dúctil de una viga, esto se logra con un valor máximo del 75% de la cuantía de balance, así logramos que el acero falle primero y el hormigón resista todavía la carga, pero para un diseño sismo resistente la NEC recomienda que se debe colocar el 50% de la cuantía de balance (ACI, 2015).

En este caso nuestra cuantía límite sería la siguiente:

$$p_{blim} = \frac{pb}{2} = \frac{2,45\%}{2} = 1,22\%$$

Procedemos a obtener la cuantía de acero que tenemos con nuestro armado y con la sección antes establecida.

$$cuantia = \frac{(num\ var + num\ varilla) * 0,00785 * f_i^2}{H * b} * 100$$

$$cuantia = \frac{(3 + 7) * 0,00785 * 25^2}{85 * 60} * 100 = 0,96\% = OK$$

Como podemos observar nuestra cuantía no sobrepasa el límite establecido con esto podemos asegurar que nuestra viga tiene un comportamiento dúctil y aseguramos que el acero falle primero, como siguiente paso determinamos la separación que debe tener las varillas en la viga la cual debe ser mayor a la mínima permitida por el código el cual indica que no debe ser menor que 2,5 o el diámetro de la varilla.

$$sep = \frac{((b - (2 * rec) - fiestr - num\ varillas\ total) * fi)}{num\ de\ varillas\ total - 1}$$

$$sep = \frac{((60 - (2 * 2,50) - 3 - 7) * 25)}{10 - 1} = 3,11\ cm$$

Pero la separación mínima que vamos a tener como indica el código se debe escoger el máximo valor entre 2,5 y diámetro de la varilla, en este caso nuestra varilla es de $\phi = 25\ mm$, por tal razón nuestra separación mínima es de 2,5 cm entre varillas.

Con este armado obtenemos el acero positivo el cual nos indica que siempre en la parte inferior del acero negativo por lo menos debe estar 50% de acero positivo, nunca menos que este porcentaje con esto se logra disipación de energía ante un sismo.

$$A_s (+) = \frac{\text{varillas totales}}{2} = \frac{7 + 3}{2} = 5 \phi 25 \text{ mm}$$

Este armado asegura que la viga soporte todas las sollicitaciones que están aplicadas a la estructura como carga muerta, carga viva, sismos, etc.

Posteriormente obtenemos el valor de **a** que es la zona donde se encuentra comprimido el hormigón que se encuentra en la parte superior de la viga

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{(3 + 7) * 0,00785 * 25^2 * 4200}{0,85 * 240 * 60} = 16,84 \text{ cm}$$

Obtenemos el momento resistente de la viga con la siguiente ecuación:

$$M_{res} = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{res} = \text{num varilla total} * 0,00785 * f_i^2 * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{res} = 10 * 0,00785 * 25^2 * 4200 * \left(80,25 - \frac{16,84}{2} \right) = 148,02 \frac{t}{m}$$

Este valor debe salir siempre mayor a momento de diseño, con esto garantizamos que nuestra viga resiste.

$$M_{res} = 148,02 \frac{t}{m}$$

$$M_d = 122,55 \frac{t}{m}$$

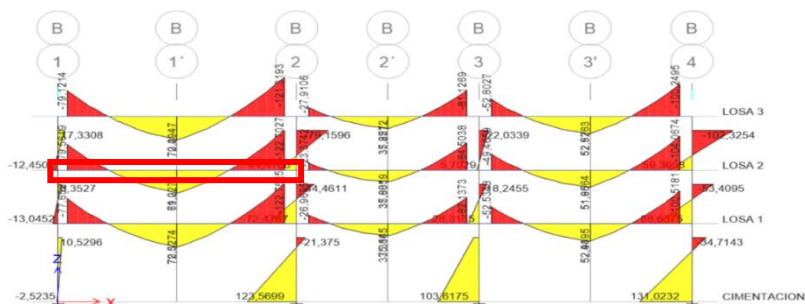
$$M_{res} > M_d \text{ OK}$$

Una vez que se ha realizado el pre-dimensionamiento con todos los pasos anteriormente descritos procedemos a realizar la corrida en el ETABS para comprobar

si los datos que ingresamos son los correctos, a continuación, en la figura se muestra los resultados de los diagramas de momento en una vista en elevación.

Figura 94

Momento máximo de la viga de 11,75 m, 122,76 t/m².

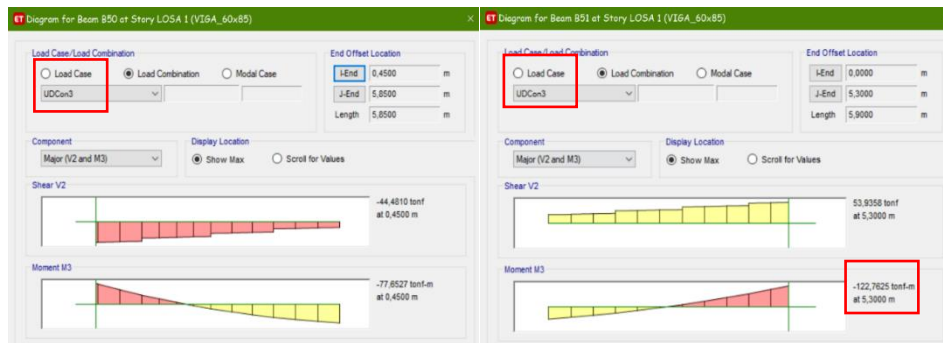


Nota: Momento máximo de la viga analizada. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Como se puede observar los resultados de la losa 2 la tomamos en cuenta ya que en ella se da los mayores momentos, de igual forma verificamos la viga más crítica que tiene una longitud de 11,75 m, se analiza la combinación más crítica para poder estar seguros de que hemos realizado bien el diseño, para nuestro caso hemos verificado la combinación 3 en la cual ingresa la carga muerta, carga viva, y sismo en sentido X.

Figura 95

Momento máximo de la viga de 11,75 m, 122,76 t/m².



Nota: Momento máximo de la viga analizada. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Verificamos que nuestro pre-dimensionamiento fue el correcto con nuestra hoja de Excel en la cual analizamos la viga más crítica de todo el edificio, por lo tanto, si esta viga resiste las solicitaciones descritas, las demás vigas deberán resistir de igual manera. manera.

Tabla 38

Cuadro Excel con el pre-dimensionamiento de la viga de 11,75 m, 122,79 t/m2.

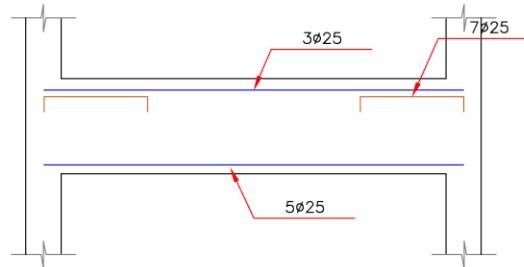
DATOS VIGA PRINC			DATOS VIGA SECUN		DISEÑO DE VIGAS	
L1	11,75	m	5,85		VIGAS	
L2	10,50	m	5,90		cm	0,319
L3	10,50	m	5,20		cv	0,35
L4	10,40	m	5,20		Cu	0,94
He	3,24	m			Me	144,98
TIPO_COL	INT				b col	0,90
					Fm	1,53
Fm col	1,15				Md	122,79
rec	2,50	cm			bviga	60
					hviga	81
fc	240,00	kg/cm2			hdef	85
fy	4200,00	kg/cm2			rela	1,42
						OK
pb	2,45%		15,70		d	80,25
pb límite	1,22%				Asmin	16,05
			<		fi	25
COL_INTER	5,30		>		num	3
			=		As (-)	45,90
COL_MEDIA	4,00				num	7
COL_ESQ	3,20		^		cuantía	0,96%
					sepa	3,11
fi	area	varillas	area total		sep min	2,50
2,5	4,909	10,00	49,09			OK
2,5	4,909	6,00	29,45		As (+)	5
			78,54		a	16,84
					Mresis	148,02
						OK

Nota: Cálculos de los parámetros de la viga analizada de 11,75 m con su momento de diseño, es de autoría propia de los autores de los autores.

Como se puede observar en los resultados el pre-dimensionamiento, de la viga crítica se la realizó correctamente con una variación de 0,03 t/m.

Figura 96

Armado de la viga de 11,75 m.

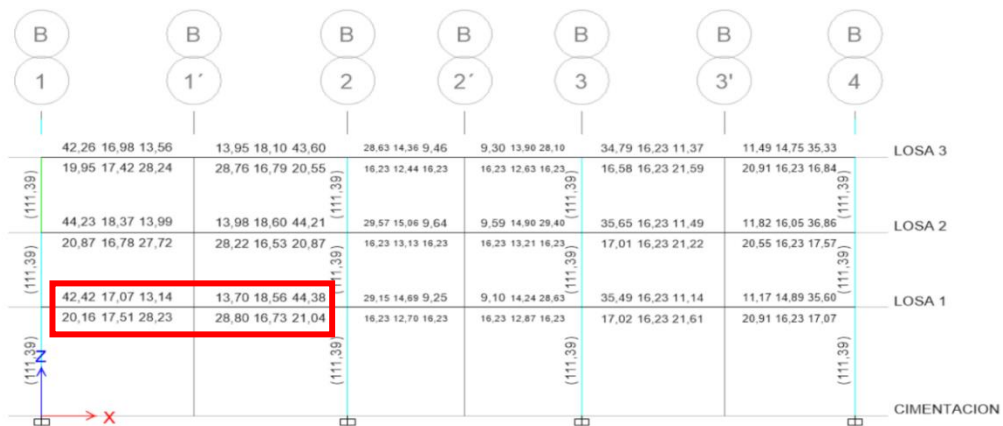


Nota: Armado de aceros de la viga de 11,75 m, es de autoría del propio autor

Como siguiente paso realizamos el diseño de los elementos en el ETABS con el **CONCRETE FRAME DESING**, el cual nos indicará el porcentaje de acero, el reforzamiento, la capacidad a la cual están sometidas las vigas y nuestras columnas, estos resultados de igual manera se contrastarán con los pre-dimensionamientos que hemos realizado.

Figura 97

Acero longitudinal analizado por el ETABS.



Nota: Acero longitudinal de la viga de 11,75 m, As=-= 42,64 cm. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 98

Porcentaje de Acero longitudinal analizado por el ETABS.



Nota: Porcentaje de Acero de la viga de 11,75 m, 0,87%. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En las figuras 97 y 98 podemos observar el diseño que realiza el ETABS y lo comparamos con nuestro pre-dimensionamiento el cual nos dio resultados muy pegados a la realidad en cuanto al acero longitudinal y al porcentaje de este, en base a esta tabla podemos mencionar que nuestro edificio está correctamente modelado.

Tabla 39

Porcentaje de Acero longitudinal y porcentaje de acero.

DATOS VIGA PRINC				DATOS VIGA SECUN		DISEÑO DE VIGAS	
L1	11,75	m	5,85			VIGAS	
L2	10,50	m	5,90		cm		0,319
L3	10,50	m	5,20		cv		0,35
L4	10,40	m	5,20		Cu		0,94
He	3,24	m			Me		144,98
TIPO_COL	INT				b col		0,90
					Fm		1,53
Fm col	1,15				Md		122,79
rec	2,50	cm			bviga		60
					hviga		81
fc	240,00	kg/cm2			hdef		85
fy	4200,00	kg/cm2			rela		1,42
							OK
pb	2,45%		15,70		d		80,25
pb limite	1,22%				Asmin		16,05
			<		fi		25
COL_INTER	5,30		>		num		3
			=		As (-)		45,90
COL_MEDIA	4,00				num		7
COL_ESQ	3,20		^		cuantía		0,96%
					sepa		3,11
fi	area	varillas	area total		sep min		2,50
2,5	4,909	10,00	49,09				OK
2,5	4,909	6,00	29,45		As (+)		5
			78,54		a		16,84
					Mresis		148,02
							OK

Nota: Excel de comprobación de resultados, es de autoría propia de los autores de los autores.

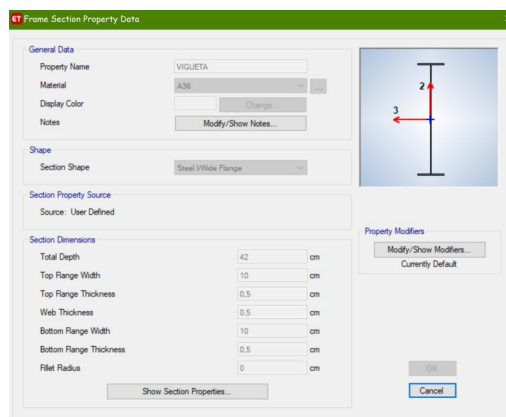
Diseño de Viguetas de acero

Para poder sujetar nuestra losa Deck y que esta funcione como una losa colaborante debemos diseñar las viguetas que van perpendicular a la dirección de la colocación de la losa Deck, las que deben tener su conexión a cortante con la viga

principal, por tal motivo luego de un pre-dimensionamiento se estableció la siguiente geometría de vigueta.

Figura 99

Ingreso de la vigueta de acero tipo I.



Nota: Creación e ingreso de la vigueta tipo I para soportar la losa Deck. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Tabla 40

Pre-dimensionamiento de la vigueta de acero tipo I.

Materiales			Datos arq		
A	36	ksi	Lv	7,10	m
E	2100000	kg/cm2	Lt	5,90	m
fc	240	kg/cm2	vigas	3	u
			at	1,48	m
Datos de vigueta					
bf	10	COMP	Cm	0,32	t/m2
tf	0,5	cm	Cv	0,35	t/m2
h	42	SISM	Cu	0,94	t/m2
tw	0,6	cm	W	10,10	t
Cb	1,00		Wr	1,42	t/m
			Mu	8,97	t-m
			Apoyo	8	u
			Lb	79	cm
			Mr	10,47	t-m
			D/C	0,86	86%

Nota: Excel para el pre-dimensionamiento de la vigueta tipo I, es de autoría propia de los autores de los autores.

En la tabla 40 se observa el pre-dimensionamiento de la vigueta que vamos a utilizar en la losa Deck, con la carga última definida se estable las dimensiones y la capacidad a la cual está nuestra vigueta que es al 86%, con estos valores procedemos a realizar el cálculo de la placa que va a ir a soldada y apernada a la viga principal de hormigón armado.

Como primer paso realizaremos la conexión apernada de la conexión para lo cual necesitamos la carga que baja a la nuestra vigueta:

$$Vu = \frac{W}{2} = \frac{10,10}{2} = 5,052 \text{ t}$$

Posterior a este paso se da las dimensiones de la placa la cual nosotros ingresaremos para luego comprobar si están dentro de los requerimientos de esta conexión, las variables que ocupamos son:

- **hp:** Altura de la placa.
- **bp:** Ancho de la placa.
- **e:** Espesor de la placa.

Para que esta placa funcione de manera correcta debe cumplir las siguientes condiciones:

1. La placa debe estar entre la mitad de la altura de la viga y 2/3 de la altura de la viga.

$$\text{altura de la viga} = \frac{42}{2} = 21 \text{ cm}$$

$$\text{altura de la viga} = \frac{2}{3} * 42 = 28 \text{ cm}$$

La altura de la placa que hemos escogido es 21 cm

Posterior a esto procedemos a escoger el tamaño del perno que podemos utilizar en esta placa y el número del mismo, se debe tener en cuenta que el mínimo número de pernos son dos.

Calculamos la capacidad del perno que viene dado por la siguiente ecuación:

$$Q = 0,75 * A_p * F_u$$

Donde:

Q: Capacidad del perno

A_p: Área del perno

F_u: Fluencia última.

$$Q = \frac{0,75 * \pi * D^2 * 2,54^2}{4} * F_u$$

$$Q = \frac{0,75 * \pi * \frac{5^2}{8} * 2,54^2}{4} * 3795 = 5633 \text{ kg} = \frac{5633}{1000} = 5,63 \text{ t}$$

Calculamos el número de pernos:

$$num = \frac{5,052}{5,63} = 0,89$$

El código nos indica que se debe colocar mínimo 2 pernos asumimos ese valor.

Definimos la distancia al borde en los cuales colocaremos los pernos, esta dimensión la llamaremos **L_v** y será ingresada por nosotros para luego ser controlada, con este dato calculamos la separación de los pernos a la cual llamaremos **s**.

$$s = \frac{hp - 2 * L_v}{num - 1} = \frac{21 - 2 * 6}{2 - 1} = 9 \text{ cm}$$

Procedemos al control del ancho de la placa **bp**, este debe ser mayor que 4 veces el tamaño del perno.

$$4 * \frac{5}{8} * 2,54 = 6,35$$

$$bp = 8 > 6,35 \text{ OK}$$

Continuamos con el chequeo de la distancia **Lv** que hemos escogido para nuestros diseños de la siguiente manera:

$$Lv > 2dp$$

Donde:

Lv: longitud al borde desde el perno.

dp: diámetro del perno.

$$6 > 2 * \frac{5}{8} * 2,54 = 3,175 \text{ OK}$$

Realizamos el control de la resistencia al desgarramiento que producen los pernos en la placa con la siguiente fórmula:

$$Desg = 0,75 * fy * 1,5 * (bp - da) * e$$

Donde:

fy: fluencia del acero.

bp: ancho del perno

da: diámetro de agujero del perno.

e: espesor de la placa

Para lo cual necesitaremos los datos como son el diámetro del perno **dp**, diámetro del agujero **da** y el área del perno **Ap**, los mismo que los calculamos con las siguientes expresiones:

$$dp = perno * 2,54$$

$$dp = \frac{5}{8} * 2,54 = 1,5875 \text{ cm}$$

$$da = \left(dp + \frac{1}{8} \right) * 2,54$$

$$da = \left(\frac{5}{8} + \frac{1}{8}\right) * 2,54 = 1,905 \text{ cm}$$

$$Ap = \frac{\pi * dp^2}{4}$$

$$Ap = \frac{\pi * 1,5875^2}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Con estos datos reemplazamos en la fórmula del desgarramiento para comprobar el valor:

$$Desg = \frac{0,75 * 2530 * 1,5 * (6,35 - 1,905) * 0,4}{1000} = 6,94 \text{ t}$$

Este valor debe ser mayor al **Vu** con el que diseñamos a nuestra placa.

$$Desg > Vu$$

$$6,94 > 5,052 \text{ OK}$$

El siguiente control que debemos realizar es la capacidad de fluencia que denominaremos **Py** que viene dada por la siguiente expresión:

$$Py = 0,9 * fy * bp * e$$

$$Py = \frac{0,9 * 2530 * 6,35 * 0,4}{1000} = 7,29 \text{ t}$$

Lo comparamos con la siguiente relación:

$$Py > Vu$$

$$7,29 > 5,052 \text{ OK}$$

Para poder asegurar que no falle por punzonamiento aplicamos la siguiente fórmula:

$$Punz = 2,4 * fy * 1,5 * dp * e$$

$$Punz = \frac{2,4 * 2530 * 1,5 * 1,5875 * 0,4}{1000} = 5,78 \text{ t}$$

El control de este parámetro se lo realiza de la siguiente manera:

$$Punz > \frac{Vu}{nump}$$

$$5,78 > \frac{5,052}{2} \quad \mathbf{OK}$$

Para el control del bloque de cortante necesitamos el área de tensión **At**, área neta a tensión **Ant**, área a corte **Av** y área neta a corte **Anv**.

$$At = \frac{bp}{2} * e$$

$$At = \frac{8}{2} * 0,4 = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2}$$

$$Ant = \left(\frac{bp}{2} - \frac{da}{2} \right) * e$$

$$Ant = \left(\frac{8}{2} - \frac{1,91}{2} \right) * 0,4 = \mathbf{1,22 \text{ cm}^2}$$

$$Av = (Lv + (nump - 1) * s) * e$$

$$Av = (6 + (2 - 1) * 9) * 0,4 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$$

$$Anv = (Lv + (nump - 1) * s) - (nump - 0,5) * da * e$$

$$Anv = (6 + (2 - 1) * 9) - (2 - 0,5) * 1,91 * 0,4 = \mathbf{4,86 \text{ cm}^2}$$

Con todos estos parámetros calculados procedemos y al control del bloque de cortante que viene dado por la siguiente expresión que nos indica que se debemos escoger el menor valor:

$$Bc = \frac{0,75 * 0,6 * Fu * Anv + Fu * Ant}{0,75 * 0,6 * FyAv * Fu * Ant}$$

$$Bc = \frac{0,75 * (0,6 * 2530 * 1,5 * 4,86 + 2530 * 1,5 * 1,22)}{1000} = 11,76 \text{ t}$$

$$Bc = \frac{0,75 * (0,6 * 2539 * 6 + 2530 * 1,5 * 1,22)}{1000} = \mathbf{10,30 \text{ t}}$$

Este resultado debe ser mayor que el Vu.

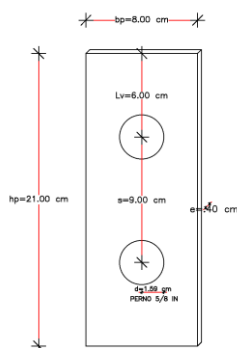
$$Bc > Vu$$

$$10,30 > 5,052 \text{ t} \quad \mathbf{OK}$$

Nuestra placa quedaría diseñada de la siguiente manera:

Figura 100

Placa de anclaje con la viga de hormigón.



Nota: Dimensiones de la placa de anclaje con sus pernos, es de autoría propia de los autores de los autores.

En la siguiente tabla se muestra el EXCEL realizado con las comprobaciones antes indicadas:

Tabla 41

Pre-dimensionamiento de la placa de anclaje con la viga de hormigón.

Apernado		
Vu	5,052	t
hp	21	OK
bp	8,0	OK
e	0,4	cm
Perno	5/8	in
Fu		ksi
Q	5,63	t
num	2	u
Lv	6,0	OK
s	9,0	OK
Desg	6,94	OK
Py	7,29	OK
Punz	5,78	OK
BC	10,30	OK
Punz Vs	8,67	OK

Nota: Excel para el pre-dimensionamiento de la placa de anclaje con la viga de hormigón armado, es de autoría propia de los autores de los autores.

Posterior al diseño de la placa para nuestra conexión se realiza el cálculo de la soldadura que va a resistir las fuerzas actuantes, para lo cual de igual manera se realizó un archivo de EXCEL, se utiliza las mismas dimensiones de la placa y se realizan los siguientes cálculos y chequeos.

Como primer valor que vamos a ingresar el electrodo que vamos a utilizar en este caso hemos escogido el electrodo 70 ksi.

Necesitamos calcular la garganta **g** de la soldadura con las siguientes condiciones:

$$g = \begin{matrix} e < 0,6 = e \\ e > 0,6 = e - 0,2 \end{matrix}$$

$$g = \begin{matrix} 0,4 < 0,6 = 0,4 \text{ cm } \mathbf{OK} \\ 0,4 > 0,6 = \text{no cumple} \end{matrix}$$

Procedemos a calcular la resistencia de la soldadura **Rs** con la siguiente expresión:

$$Rs = 0,32 * \frac{E}{14,23} * g * hp$$

$$Rs = 0,32 * \frac{70}{14,23} * 0,4 * 21 = 13,22 \text{ t}$$

Este valor debe ser mayor al Vu calculado

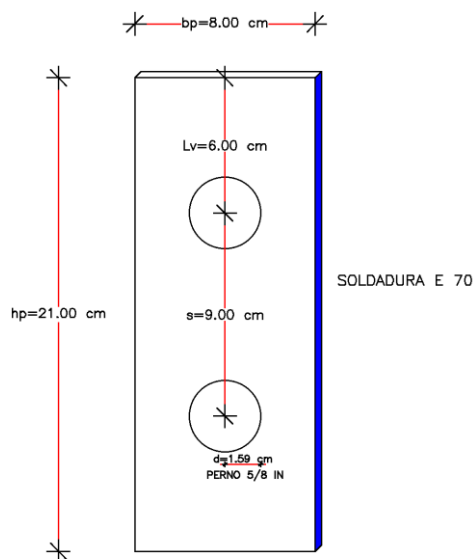
$$Rs > Vu$$

$$13,22 > 5,052 \text{ t } \mathbf{OK}$$

La soldadura de la placa quedaría de la siguiente manera.

Figura 101

Soldadura de la placa de anclaje con la viga de hormigón.



Nota: Dimensiones y soldadura de la placa de anclaje, con E 70 Ksi, es de autoría propia de los autores de los autores.

Cálculos realizados en el EXCEL con las comprobaciones antes indicadas:

Tabla 42

Excel para el cálculo de la soldadura de la placa de anclaje con la viga de hormigón.

Soldado		
Vu	5,05	t
hp	21	OK
bp	9,0	
e	0,4	cm
E	70	ksi
g	0,40	cm
Rs	13,22	OK

Nota: Verificaciones de la soldadura con E 70 Ksi, es de autoría propia de los autores de los autores.

Diseño de Columnas

Un elemento estructural, tal como una columna, se diseña usualmente para que falle de manera gradual. Este criterio reconoce que un elemento estructural es capaz de resistir cargas de forma segura más allá del rango elástico, siempre que haya una ductilidad mínima. Adicionalmente, el uso de computadores, hardware y software permite cambiar el diseño de cada columna como elemento independiente, separado del resto, por el análisis del efecto de este elemento estructural en el comportamiento de la estructura en su conjunto y viceversa. En este sentido los modelos estructurales tridimensionales son esenciales. En zonas sísmicas, por ejemplo, se recomienda usar el criterio columna fuerte – viga débil que implica que el daño ante cargas que esfuerzan a la estructura más allá del rango elástico debe ocurrir principalmente en las vigas. Se reconoce así la importancia de evitar que las columnas fallen inicialmente, porque podría ocurrir un colapso rápido de la estructura. El Ecuador es una zona de alto peligro sísmico, por lo que es seguro que, tarde o temprano, nuestras estructuras sufrirán sismos que producirán mucho daño (Caiza S & Cevallos, 2015).

Para proceder al diseño de las columnas tomamos en cuenta las cargas que se establecieron anteriormente como carga muerta y carga viva, de igual manera realizaremos el pre-diseño de la columna más crítica que encontremos en el plano arquitectónico, es de suponer que en el sector donde encontraremos dicha columna es el mismo donde está la viga más crítica.

Como primer paso sacamos el área cooperante de nuestra columna:

$$A_{coop} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) * \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2} \right)$$

$$A_{coop} = \left(\frac{11,75}{2} + \frac{10,50}{2} \right) * \left(\frac{10,50}{2} + \frac{10,40}{2} \right) = \mathbf{116,26 \text{ m}^2}$$

Calculamos la carga última que llega a nuestra columna:

$$P_u = 1,2 * C_m * \# \text{ de pisos} + 1,6 * C_v * \# \text{ de pisos}$$

$$P_u = 1,2 * 0,319 \text{ no incluye el peso de las vigas} * 3 + 1,6 * 0,35 * 3 = \mathbf{378,14 T}$$

Para realizar el pre-dimensionamiento de la columna, nos basamos en la curva de interacción de la misma, nos dice que si el momento es igual a cero este soportará su mayor carga, pero a medida que aumenta el momento la capacidad de carga va de más a menos y viceversa, al momento que se genera la línea de equilibrio en la curva, es decir ingresa el sismo, la columna está en su máxima capacidad este punto es llamado el PbMb, esta línea divide a la curva en dos, la parte de arriba en compresión y la de abajo en tracción.

Este punto máximo lo podemos observar a un 1/3 de la altura de la curva de interacción, el pre-dimensionamiento lo haremos con este concepto, es decir que la columna trabaje a 1/3 del P_u final, así garantizamos que logramos que si llega al momento más crítico se comporte de manera eficiente.

Calculamos la capacidad última de la columna, en este punto no existe nada de momento es la siguiente:

$$P_u = 0,85f'_cA_g + A_s f_y \quad (1)$$

La cuantía mínima de columna es el 1%, pero si tomamos este valor para hacer el pre-dimensionamiento y al momento de comprobar estos valores en el ETABS nos indica que la columna no está correcta, ya no podremos establecer otro valor porque nos encontramos en el límite de esa columna, por esta razón nos tomamos la libertad de establecer el 1,2% para poder tener un espacio en caso de que los resultados que obtengamos no sean los adecuados.

$$A_s = 0,012A_g \quad (2)$$

Reemplazamos la ecuación 2 en 1:

$$P_u = 0,85f'_cA_g + 0,012A_g f_y$$

$$Pu = 0,85 * 240Ag + 0,012 * 4200Ag$$

$$Pu = 204Ag + 50,4Ag = 254,40 Ag$$

El Pu que hemos obtenido se encuentra en la parte más arriba de las abscisas de la curva, pero como mencionamos para garantizar que nuestra columna llegue a su capacidad máxima este valor lo dividimos para 3

$$Pu = \frac{254,40 Ag}{3} = 84,40 Ag$$

Para poder saber qué área de hormigón necesitamos en despejamos de la fórmula anterior.

$$Ag = \frac{Pu}{84,40} = \frac{378140}{84,40} = \mathbf{4459,22 \text{ cm}^2}$$

Este resultado le sacamos la raíz cuadrada y podremos saber cuáles podrían ser las dimensiones de las columnas.

$$dimens = \sqrt{513390} = 66,78 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Este dato sería la dimensión posible de la columna que necesitamos, pero debemos tomar en cuenta que debemos diseñar para que cumpla columna fuerte – viga débil, por tal razón se debe analizar los resultados, la cantidad de acero, el espaciamiento, las zonas de confinamiento entre los principales.

Luego de realizar algunas iteraciones en un archivo de Excel generado por los autores, hemos llegado al pre- dimensionamiento de nuestra columna con los siguientes datos:

Tabla 43

Excel para el cálculo de la columna más crítica del bloque 1.

DATOS COLUMNA CENTRALES		
ANCHO	90	cm
PROFUN	120	cm
varilla A	9	u
varilla P	8	u
fi Longi	22	mm
fi Esquine	20	mm
fi estribo	10	mm
recu	4,00	cm

Nota: Datos para el pre-dimensionamiento de la columna, es de autoría propia de los autores de los autores.

Se empieza los cálculos con el número de varillas que se tiene en el armado propuesto.

$$Numvarcol = Var A * 2 + (Var P - 2) * 2$$

$$Numvarcol = 9 * 2 + (8 - 2) * 2 = 30 \text{ varillas}$$

Como siguiente paso obtenemos el ancho confiando **bc** y la profundidad confinada **pc**, que nuestra NEC-15 en su Capítulo NEC-SE-HM nos dice que **bc**= distancia máxima, medida de centro a centro entre esquinas del estribo (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

$$bc = ancho - 2 * rec - fiestr$$

$$bc = 90 - 2 * 2,5 - 1,2 = 83,80 \text{ cm}$$

$$pc = profun - 2 * rec - fiestr$$

$$pc = 120 - 2 * 2,5 - 1,2 = 113,80 \text{ cm}$$

Para poder establecer esta columna que es la que necesitamos debemos establecer 3 controles:

1. Garantizar que exista por lo menos el 1% de acero en el armado.

$$As = 4 * 0,00785 * fi Esquin^2 + (Num var col - 4) * 0,00785 * fi Longi^2$$

$$A_s = 4 * 0,00785 * 22^2 + (30 - 4) * 0,00785 * 20^2 = \mathbf{111,34 \text{ cm}^2}$$

$$cuantia = \frac{A_s}{A_g} = \frac{111,34 \text{ cm}^2}{10800 \text{ cm}^2} = \mathbf{1,03\% \quad OK}$$

2. Separación libre en el ancho

$$sep \text{ libre } A = \frac{bc - fi \text{ estr} - 2 * fi \text{ esq} - (var A - 2) * fi \text{ longi}}{var A - 1}$$

$$sep \text{ libre } A = \frac{83,80 - 1,2 - 2 * 2 - (9 - 2) * 2,2}{9 - 1} = \mathbf{7,90 \text{ cm}}$$

3. Separación libre en la profundidad

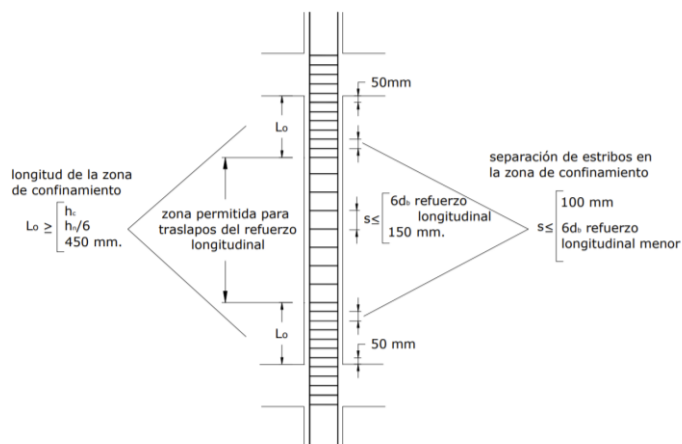
$$sep \text{ libre } P = \frac{pc - fi \text{ estr} - 2 * fi \text{ esq} - (var P - 2) * fi \text{ longi}}{var P - 1}$$

$$sep \text{ libre } P = \frac{113,80 - 1,2 - 2 * 2 - (8 - 2) * 2,2}{8 - 1} = \mathbf{13,63 \text{ cm}}$$

Para garantizar que nuestra columna disipe energía debemos establecer un parámetro muy importante que el confinamiento a continuación se muestra la figura 54 en la misma que se indica los límites que debe tomarse para el diseño del confinamiento.

Figura 102

Separación de estribos, confinamiento.



Nota: Confinamiento en columnas de hormigón armado. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Estructuras de Hormigón Armado, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Procedemos a obtener el valor de L_o que es el máximo valor entre lo siguiente:

$$L_o = \frac{45 \text{ cm}}{\text{ancho/profun col}} \\ \text{altura de col}$$

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

$$L_o = \frac{45 \text{ cm}}{3,24 \text{ cm}} = 120 \text{ cm} = \mathbf{120 \text{ cm}}$$

Calculamos la separación máxima entre estribos dentro de L_o :

$$Sep \text{ max} = \left\{ \begin{array}{l} 6db \text{ ref long menor} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

$$Sep \text{ max} = \left\{ \begin{array}{l} 22 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\} = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

El área del refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

Figura 103

Separación de estribos, confinamiento condiciones.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f_c}{f_{yt}}$$

Dónde:

A_{sh} Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión b_c , mm^2 .

s Separación, centro a centro, entre estribos, mm .

b_c Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm .

Nota: Confinamiento en columnas de hormigón armado. Tomado de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Estructuras de Hormigón Armado, 2015, Norma Ecuatoriana de la Construcción.

En nuestro caso el Ash que se escogió es el siguiente:

$$Ash = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{bc * s * f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \\ 0,09 \frac{bc * s * f'c}{fy} \end{array} \right\}$$

$$Ash = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{bc * s * f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \\ 0,09 \frac{bc * s * f'c}{fy} \end{array} \right\}$$

Como se dispone de todas las variables para poder obtener el confinamiento, se lo calcula con el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$Ac = bc * pc$$

$$Ac = 84 * 114 = 9576 \text{ cm}^2$$

$$Ash = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{84 * 10 * 240}{4200} * \left(\frac{6054,10}{9576} - 1 \right) = 1,84 \text{ cm} \\ 0,09 \frac{84 * 10 * 240}{4200} = \mathbf{4,32 \text{ cm}} \end{array} \right\}$$

Con estos valores calculamos el número de vinchas que debe tener nuestra columna:

$$vinchas = \frac{Ash}{0,00785 * fi * estri^2}$$

$$vinchas = \frac{4,32}{0,00785 * 10^2} = 5,5 \approx \mathbf{6 \text{ vinchas}}$$

Tabla 44

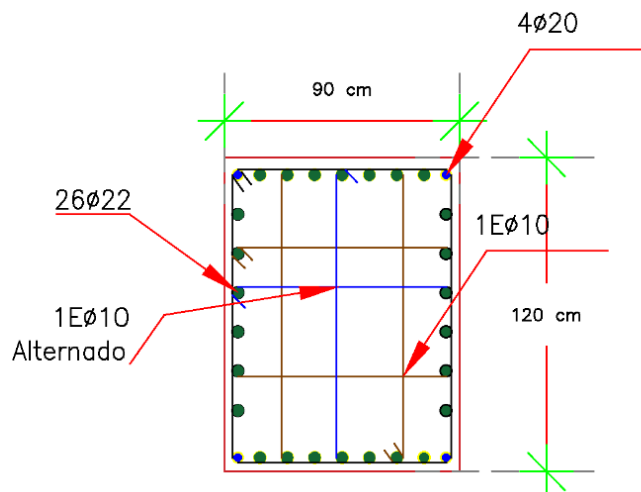
Pre-dimensionamiento de columna.

CALCULOS COLUMNA		
Num	30,00	u
bc	81,00	cm
pc	111,00	cm
Ac	8991	cm ²
Ag	10800	cm ²
As	111,34	cm ²
cuantía	1,03%	
sep libre A	7,58	
sep libre P	13,26	
CONFINAMIENTO/ VINCHAS		
Lo	120	cm
sep estri max	10	cm
Ash	4,17	cm ²
vinchas	5,3	u
PISOS ABAJO		
	6,00	u

Nota: Pre-dimensionamiento de la columna, confinamiento, es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 104

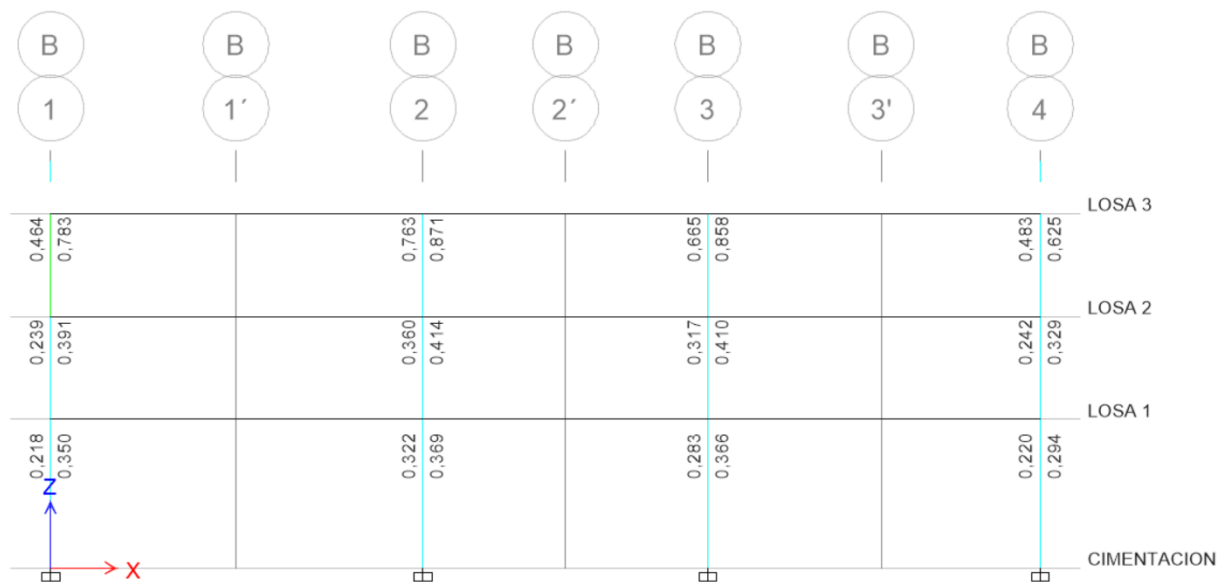
Armado de la columna.



Nota: Armado de la columna, confinamiento, es de autoría propia de los autores de los autores. Con este armado comprobamos que nuestra columna más crítica pueda trabajar correctamente y no sobrepase el 1% en el diseño.

Figura 105

Concrete frame desing, radios de capacidad ETABS.

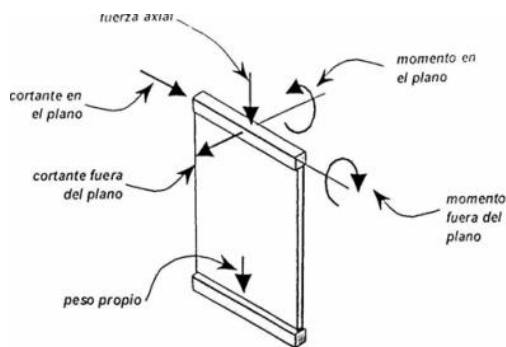


Nota: Comprobación de los radios de capacidad de las columnas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Diseño de Muro

Figura 106

Vista en elevación y en planta de un muro



Nota: Demostración de las cargas de las acciones externas sobre un muro. Tomado de Aplicaciones para análisis y diseño de elementos de concreto reforzado, 2005, Pablo Zúñiga Miranda

Sentido X-X

Tabla 45

Datos de ingreso para el diseño del muro en sentido X-X

Datos		
Mu	278.00	T-m
Nn	123.00	Tn
Vu	178.00	Tn
F'c	240.00	Kg/cm ²
Fy	4200.00	Kg/cm ²
largo	350.00	cm
espesor	29.00	cm
alto	4.68	metros
Factor sobre esfuerzo	1.25	
Wv	1.30	Por norma
As ini	0.0100	
As mini	0.0025	
ϕ	0.70	
ρ	0.001	
base	35	cm
altura	35	cm

Nota: Datos para el pre-dimensionamiento del muro, es de autoría propia de los autores de los autores.

Verificación de la sección resistente a corte

El diseño de la sección horizontal para resistir el corte en el plano del muro estructural se realizará basándonos primordialmente a partir de la siguiente expresión:

(ACI, 2015, pág. 175)

$$V_{u \text{ admisible}} > V_{u \text{ Diseño}}$$

Cortante ultimo de diseño

$$V_{U \text{ diseño}} = V_{u \text{ cálculo}} * \phi * Wv$$

ϕ = Factor de sobre esfuerzo = 1,25

W_v = Factor de magnificación dinámico del corte que depende exclusivamente del número de pisos del edificio.

Tabla 46

Factor de magnificación dinámico del corte

Número de Pisos	W_v
1	1.0
2-3-4-5	1.30
6-7-8-9	1.50
10-11-12-13-14	1.70

Nota: Factores de magnificación dinámico del corte, que depende exclusivamente del número de pisos del edificio. (ACI, 2015)

Tabla 47

Cortante ultimo de Diseño

Cortante ultimo de Diseño		
Vu diseño	289.25	tn

Nota: Calculo del cortante ultimo de Diseño es de autoría propia de los autores de los autores.

Cortante Máximo Admisible

Inicialmente es necesario comprobar si la resistencia a la cortante máxima permitida será suficientemente grande como para soportan la cortante actuante. (ACI, 2015, pág. 177)

$$2,65 * \sqrt[2]{F'c} * tw * lw$$

Tabla 48*Cortante Máximo Admisible*

Cortante Máximo admisible	
333.36	OK

Nota: Calculo del cortante máximo admisible, es de autoría propia de los autores de los autores.

Por lo tanto, sí significa que la sección del muro estructural es apta para evitar una posible falla frágil ocasionada por el corte caso de que este sea mayor que el normativo se deberá aumentar la sección del muro.

Armadura longitudinal

$$Mn = 0,5 * As * tw * fy * \left(1 + \frac{M}{As * fy}\right) * \left(1 - \frac{C}{tw}\right)$$

$$As = \rho * tw * lw$$

Comenzamos inicialmente con un $\rho = 0,01$

$$M = \frac{Nn}{\phi}$$

$$C = \left[\frac{\rho * \frac{fy}{fc} + \frac{Nn}{lw * tw * fc}}{0,85 * \beta_1 + 2 * \rho * \frac{fy}{fc}} \right] * lw$$

Debe cumplir la siguiente restricción

$$\phi * Mn > Mu$$

Tabla 49*Cálculo de la armadura longitudinal*

Armadura longitudinal		
As ini	101.5	cm ²
Mn	175.7142857	Tn
C	41.414	cm
Mn	92886510.55	Kg-cm
Mn	928.865	Tn-m
835.9785949	OK	
De acuerdo con la ACI		

ρ mínimo en muros estructurales es =0,0025

As mini	25.375	cm ²
As por capa	12.69	cm ²

Por lo tanto, en acero longitudinal va a ser 1 ϕ 10 mm @ 17 cm

Nota: Calculo de la armadura longitudinal en sentido X-X, es de autoría propia de los autores de los autores.

Armadura Horizontal

Para este caso vamos a hacer internaciones es decir comenzamos con una armadura, si es el caso de aumentar o disminuir.

Asumo 2 ϕ 10 mm @ 17 cm

$$\rho_n = \frac{As \text{ asumido}}{S * tw}$$

$$\rho_n > \rho_{min} \therefore ok$$

Según el ACI

$$\phi * V_n = \phi * A_{muro} * (0,53 * \sqrt{f_c} + \rho_n * f_y)$$

$$\phi * V_n > V_u \text{ diseño}$$

Tabla 50

Cálculo de la armadura Horizontal

Armadura Horizontal		
As asumido	1 ϕ 10 mm @ 17 cm	
ρ_n	0.00319	OK
ρ_{min}	0.0018	
Según la ACI		
ϕV_n ACI	186.38	Tn
ϕV_n ACI > V_u		OK

Por lo tanto, cumple entonces la armadura horizontal es 2 ϕ 10 mm @ 17 cm

Nota: Calculo de la armadura Horizontal en sentido X-X, es de autoría propia de los autores de los autores.

Revisión de cabezal como columna de corte

$$P_{uc} = \frac{N_n}{2} + \frac{M_u}{br}$$

Donde;

Br= es el brazo de palanca de eje a eje entre los cabezales

$$P_u = 0,80 * 0,65 * (0,85 * f_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P_u > P_{uc}$$

Tabla 51

Chequeo de cabezales

Cabezales		
AS total	101.5	cm2
As mini	25.375	cm2
br	2.55	metros
P _{uc}	170.52	Tn
P _u	209.03883	OK

Nota: Se chequea los cabezales para que cumpla con el acero mínimo, es de autoría propia de los autores de los autores.

Confinamiento de cabezales

Tabla 52

Chequeo de confinamiento de cabezales

Confinamiento de los cabezales		
Ac	676	cm ²
h ^{''}	26	26
Espaciamiento	17	cm
Ashx	2.273	cm ²
ramales	4	
Ashx total	0.57	cm ²
Ashy	2.27	cm ²
Ashy total	0.57	cm ²

Por lo tanto, el estribo va a ser igual en el sentido x como en el sentido y por lo que son columnas cuadradas: **4 ϕ 10 mm @ 17 cm**

Nota: Se chequea el confinamiento de los cabezales para que cumpla con el acero, es de autoría propia de los autores de los autores.

Sentido Y-Y

Tabla 53

Datos de ingreso para el diseño del muro en sentido Y-Y

Datos		
Mu	308.00	T-m
Nn	16.00	Tn
Vu	181.00	Tn
F'c	240.00	Kg/cm ²
Fy	4200.00	Kg/cm ²
largo	350.00	cm
espesor	29.00	cm
alto	4.68	metros
Factor sobre esfuerzo	1.25	
Wv	1.30	Por norma
As ini	0.0100	
As mini	0.0025	
ϕ	0.70	
ρ	0.001	
base	35	cm
altura	35	cm

Nota: Datos para el pre-dimensionamiento del muro, es de autoría propia de los autores de los autores.

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN RESISTENTE A CORTE

El diseño de la sección horizontal para resistir el corte en el plano del muro estructural se realizará basándonos primordialmente a partir de la siguiente expresión:

(ACI, 2015, pág. 177)

$$V_{u \text{ admisible}} > V_{u \text{ Diseño}}$$

Cortante ultimo de diseño

$$V_{U \text{ diseño}} = V_{u \text{ cálculo}} * \phi * W_v$$

ϕ = Factor de sobre esfuerzo = 1,25

W_v = Factor de magnificación dinámico del corte que depende exclusivamente del número de pisos del edificio.

Tabla 54

Factor de magnificación dinámico del corte

Número de Pisos	Wv
1	1.0
2-3-4-5	1.30
6-7-8-9	1.50
10-11-12-13-14	1.70

Nota: Factores de magnificación dinámico del corte, que depende exclusivamente del número de pisos del edificio. (ACI, 2015)

Tabla 55

Cortante ultimo de Diseño

Cortante ultimo de Diseño	
Vu diseño	294.13 tn

Nota: Calculo del cortante ultimo de Diseño es de autoría propia de los autores de los autores.

Cortante Máximo Admisibile

Inicialmente es necesario comprobar si la resistencia a la cortante máxima permitida será suficientemente grande como para soportar la cortante actuante.

$$2,65 * \sqrt[2]{F'c} * tw * lw$$

Tabla 56

Cortante Máximo Admisibile

Cortante Máximo admisible	
333.36	OK

Nota: Calculo del cortante máximo admisible, es de autoría propia de los autores de los autores.

Por lo tanto, sí significa que la sección del muro estructural es apta para evitar una posible falla frágil ocasionada por el corte caso de que este sea mayor que el normativo se deberá aumentar la sección del muro.

Armadura longitudinal

$$Mn = 0,5 * As * tw * fy * \left(1 + \frac{M}{As * fy}\right) * \left(1 - \frac{C}{tw}\right)$$

$$As = \rho * tw * lw$$

Comenzamos inicialmente con un $\rho = 0,01$

$$M = \frac{Nn}{\phi}$$

$$C = \left[\frac{\rho * \frac{fy}{fc} + \frac{Nn}{lw * tw * fc}}{0,85 * \beta_1 + 2 * \rho * \frac{fy}{fc}} \right] * lw$$

Debe cumplir la siguiente restricción:

$$\phi * Mn > Mu$$

Tabla 57

Cálculo de la armadura longitudinal

Armadura longitudinal		
As ini	101.5	cm ²
Mn	22.85714286	Tn
C	12.421	cm
Mn	75812960.72	Kg-cm
Mn	758.130	Tn-m
682.3166465	OK	
De acuerdo a la ACI		

ρ mínimo en muros estructurales es =0,0025

As mini	25.375	cm ²
As por capa	12.69	cm ²

Por lo tanto, en acero longitudinal va a ser 1 ϕ 10 mm @ 17 cm

Nota: Calculo de la armadura longitudinal en sentido Y-Y, es de autoría propia de los autores de los autores.

Armadura Horizontal

Para este caso vamos haremos internaciones, es decir comenzamos con una armadura, si es el caso de aumentar o disminuir.

Asumo 2 ϕ 10 mm @ 17 cm

$$\rho_n = \frac{As \text{ asumido}}{S * tw}$$

$$\rho_n > \rho_{min} \therefore ok$$

Según el ACI

$$\phi * V_n = \phi * A_{muro} * (0,53 * \sqrt{f_c} + \rho_n * f_y)$$

$$\phi * V_n > V_u \text{ diseño}$$

Tabla 58

Cálculo de la armadura Horizontal

Armadura Horizontal		
As asumido	1 ϕ 10 mm @ 17 cm	
ρ_n	0.00319	OK
ρ_{min}	0.0018	
Según la ACI		
ϕV_n ACI	186.38	Tn
ϕV_n ACI > V_u		OK

Por lo tanto, cumple entonces la armadura horizontal es 2 ϕ 10 mm @ 17 cm

Nota: Cálculo de la armadura Horizontal en sentido Y-Y, es de autoría propia de los autores de los autores.

Revisión de cabezal como columna de corte

$$P_{uc} = \frac{N_n}{2} + \frac{M_u}{br}$$

Donde;

Br= es el brazo de palanca de eje a eje entre los cabezales

$$P_u = 0,80 * 0,65 * (0,85 * f_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P_u > P_{uc}$$

Tabla 59*Chequeo de cabezales*

Cabezales		
AS total	101.5	cm2
As mini	25.375	cm2
br	2.55	metros
Puc	170.52	Tn
Pu	209.03883	OK

Nota: Se chequea los cabezales para que cumpla con el acero mínimo, es de autoría propia de los autores de los autores.

Confinamiento de cabezales**Tabla 60***Chequeo de confinamiento de cabezales*

Confinamiento de los cabezales		
Ac	676	cm2
h"	26	26
Espaciamiento	17	cm
Ashx	2.273	cm2
ramales	4	
Ashx total	0.57	cm2
Ashy	2.27	cm2
Ashy total	0.57	cm2

Por lo tanto, el estribo va a ser igual en el sentido x como en el sentido y por lo que son columnas cuadradas: **4 ϕ 10 mm @ 17 cm**

Nota: Se chequea el confinamiento de los cabezales para que cumpla con el acero, es de autoría propia de los autores de los autores.

Diseño de Nudos

En el diseño sismo resistente de todas las estructuras de concreto armado se debe cumplir con el requisito de columna fuerte – viga débil, el cual busca el desarrollo de rótulas plásticas a flexión en las vigas, lo que constituye un mecanismo estable de

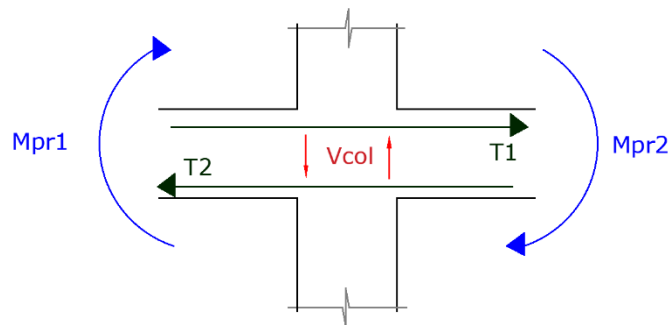
disipación de energía inelástica durante un sismo, de esta manera se controla las fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de adherencia y corte son las responsables de conducir a un colapso prematuro de la estructura (Cabanillas, 2014).

Para poder realizar la comprobación si en nuestro diseño existe la conexión columna fuerte – viga débil se debe analizar a cada nudo si tuviésemos diferentes vigas y columnas, ya que nuestra estructura tiene un solo tipo de viga y columna se analizará un solo nudo en este caso sería el que se encuentra en la zona con mayores derivas que es la losa 2.

Se realizó una hoja de Excel en la cual se procede a verificar este nudo de la siguiente manera:

Figura 107

Datos para el nudo fuerte.



Nota: Componente del nudo fuerte, es de autoría propia de los autores de los autores
Primero se establece la siguiente condición:

$$V_j < \phi V_n$$

Donde:

V_j: Cortante calculado.

V_n: Resistencia nominal al corte.

Ø: Factor de reducción por capacidad =1.

Pero V_j se calcula de la siguiente manera:

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

Donde:

T1 y T2: Tensiones en el nudo.

Vcol: Cortante que se produce en la columna.

Calculamos T1 y T2:

Debido a que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a rotaciones grandes, la resistencia a cortante requerida se determina con un esfuerzo de al menos **1.25 f_y** para el refuerzo longitudinal (ACI, 2015).

$$T_1 = 1,25 A_s F_y$$

$$T_1 = 1,25 * (A_{smin} + A_s(-)) * 0,00785 * f_i^2 * f_y$$

$$T_1 = 1,25 * (3 + 7) * 0,00785 * 2,5^2 * 4200 = \mathbf{257,58 t}$$

$$T_2 = 1,25 * A_s(+) * 0,00785 * f_i^2 * f_y$$

$$T_2 = 1,25 * 5 * 0,00785 * 2,5^2 * 4200 = \mathbf{128,79 t}$$

Como siguiente paso calculamos el V_{col} :

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$$

Donde:

Vcol: Cortante de la columna.

Mpr1 y Mpr2: Momento probable para que la viga se fracture.

H: altura de la columna.

$$M_{pr1} = T1 * \left(d - \frac{T1}{1,7 * f'c * b} \right)$$

$$M_{pr1} = 257,58 * \left(80,25 - \frac{257,58}{1,7 * 4200 * 60} \right) = \mathbf{179,60 t}$$

$$M_{pr2} = T2 * \left(d - \frac{T2}{1,7 * f'c * b} \right)$$

$$M_{pr2} = 128,79 * \left(80,25 - \frac{128,79}{1,7 * 4200 * 60} \right) = \mathbf{96,58 t}$$

Con estos datos procedemos a calcular nuestro V_j :

$$V_j = T1 + T2 - V_{col}$$

$$V_j = 257,58 + 128,79 - \frac{179,60 + 96,58}{3,24} = \mathbf{301,13 t}$$

Este valor es la fuerza que quiere romper el nudo por lo tanto debe ser superior su resistencia al momento del diseño.

A continuación, se realiza el cálculo de V_n :

$$V_n = \alpha * \sqrt{f'c} * A_c$$

Donde:

α : coeficiente de la columna en tres casos:

1. Columna interna= 5,30
2. Columna medianera= 4
3. Columna Esquinera= 3,20

A_c : promedio entre el ancho de la viga y ancho de la columna

Si el ancho de la viga que llega a columna es menor que el 75% del ancho de la columna, el código nos indica que se debe bajar el valor de α , por esta razón hemos considerado que nuestro $\alpha = 5,30$ (ACI, 2015).

$$A_c = \frac{bv + bcol}{2} * bcol$$

$$A_c = \frac{60 + 90}{2} * 90 = \mathbf{6750 cm^2}$$

Con estos datos ya calculados procedemos a determinar nuestro V_n :

$$V_n = 0,85 * 5,30 * \sqrt{240} * 6750 = 355,54 t$$

$$V_n > V_j$$

$$355,54 t > 301,13 t \quad \text{NUDO FUERTE}$$

Otro requisito fundamental para la sismo resistencia es la adherencia la cual se debe cumplir para evitar el colapso de las estructuras, este aspecto tiene mucho que ver con el nudo fuerte para lo cual el código nos dice que por lo menos en la zona del nudo debe existir **20db** y se la calcula de la siguiente manera:

$$adhe = 20 * db$$

$$adhe = 20 * 2,5 = 50 \text{ cm}$$

Esto nos quiere decir que por lo menos debe estar dentro del nudo 50 cm de varilla para que cumpla esta condición.

Tabla 61

Excel de comprobación de nudo fuerte.

NUDO FUERTE	
T1	257,58
T2	128,79
Mpr1	179,60
Mpr2	96,58
Vj	301,13
ALFA	5,30
Bcol	90,00
CONDI	
ALFA_DEF	4,00
Ac	6750
	355,54
Vn	NUDO FUERTE
	CF_VD
ADHERENCIA	50,00
	OK

Nota: Comprobación del nudo fuerte, es de autoría propia de los autores.

Diseño de la Cimentación

Viga de Cimentación

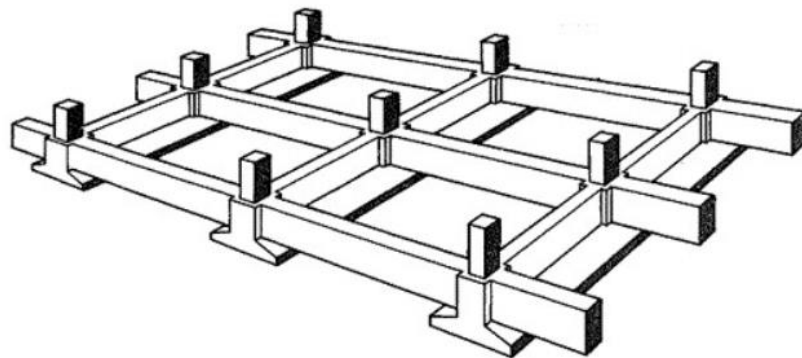
Es la cimentación que soporta dos o más columnas que se diseña de tal manera que la armadura de refuerzo soporta la flexión y el cortante.

Las vigas de cimentación se utilizan en su mayoría donde los momentos y las cargas son grandes y la capacidad admisible es media o baja.

La sección transversal puede ser rectangular o bien adoptar la forma de T invertida con economía de hormigón y acero, pero con un mayor coste de encofrado mano de obra. (Guerra, 2013, pág. 133).

Figura 108

Esquema vigas de cimentación.



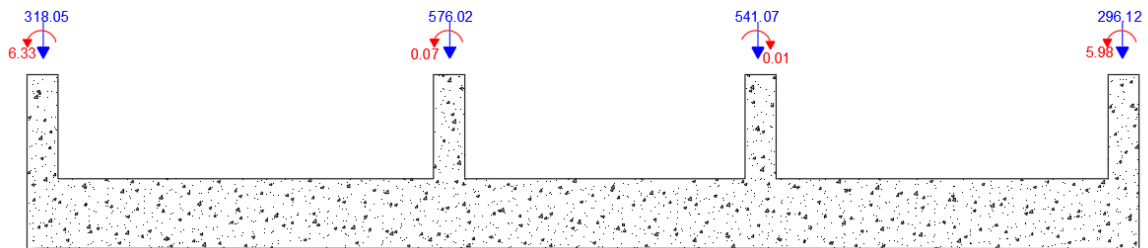
Nota: Se puede observar el armado de una viga de cimentación Bidireccional, Autor (Guerra, 2013, pág. 134)

Diseño de la viga de Cimentación

Para el diseño de las vigas de cimentación escogemos el Eje más crítico en este caso es el eje C del Bloque 1.

Figura 109

Eje B del Bloque 1



Nota: Se puede observar las cargas que se transmite del bloque 1 a la cimentación, es de autoría propia de los autores.

Ubicación de la resultante

$$318.05 + 576.02 + 541.07 + 296.12 = R$$

$$R = 1731.30 \text{ t}$$

Realizamos sumatoria de momentos con respecto al borde izquierdo de la zapata

$$\sum M_o = 0.50 * 318.05 + 12.25 * 576.02 + 21.25 * 541.07 + 31.74 * 296.12 - 6.33 - 0.07 + 0.01 - 5.98 - R * x$$

$$x = \frac{28099.30}{1731.30} = 16.23 \text{ m}$$

$$e = \frac{32.24}{2} - 16.23 = -0.11 \text{ m}$$

- **Determinamos área de Cimentación**

$$A_f = \frac{P_s}{q_{adm}}$$

Donde:

A_f= Área de fundación

P_s= Carga ultimo de servicio

q_{adm}= Esfuerzo admisible del suelo

$$A_f = \frac{1731.30 * 1.25}{18} = 120.22 \text{ m}^2$$

$$\frac{120.22}{36.24} = 3.30 \text{ m}$$

- **Esfuerzo en el Suelo**

$$q_{s1,2} = \frac{\sum P}{A_f} \pm \frac{6 M}{B * L^2}$$

$$q_{s1,2} = \frac{1731.30 \text{ t}}{36.24 * 3.30} \pm \frac{6 (6.33 + 0.07 - 0.01 + 5.99)}{3.20 * 36.24^2}$$

$$q_{s1} = 17.48 \text{ Tn/m}^2 < q_{adm} \therefore \text{OK}$$

$$q_{s2} = 17.45 \text{ Tn/m}^2 < q_{adm} \therefore \text{OK}$$

- **Diseñamos a Corte**

Como se desconoce la altura inicialmente calculamos el corte unidireccional en la cara del apoyo en este caso corresponde al cuerpo de la viga de cimentación.

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f_c}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_u = (A_{re} * A_{efec}) * q_{smax}$$

$$V_u = (1.10 * 1.00) * 17.48$$

$$V_u = 19.22 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$vp = vc$$

$$8.21 = \frac{1.3 * 19.22 * 1000}{0.75 * 100 * d}$$

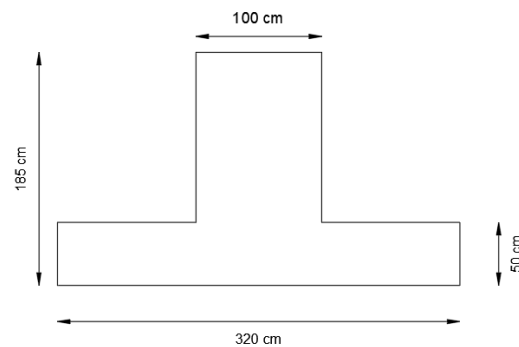
$$d = 40.57 \text{ cm} + 7.5 \text{ recubrimiento} = 50 \text{ cm}$$

Calculo y Diseño del cuerpo de la viga

Para el diseño del cuerpo de la viga, tomamos de ayuda el Programa computacional SAFE en el cual nos indica la altura adecuada para que pueda cumplir con las condiciones indicadas y sea una altura óptima para soportar las cargas que se transmite a la cimentación.

Figura 110

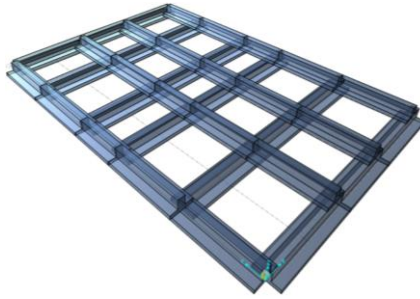
Diseño de la Viga



Nota: Se puede observar las medidas de la viga de cimentación, es de autoría propia de los autores

Figura 111

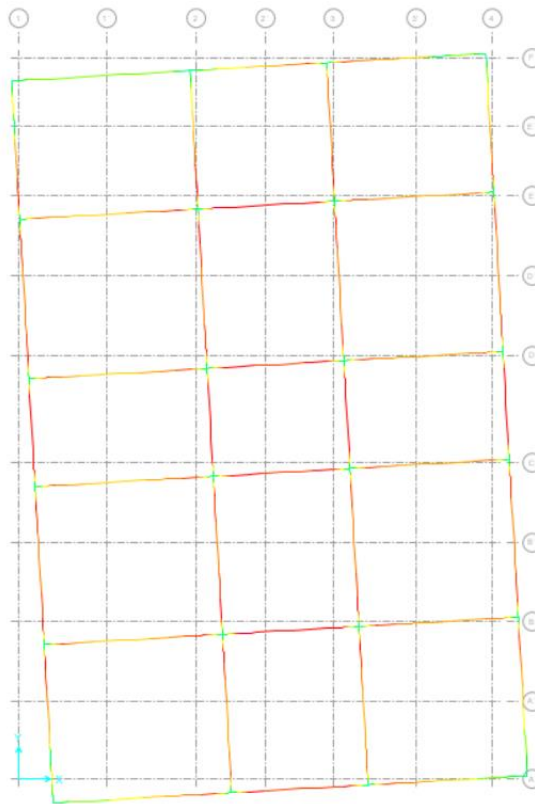
Vista en Planta de la Cimentación del Bloque 1



Nota: Es la implantación real de las vigas de cimentación del Bloque 1, Tomado del programa computacional SAFE 2016

Figura 112

Vista en Planta del asentamiento del Bloque 1

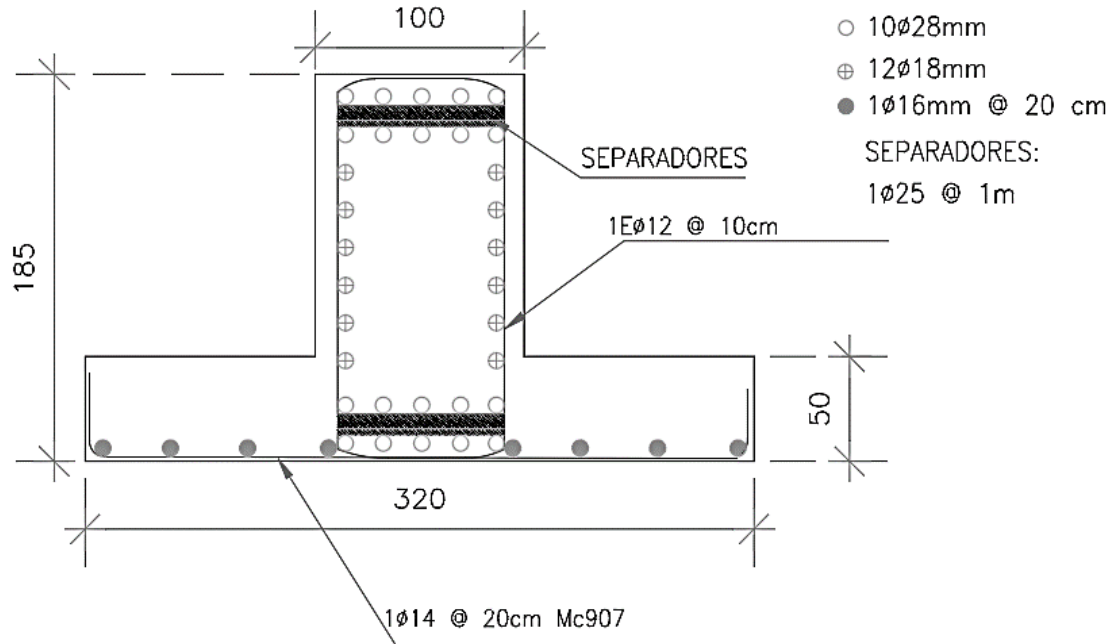


Nota: El asentamiento del Bloque que el máximo es de 14 mm, Tomado del programa computacional SAFE 2016

- Armado de la viga

Figura 114

Armado final de la viga de cimentación



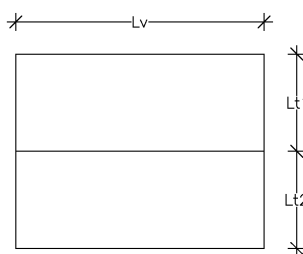
Nota: Se puede observar el armado final de la viga de cimentación, se comprobó los resultados con el programa computacional Safe.

Diseño de elementos estructurales Bloque 2

Vamos a dar a conocer los aspectos con los cuales fueron diseñados los elementos estructurales del Bloque 2, el mismo que cuenta con la particularidad que en su última losa se sitúa una estructura metálica en la sobre la cual aterrizará el helicóptero más pesado que dispone el Ejército, el MI -171, más adelante detallaremos los pesos considerados para el análisis, diseño y modelamiento en el ETABS.

Diseño de Vigas

$$M_e = \frac{W * L_t * L_v^2}{8}$$

Donde**Me:** Momento estático de diseño.**W:** Carga última.**Lt:** Longitud transversal.**Lv:** Luz libre de columna a columna.**Figura 115***Datos para el cálculo del momento estático Bloque 2.*

Nota: Longitudes consideradas para el análisis, es de autoría propia de los autores de los autores.

Tabla 62*Longitudes consideradas para los cálculos.*

DATOS VIGA PRINCIPAL		
Lv	12,60	m
L2	11,65	m
Lt1	10,50	m
Lt2	10,40	m

Nota: Dimensiones del paño crítico, es de autoría propia de los autores.

$$W = 1,2 C_m + 1,6 C_v$$

$$W = 1,2 * 0,319 \frac{t}{m^2} + 1,6 * 0,35 \frac{t}{m^2} = \mathbf{0,94 \frac{t}{m^2}}$$

$$Lt = \frac{Lt1 + Lt2}{2} = \frac{10,50 m - 10,40 m}{2} = \mathbf{15,70 m}$$

$$Me = \frac{W * Lt * Lv^2}{8} = \frac{\mathbf{0,94 \frac{t}{m^2}} * \mathbf{15,70 m} * \mathbf{12,60^2}}{2} = \mathbf{165,72 \frac{t}{m}}$$

Con este momento estático procedemos a calcular el momento de diseño con las consideraciones del método del pórtico equivalente.

$$Md = Me * 0,65 * 0,85$$

$$Md = 165,72 \frac{t}{m} * 0,65 * 0,85 = \mathbf{243,91 \frac{t}{m}}$$

Procedemos a calcular la altura que posiblemente tenga nuestra viga.

$$H = \sqrt{\frac{Md * 100000}{0,145 * f'c * bv}} + rec + fi$$

$$H = \sqrt{\frac{243,91 \frac{t}{m} * 100000}{0,145 * 240 * 70}} + 2,50 + 4 = \mathbf{cm \approx 104 cm}$$

$$Rel = \frac{H}{b} = 1,3$$

$$b = \frac{H}{1,3} = \frac{104}{1,3} = \mathbf{80 cm}$$

$$Rel = \frac{70}{110} = 1,57 = \mathbf{OK}$$

Una vez pre-dimensionada la sección de nuestra viga continuamos con la altura útil de la misma con la siguiente fórmula:

$$d = H - rec - fiestr - fidb$$

$$d = 110 - 2,50 - 1 - 3,2 = \mathbf{104,90 cm}$$

Obtenemos el Acero mínimo (Asmin):

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 70 * 104,90 = \mathbf{24,48 \text{ cm}^2}$$

Calculamos el número de varillas que necesitamos para cubrir esa cantidad de acero.

$$\text{num varillas} = \frac{A_{smin}}{0,00785 * f_{iv}^2}$$

$$\text{num var} = \frac{24,48}{0,00785 * 32^2} = \mathbf{3 \text{ varillas}}$$

Se tiene hasta el momento 3Ø 32 procedemos a calcular el acero de refuerzo en base al momento que se dispone:

$$A_s (-) = \frac{30 * M_d}{d}$$

$$A_s (-) = \frac{30 * 243,91}{104,90} = \mathbf{69,75 \text{ cm}^2} = \mathbf{\text{acero total requerido por la viga}}$$

Obtenemos el número de varillas que nos falta adicionar para poder completar el acero requerido:

$$\text{num varillas} = \frac{A_s(-) - \text{num var} * 0,00785 * f_i^2}{0,00785 * f_i^2} + 1$$

$$\text{num varillas} = \frac{69,75 - 3 * 0,00785 * 32^2}{0,00785 * 32^2} + 1 = \mathbf{6 \text{ varillas}}$$

Nuestra cuantía de balance es la siguiente:

$$pb = 0,85 \frac{\phi * f'c}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$pb = 0,85 * \frac{0,85 * 240}{4200} * \frac{6100}{6100 + 4200} = \mathbf{2,45\%}$$

Nuestra cuantía limite seria la siguiente:

$$p_{blim} = \frac{pb}{2} = \frac{2,45\%}{2} = 1,22\%$$

Cuantía de acero que tenemos con nuestro armado y con la sección antes establecida.

$$cuantia = \frac{(num\ var + num\ varilla) * 0,00785 * f_i^2}{H * b} * 100$$

$$cuantia = \frac{(3 + 5) * 0,00785 * 32^2}{110 * 70} * 100 = 0,94\% = OK$$

Como podemos observar nuestra cuantía no sobrepasa el límite establecido, determinamos la separación que debe tener las varillas en la viga la cual debe ser mayor a la mínima permitida por el código el cual indica que no debe ser menor que 2,5 o el diámetro de la varilla.

$$sep = \frac{((b - (2 * rec) - fiestr - num\ varillas\ total) * fi)}{num\ de\ varillas\ total - 1}$$

$$sep = \frac{((70 - (2 * 2,50) - 3 - 6) * 32)}{9 - 1} = 4,28\ cm$$

Pero la separación mínima que vamos a tener como indica el código se debe escoger el máximo valor entre 2,5 y diámetro de la varilla, en este caso nuestra varilla es de $\phi = 32\ mm$, por tal razón nuestra separación mínima es de 3,2 cm entre varillas.

Debe estar 50% de acero positivo, nunca menos que este porcentaje con esto se logra disipación de energía ante un sismo.

$$As (+) = \frac{varillas\ totales}{2} = \frac{6 + 3}{2} = 5\ \phi 32\ mm$$

Obtenemos el valor de **a** que es la zona donde se encuentra comprimido el hormigón que se encuentra en la parte superior de la viga.

$$a = \frac{Asf_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{(3 + 6) * 0,00785 * 32^2 * 4200}{0,85 * 240 * 70} = 21,28 \text{ cm}$$

Obtenemos el momento resistente de la viga con la siguiente ecuación:

$$M_{res} = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{res} = \text{num varilla total} * 0,00785 * f_i^2 * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

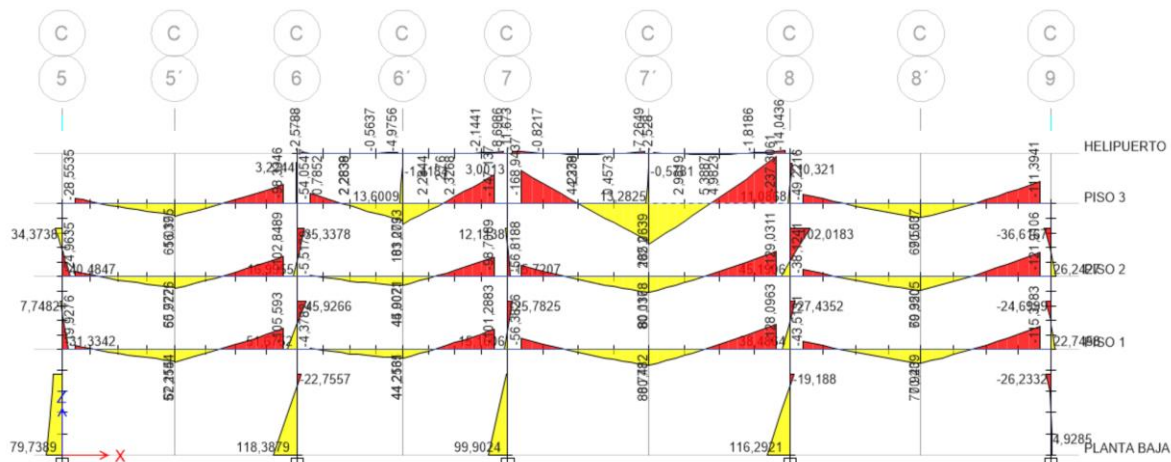
$$M_{res} = 9 * 0,00785 * 32^2 * 4200 * \left(104,90 - \frac{21,28}{2} \right) = 286,41 \frac{t}{m}$$

$$M_{res} > M_d \text{ OK}$$

En la figura se muestra los resultados de los diagramas de momento en una vista en elevación.

Figura 116

Momento máximo de la viga de 12,60 m, 243,90 t/m².

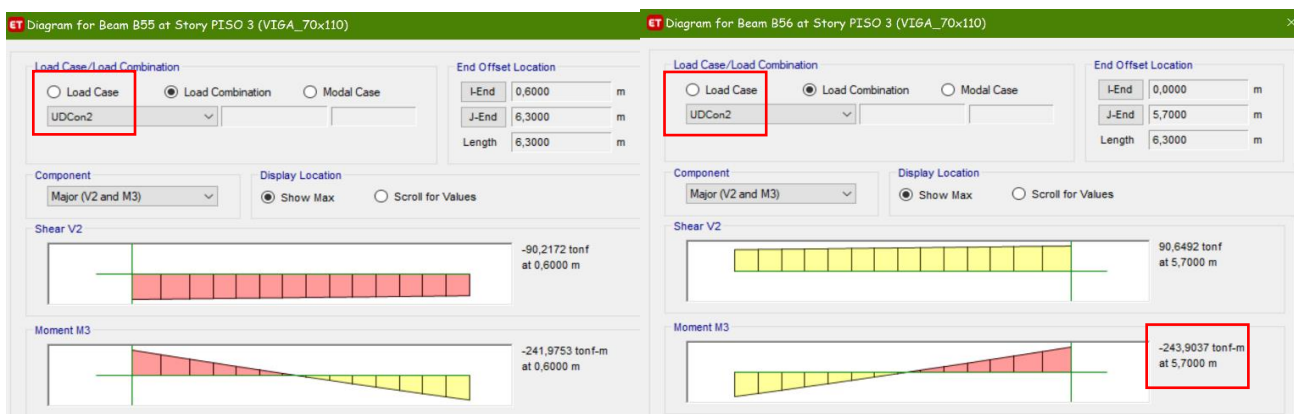


Nota: Momento máximo de la viga analizada. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Verificamos la viga más crítica que tiene una longitud de 12,60 m

Figura 117

Momento máximo de la viga de 12,60 m, 243,90 t/m2.



Nota: Momento máximo de la viga analizada. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Verificamos que nuestro pre-dimensionamiento fue el correcto con nuestra hoja de Excel de la siguiente manera.

Tabla 63

Cuadro Excel con el pre-dimensionamiento de la viga de 12,60 m, 243,91 t/m2.

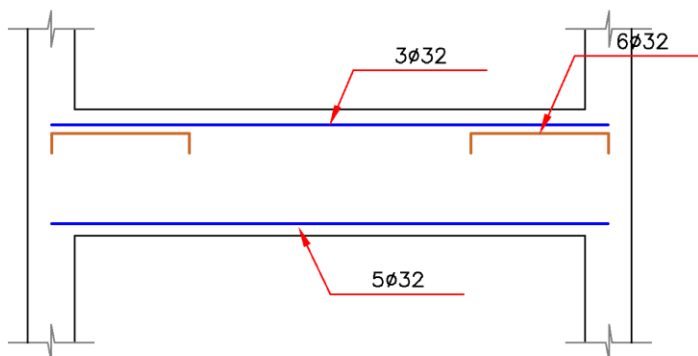
DATOS VIGA PRINC			DATOS VIGA SECUN	DISEÑO DE VIGAS	
L1	12,60	m	4,70		VIGAS
L2	11,65	m	4,70	cm	0,319
L3	10,50	m	5,20	cv	0,35
L4	10,40	m	5,20	Cu	0,94
He	3,24	m		Me	165,72
TIPO_COL	INT			b col	1,00
				Fm	2,66
Fm col	1,15			Md	243,91
rec	2,50	cm		bviga	70
				hviga	104
fc	240,00	kg/cm2		hdef	110
fy	4200,00	kg/cm2		rela	1,57
				d	104,90
pb	2,45%			Asmin	24,48
pb limite	1,22%			fi	32
			<	num	3
COL_INTER	5,30		>	As (-)	69,75
			=	num	6
COL_MEDIA	4,00		^	cuantía	0,94%
COL_ESQ	3,20			sepa	4,28
				sep min	3,20
fi	area	varilla	area total	As (+)	5
1,0	0,785	4,00	3,14	a	21,28
2,8	6,158	2,00	12,32	Mresis	286,41
			15,46		OK

Nota: Cálculos de los parámetros de la viga analizada de 12,60 m con su momento de diseño, es de autoría propia de los autores de los autores.

Como se puede observar en los resultados el pre-dimensionamiento, de la viga crítica se la realizó correctamente con una variación de 0,0063 t/m.

Figura 118

Armado de la viga de 12,60 m.

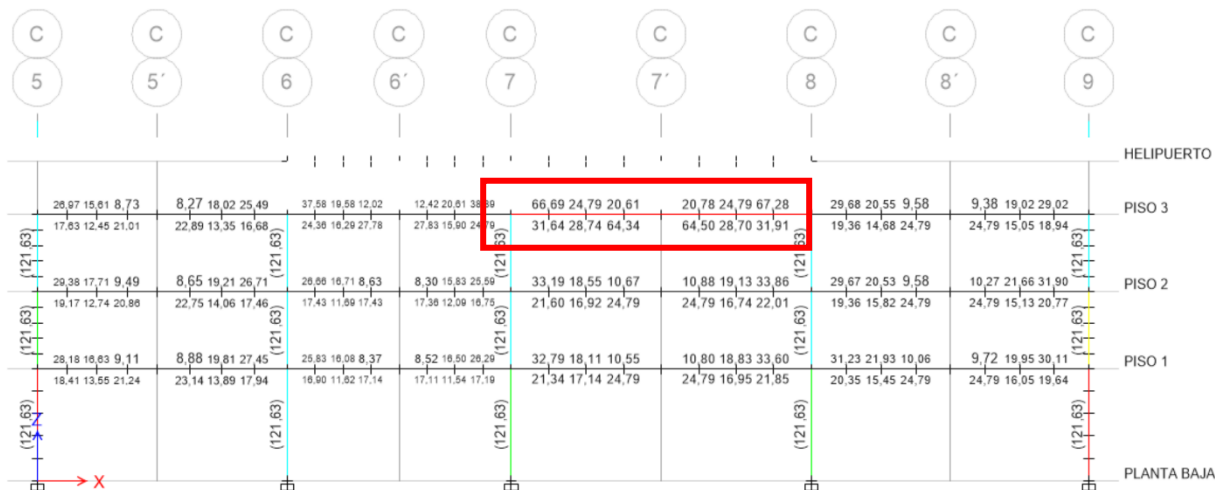


Nota: Armado de aceros de la viga de 12,60 m, es de autoría del propia de los autores.

El ETABS nos indica el porcentaje de acero, el reforzamiento, la capacidad a la cual están las vigas y nuestras columnas, para contrastar con nuestros pre-dimensionamientos.

Figura 119

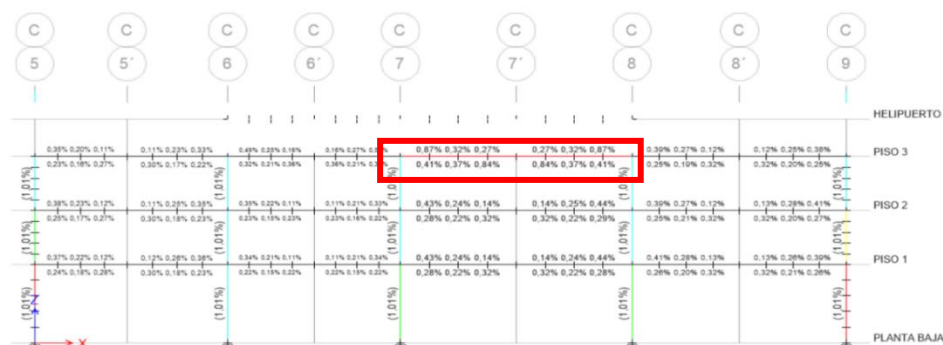
Acero longitudinal analizado por el ETABS.



Nota: Acero longitudinal de la viga de 11,75 m, $A_s = 67,28$ cm. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 120

Porcentaje de Acero longitudinal analizado por el ETABS.



Nota: Porcentaje de Acero de la viga de 12,60 m, 0,87%. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Tabla 64

Porcentaje de Acero longitudinal y porcentaje de acero.

DATOS VIGA PRINC			DATOS VIGA SECUN		DISEÑO DE VIGAS	
L1	12,60	m	4,70		VIGAS	
L2	11,65	m	4,70		cm	0,319
L3	10,50	m	5,20		cv	0,35
L4	10,40	m	5,20		Cu	0,94
He	3,24	m			Me	165,72
TIPO_COL	INT				b col	1,00
					Fm	2,66
Fm col	1,15				Md	243,91
rec	2,50	cm			bviga	70
					hviga	104
fc	240,00	kg/cm2			hdef	110
fy	4200,00	kg/cm2			rela	1,57
					d	104,90
pb	2,45%				Asmin	24,48
pb limite	1,22%				fi	32
			<		num	3
COL_INTER	5,30		>			
					As (-)	69,75
COL_MEDIA	4,00		=		num	6
COL_ESQ	3,20		^		cuantía	0,94%

Nota: Excel de comprobación de resultados, es de autoría propia de los autores de los autores.

Diseño de Viguetas de acero

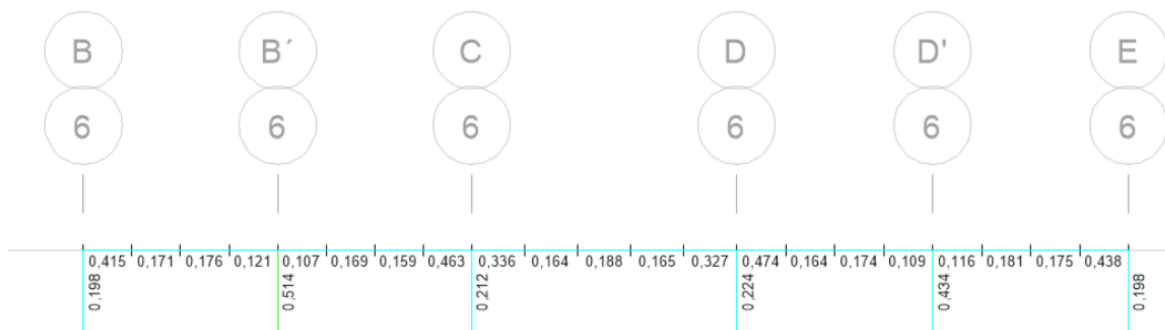
Esta vigueta se consideró la misma que se modeló en el bloque 1 en vista de soportar las mismas solicitaciones.

Diseño de Vigas, viguetas y columnas de acero para el Helipuerto.

Estos elementos fueron considerados dentro de análisis del Bloque 2, los mismos que una vez realizada la corrida en el ETABS, cumplieron con los requerimientos y se muestran los radios de capacidad de las vigas y columnas.

Figura 121

Radio de capacidad de las vigas y vigueta de acero tipo I.



Nota: Radios de capacidad de vigas, viguetas y columnas Acero. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Procedemos a realizar el cálculo de la placa que va a ir a soldada y apernada a la viga principal de hormigón armado la misma que utilizamos en el bloque 1.

Diseño de Columnas

Área cooperante de nuestra columna:

$$A_{coop} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) * \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2} \right)$$

$$A_{coop} = \left(\frac{12,60}{2} + \frac{11,65}{2} \right) * \left(\frac{10,50}{2} + \frac{10,40}{2} \right) = 126,71 \text{ m}^2$$

Calculamos la carga ultima que llega a nuestra columna:

$$Pu = 1,2 * Cm * \#de\ pisos + 1,6 * Cv * \# de\ pisos$$

$$Pu = 1,2 * 0,319\ no\ incluye\ el\ peso\ de\ las\ vigas * 3 + 1,6 * 0,35 * 3 = \mathbf{412,13\ T}$$

Calculamos la capacidad última de la columna en este punto no existe nada de momento:

$$Pu = 0,85f'cAg + Asfy \quad (1)$$

$$As = 0,012Ag \quad (2)$$

Reemplazamos la ecuación 2 en 1:

$$Pu = 0,85f'cAg + 0,012Agfy$$

$$Pu = 0,85 * 240Ag + 0,012 * 4200Ag$$

$$Pu = 204Ag + 50,4Ag = 254,40\ Ag$$

$$Pu = \frac{254,40\ Ag}{3} = 84,40\ Ag$$

Para poder saber qué área de hormigón necesitamos en despejamos de la fórmula anterior.

$$Ag = \frac{Pu}{84,40} = \frac{412,130}{84,40} = \mathbf{4860,05\ cm^2}$$

Este resultado le sacamos la raíz cuadrada y podremos saber cuáles podrían ser las dimensiones de las columnas.

$$dimens = \sqrt{4860,05} = 69,71\ cm \approx 70\ cm$$

Pre- dimensionamiento de nuestra columna con los siguientes datos:

Tabla 65

Excel para el cálculo de la columna más crítica del bloque 2.

DATOS COLUMNA CENTRALES		
ANCHO	100	cm
PROFUN	120	cm
varilla A	9	u
varilla P	9	u
fi Longi	22	mm
fi Esquine	22	mm
fi estribo	10	mm
recu	4,00	cm

Nota: Datos para el pre-dimensionamiento de la columna, es de autoría propia de los autores de los autores.

Número de varillas que se tiene en el armado propuesto.

$$Numvarcol = Var A * 2 + (Var P - 2) * 2$$

$$Numvarcol = 9 * 2 + (9 - 2) * 2 = 32 \text{ varillas}$$

Obtenemos el ancho confiando **bc** y la profundidad confinada **pc**:

$$bc = ancho - 2 * rec - fiestr$$

$$bc = 110 - 2 * 2,5 - 1,0 = 91 \text{ cm}$$

$$pc = profun - 2 * rec - fiestr$$

$$pc = 120 - 2 * 2,5 - 1,0 = 111 \text{ cm}$$

Porcentaje (%) de acero en el armado.

$$As = 4 * 0,00785 * fi Esquin^2 + (Num var col - 4) * 0,00785 * fi Longi^2$$

$$As = 4 * 0,00785 * 22^2 + (32 - 4) * 0,00785 * 22^2 = 121,58 \text{ cm}^2$$

$$cuantia = \frac{As}{Ag} = \frac{121,58 \text{ cm}^2}{12000 \text{ cm}^2} = 1,01\% \quad \mathbf{OK}$$

Separación libre en el ancho

$$sep \text{ libre } A = \frac{bc - fi \text{ estr} - 2 * fi \text{ esq} - (var A - 2) * fi \text{ longi}}{var A - 1}$$

$$sep\ libre\ A = \frac{91 - 1,0 - 2 * 2,2 - (9 - 2) * 2,2}{9 - 1} = \mathbf{8,78\ cm}$$

Separación libre en la profundidad

$$sep\ libre\ P = \frac{pc - fi\ estr - 2 * fi\ esq - (var\ P - 2) * fi\ longi}{var\ P - 1}$$

$$sep\ libre\ P = \frac{111 - 1,0 - 2 * 2,2 - (9 - 2) * 2,2}{9 - 1} = \mathbf{11,28\ cm}$$

Obtenemos el valor de Lo que es el máximo valor entre lo siguiente:

$$Lo = \frac{45\ cm}{\frac{ancho}{profun\ col}} = \frac{45\ cm}{altura\ de\ col}$$

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

$$Lo = \frac{45\ cm}{3,24\ cm} = \mathbf{120\ cm}$$

Calculamos la separación máxima entre estribos dentro de Lo:

$$Sep\ max = \left\{ \begin{array}{l} 6db\ ref\ long\ menor \\ 10\ cm \end{array} \right\}$$

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

$$Sep\ max = \left\{ \begin{array}{l} 22\ cm \\ 10\ cm \end{array} \right\} = \mathbf{10\ cm}$$

El Ash que se escogió es el siguiente:

$$Ash = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{bc * s * f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \\ 0,09 \frac{bc * s * f'c}{fy} \end{array} \right\}$$

El confinamiento, se lo calcula con el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$Ac = bc * pc$$

$$Ac = 91 * 111 = 10101\ cm^2$$

$$Ash = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{91 * 10 * 240}{4200} * \left(\frac{12000}{10101} - 1 \right) = 2,93\ cm \\ 0,09 \frac{91 * 10 * 240}{4200} = \mathbf{4,68\ cm} \end{array} \right\}$$

Con estos valores calculamos el número de vinchas que debe tener nuestra columna:

$$vinchas = \frac{Ash}{0,00785 * fi estri^2}$$

$$vinchas = \frac{4,68}{0,00785 * 10^2} = \mathbf{6\ vinchas}$$

Tabla 66

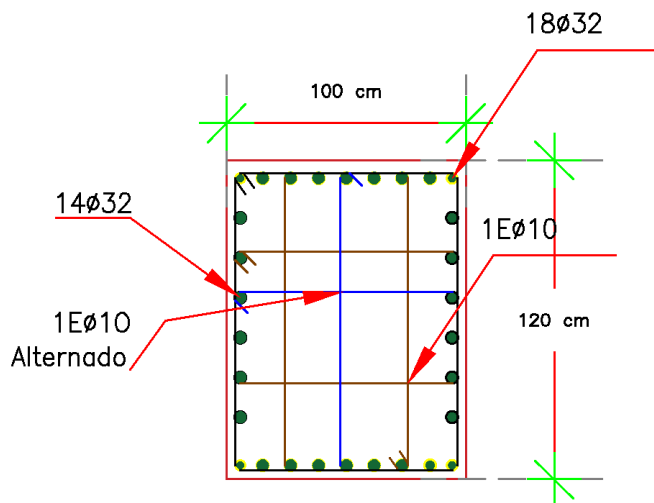
Pre-dimensionamiento de columna.

CALCULOS COLUMNA		
Num	32,00	u
bc	91,00	cm
pc	111,00	cm
Ac	10101	cm ²
Ag	12000	cm ²
As	121,58	cm ²
cuantía	1,01%	
sep libre A	8,78	
sep libre P	11,28	
CONFINAMIENTO/ VINCHAS		
Lo	120	cm
sep estri max	10	cm
Ash	4,68	cm ²
vinchas	6,0	u
PISOS ABAJO	6,00	u

Nota: Pre-dimensionamiento de la columna, confinamiento, es de autoría propia de los autores de los autores.

Figura 122

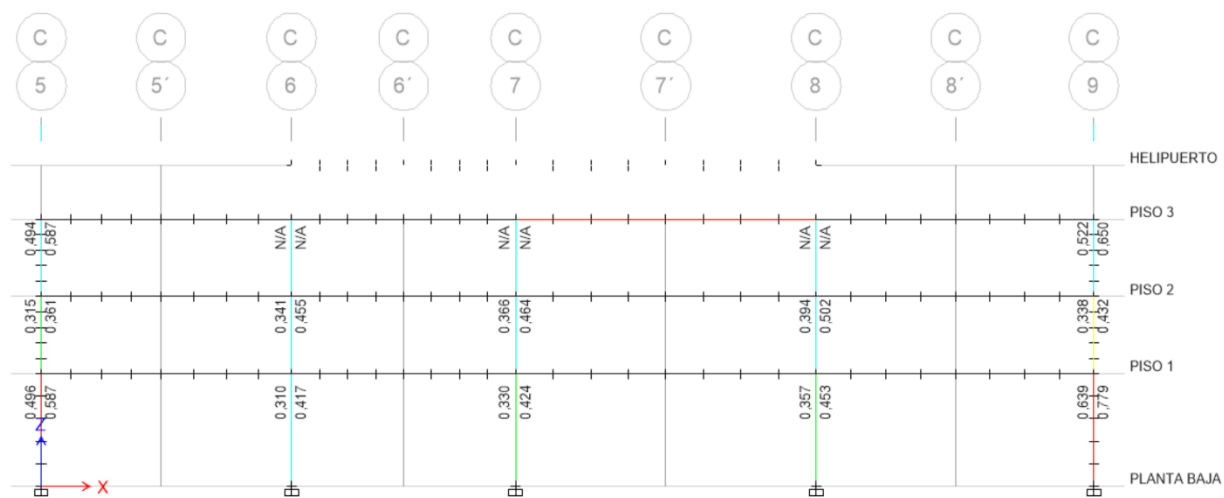
Armado de la columna.



Nota: Armado de la columna, confinamiento, es de autoría propia de los autores.

Figura 123

Concrete frame desing, radios de capacidad ETABS.



Nota: Comprobación de los radios de capacidad de las columnas. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Diseño de Muro.

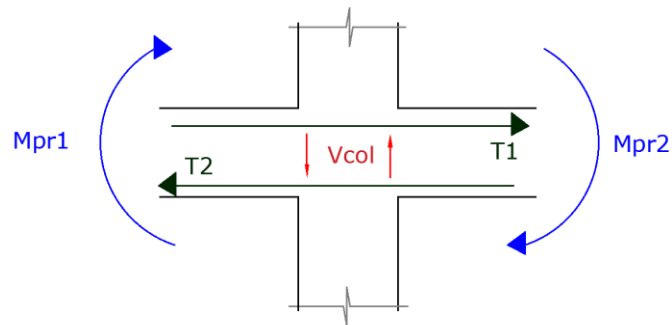
De igual manera se mantuvo el modelamiento que el primer bloque con un muro de corte de 25 cm de espesor.

Diseño de Nudos Bloque 2

Verificación del nudo:

Figura 124

Datos para el nudo fuerte.



Nota: Componente del nudo fuerte, es de autoría propia de los autores.

Primero se establece la siguiente condición:

$$V_j < \phi V_n$$

Donde:

V_j: Cortante calculado.

V_n: Resistencia nominal al corte.

ϕ: Factor de reducción por capacidad =1.

Pero V_j se calcula de la siguiente manera:

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

Donde:

T₁ y T₂: Tensiones en el nudo.

V_{col}: Cortante que se produce en la columna.

Calculamos T₁ y T₂:

$$T_1 = 1,25 A_s F_y$$

$$T_1 = 1,25 * (A_{smin} + A_s(-)) * 0,00785 * f_i^2 * f_y$$

$$T1 = 1,25 * (3 + 6) * 0,00785 * 3,2^2 * 4200 = \mathbf{379,81 t}$$

$$T2 = 1,25 * As(+) * 0,00785 * fi^2 * fy$$

$$T2 = 1,25 * 5 * 0,00785 * 3,2^2 * 4200 = \mathbf{211,01 t}$$

Como siguiente paso calculamos el Vcol:

$$Vcol = \frac{Mpr1 + Mpr2}{H}$$

Donde:

Vcol: Cortante de la columna.

Mpr1 y Mpr2: Momento probable para que la viga se fracture.

H: altura de la columna.

$$Mpr1 = T1 * \left(d - \frac{T1}{1,7 * f'c * b} \right)$$

$$Mpr1 = 379,81 * \left(104,90 - \frac{379,81}{1,7 * 4200 * 70} \right) = \mathbf{347,91 t}$$

$$Mpr2 = T2 * \left(d - \frac{T2}{1,7 * f'c * b} \right)$$

$$Mpr2 = 211,01 * \left(104,90 - \frac{211,01}{1,7 * 4200 * 70} \right) = \mathbf{205,76 t}$$

Calculamos Vj:

$$Vj = T1 + T2 - Vcol$$

$$Vj = 379,81 + 211,01 - \frac{347,91 + 205,76}{3,24} = \mathbf{419,94 t}$$

Fuerza que quiere romper el nudo por lo tanto debe ser superior su resistencia al momento del diseño.

Cálculo de Vn:

$$Vn = \alpha * \sqrt{f'c} * Ac$$

Donde:

α: coeficiente de la columna en tres casos:

4. Columna interna= 5,30
5. Columna medianera= 4
6. Columna Esquinera= 3,20

Ac: promedio entre el ancho de la viga y ancho de la columna

$$Ac = \frac{bv + bcol}{2} * bcol$$

$$Ac = \frac{70 + 100}{2} * 100 = \mathbf{8500 \text{ cm}^2}$$

Con estos datos ya calculados procedemos a determinar nuestro V_n :

$$V_n = 0,85 * 5,30 * \sqrt{240} * 8500 = \mathbf{447,72 \text{ t}}$$

$$V_n > V_j$$

$$\mathbf{447,72 \text{ t} > 419,94 \text{ t} \quad \text{NUDO FUERTE}}$$

La adherencia se la calcula de la siguiente manera:

$$adhe = 20 * db$$

$$adhe = 20 * 3,2 = \mathbf{64 \text{ cm}}$$

Por lo menos debe estar dentro del nudo 64 cm de varilla para que cumpla esta condición.

Tabla 67

Excel de comprobación de nudo fuerte.

NUDO FUERTE	
T1	379,81
T2	211,01
Mpr1	347,91
Mpr2	205,76
Vj	419,94
ALFA	5,30
Bcol	100,00

CONDI	BAJE
ALFA_DEF	4,00
Ac	8500
	447,72
Vn	NUDO
	FUERTE
	CF_VD
ADHERENCIA	64,00
	OK

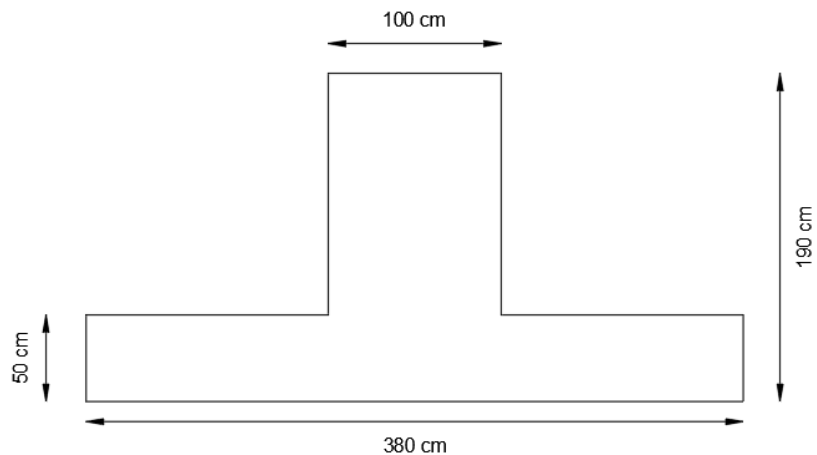
Nota: Comprobación del nudo fuerte, es de autoría propia de los autores.

Diseño de la viga de Cimentación Bloque 2

Para el diseño de las vigas de cimentación tomas en cuenta los pasos que se realizó anteriormente y vamos a diseñar en el programa SAFE para comprobar que cumpla con las normas

Figura 125

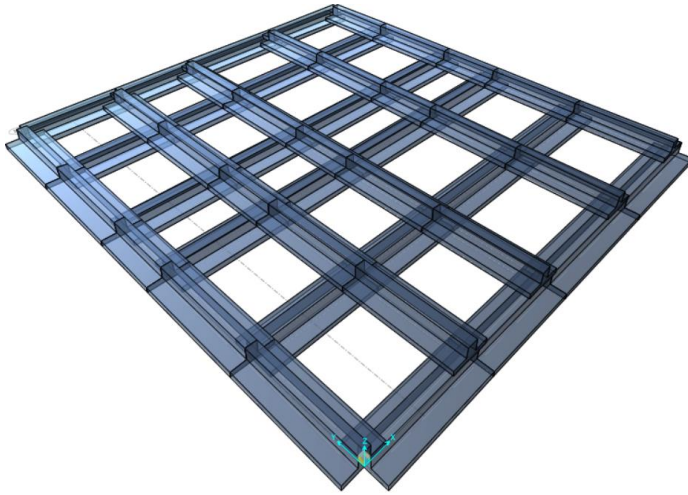
Diseño de la Viga



Nota: Se puede observar las medidas de la viga de cimentación, es de autoría propia de los autores

Figura 126

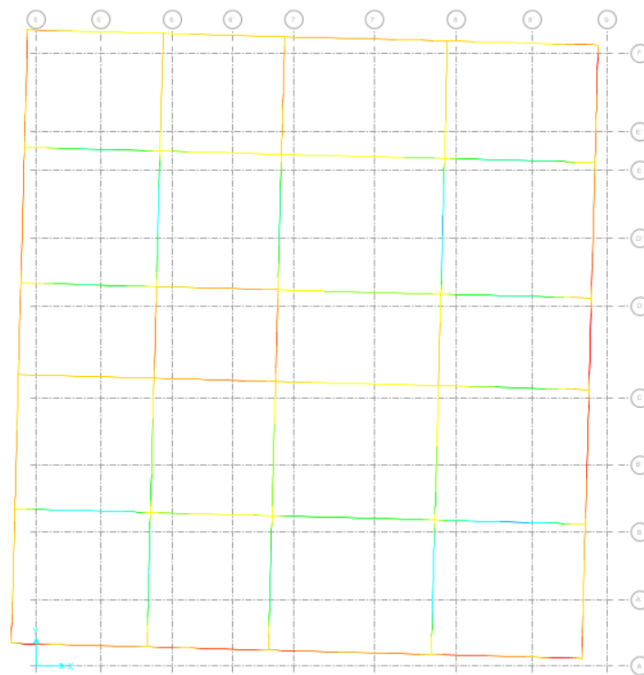
Vista en Planta de la Cimentación del Bloque 2



Nota: Es la implantación real de las vigas de cimentación del Bloque 2, Tomado del programa computacional SAFE 2016

Figura 127

Vista en Planta del asentamiento del Bloque 2

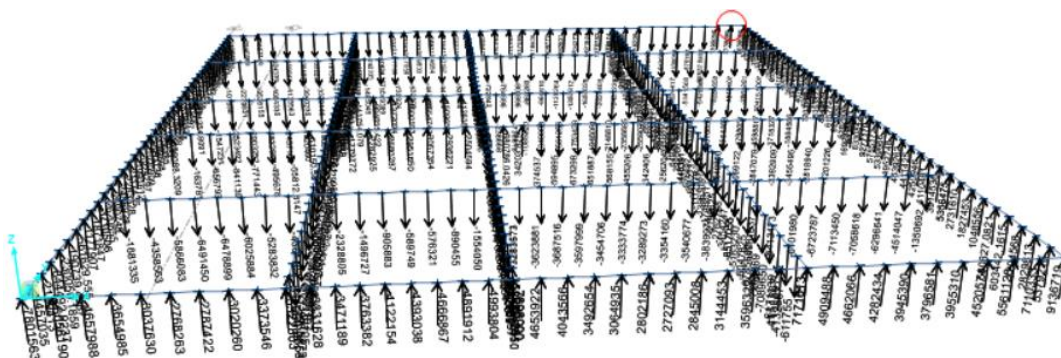


Nota: El asentamiento del Bloque que el máximo es de 20 mm, Tomado del programa computacional SAFE 2016

Posterior realizamos el chequeo de la presión del suelo sea menor a la presión que se obtuvo en el estudio de suelo para que el diseño este óptimo.

Figura 128

Presión del suelo del Bloque 2



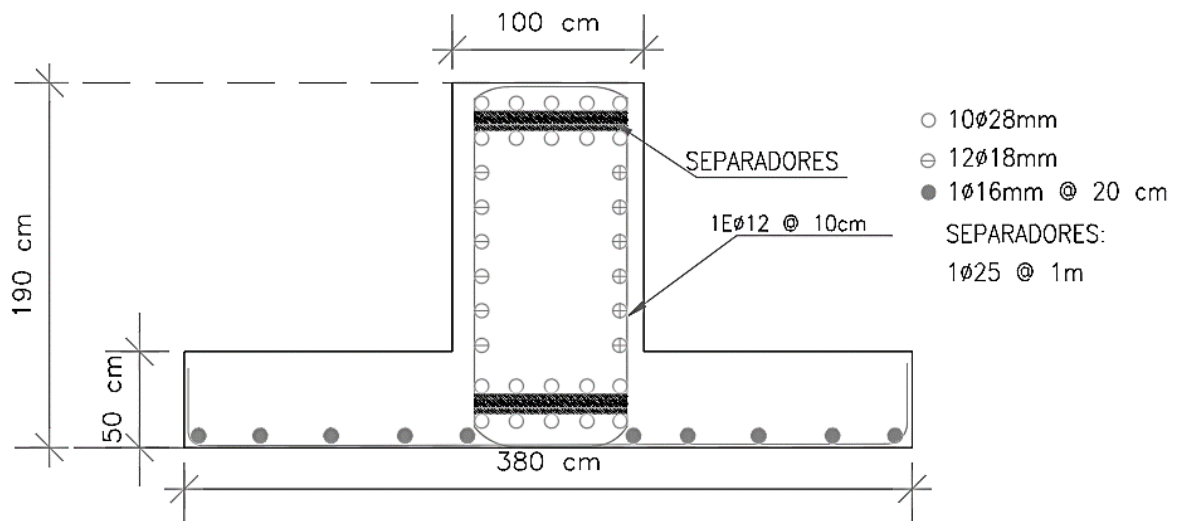
Nota: Las presiones del Bloque 2, Tomado del programa computacional SAFE 2016
Luego del análisis la presión máxima se dio en el Eje C con un valor de 58.5, ahora procedemos a la comprobación.

$$\frac{58.5}{3.80 * 1} = 15.39 < qa \therefore ok$$

- Armado de la viga

Figura 129

Armado final de la viga de cimentación



Nota: Se puede observar el amado final de la viga de cimentación, se comprobó los resultados con el programa computacional SAFE, es de autoría propia de los autores

Pesos y cargas del Helicóptero MI-171.

Se han considerado los siguientes datos de la aeronave para los cálculos correspondientes:

Tabla 68

Datos de la aeronave MI 171.

DATOS DE LA AERONAVE		
Díámetro rotor	21,2940	metros
MTOW	13000	Kg
número de ruedas	3	unidad

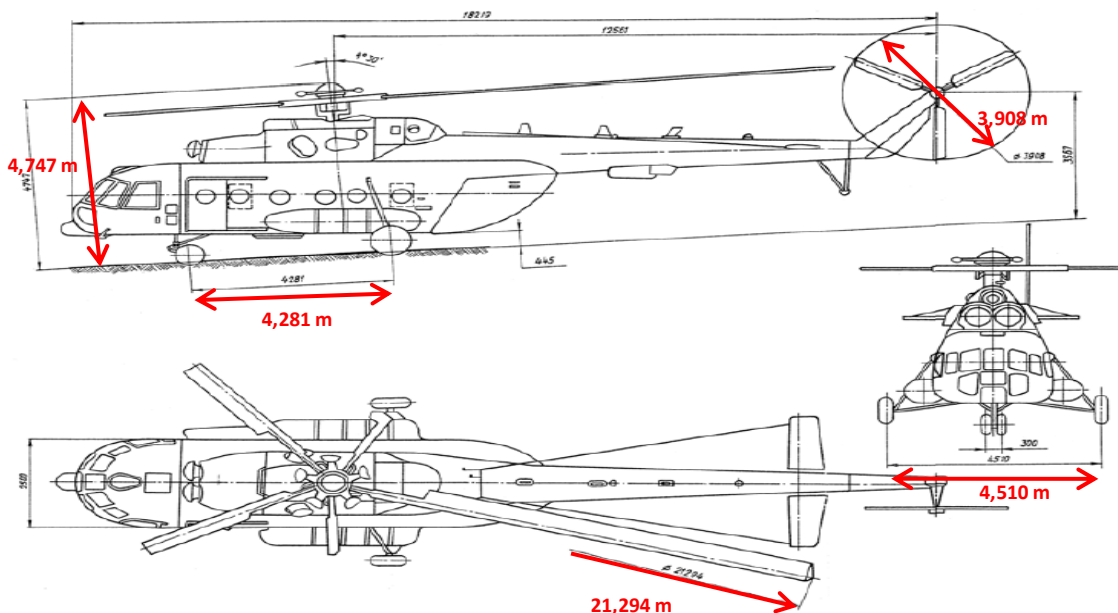
Nota: Datos de la aeronave MI 171. Tomado del Manual del Helicóptero MI 171, BNS-MI-PPT,2018.

La palabra MTOW (Máximo Take-Off Weight) significa el máximo peso con el cual puede despegar la aeronave a su carga completa.

Las dimensiones que tiene el MI 171 son las siguientes:

Figura 130

Dimensiones del MI 171.

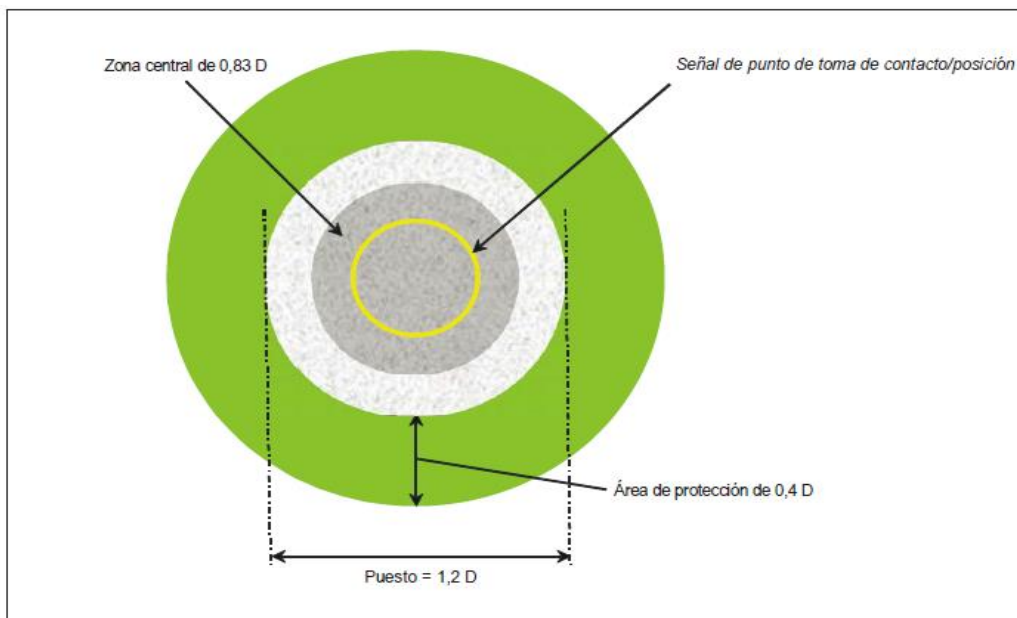


Nota: Datos de la aeronave MI 171. Tomado del Manual del Helicóptero MI 171, BNS-MI-PPT, 2018.

Con estas dimensiones se procede a establecer la zona FATO (Final approach and takeoff area), área definida en la que termina la fase final de la maniobra de aproximación hasta el vuelo estacionario o el aterrizaje y a partir de la cual empieza la maniobra de despegue (Dirección General de Aviación Civil, 2017).

Figura 131

Dimensiones de la zona FATO.



Nota: Puesto de estacionamiento de helicópteros y zona de protección conexas. Tomado de Dirección General de Aviación Civil, Regulación Técnica de Aviación Civil RDAC 155 "Diseño y Operación de Helipuertos", 2017, Quito: DAC.

La variable **D** se refiere al diámetro del rotor principal de la aeronave, de esta manera nuestra zona FATO quedaría definida con las siguientes dimensiones:

Tabla 69

Dimensiones de la zona FATO.

FATO		
ZONA CENTRAL	17,67	metros
AREA DE PROTECCION	8,52	metros
PUESTO	25,55	metros

Nota: Datos utilizados para las dimensiones de la zona FATO, es de autoría propia de los autores.

De acuerdo los datos antes mencionados nuestro helipuerto tiene un área de 25x25 metros, estas condiciones debemos adaptarlas a las dimensiones que

disponemos en nuestro bloque 2, si existieren las condiciones geométricas se debe ubicar al helipuerto en la zona central del mismo de manera que al momento de modelarlo en el ETABS no genere una torsión excesiva.

Las cargas que vamos a considerar para el cálculo de la estructura metálica son las siguientes:

Como carga muerta hemos considerado el peso de 0.25 t/m² y como carga viva 0.30 t/m², se debe adicionar a estas cargas las que vienen dadas por las regulaciones de aviación civil que son las que se detallan a continuación:

Cargas de diseño estructural

(a) El diseño y cálculo de la estructura del helipuerto, deberá considerar el tipo de helicóptero de mayor dimensión o más pesado que se prevea haya de utilizar el helipuerto, pero deben tenerse en cuenta otros tipos de carga tales como personal, mercancías, nieve, equipo de reabastecimiento de combustible, equipo de extinción de incendio, etc.

(b) La FATO será diseñada estructuralmente para la peor de las condiciones provenientes del estudio de los dos casos siguientes:

(1) Caso - Helicóptero en el aterrizaje. Al diseñar la FATO sobre un helipuerto elevado, y para atender a las tensiones de flexión y de cizalladura provenientes de la toma de contacto del helicóptero, deberá tenerse en cuenta lo siguiente:

i. Carga dinámica debida al impacto en la toma de contacto.

A. En esta carga debe atenderse a la toma de contacto normal, con una velocidad vertical de descenso de 1.8 m/s (6 Ws), que equivale a la condición límite de servicio.

En tal caso la carga de impacto es igual a 1.5 veces la masa máxima de despegue del helicóptero.

B. Debe también atenderse a la toma de contacto de emergencia, a una velocidad vertical de descenso de 3.6 m/s (12 Ws), que equivale a la última condición límite. El factor parcial de seguridad en este caso debe ser igual a 1.66.

C. Por lo tanto, la carga última de diseño será 1,66 veces la carga de servicio, es decir (1,66 x 1.5) veces la masa máxima de despegue, o sea, 2,5 veces la masa máxima de despegue. D. A estos valores deberá aplicarse el factor de respuesta simpática 1.3 (Dirección General de Aviación Civil, 2017).

Nuestras cargas quedarían definidas como se muestra en la siguiente

figura:

Tabla 70

Cargas para el diseño estructural.

Carga Dinámica			
Carga Dinámica	42081	kg	
C puntuales	14027	kg	14,027 T

Nota: Datos utilizados para el diseño estructural, es de autoría propia de los autores.

Cabe mencionar que la carga dinámica no es una carga permanente la cual podrá o no actuar sobre la estructura.

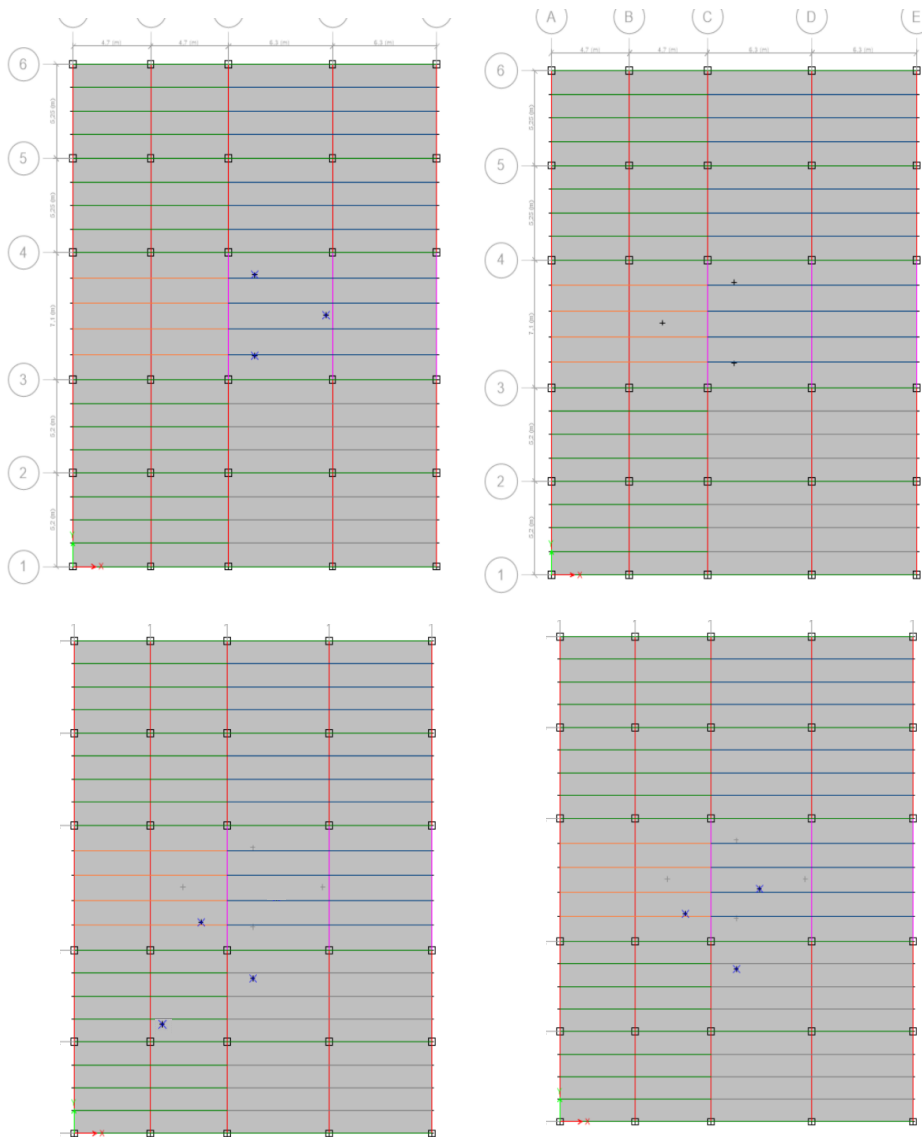
Las cargas puntuales que actual sobre las ruedas de la aeronave son la división de la Carga dinámica en ese caso para 3, el resultado es 14,027 t en cada rueda, las mismas que será consideradas como carga viva para analizar la posición más crítica de la aeronave en el helipuerto, para lo cual se tuvo que diseñar y modelar de forma independiente primero el helipuerto con las cargas antes mencionadas y verificar el sector donde se producía las mayores reacciones para posterior a esto agregar al diseño del bloque 2 esta configuración.

Se realizaron 7 iteraciones en diferentes posiciones con ubicaciones de las ruedas del helicóptero con las dimensiones antes descritas.

A continuación, se muestra las distintas posiciones con las que se establecieron las cargas más críticas.

Figura 132

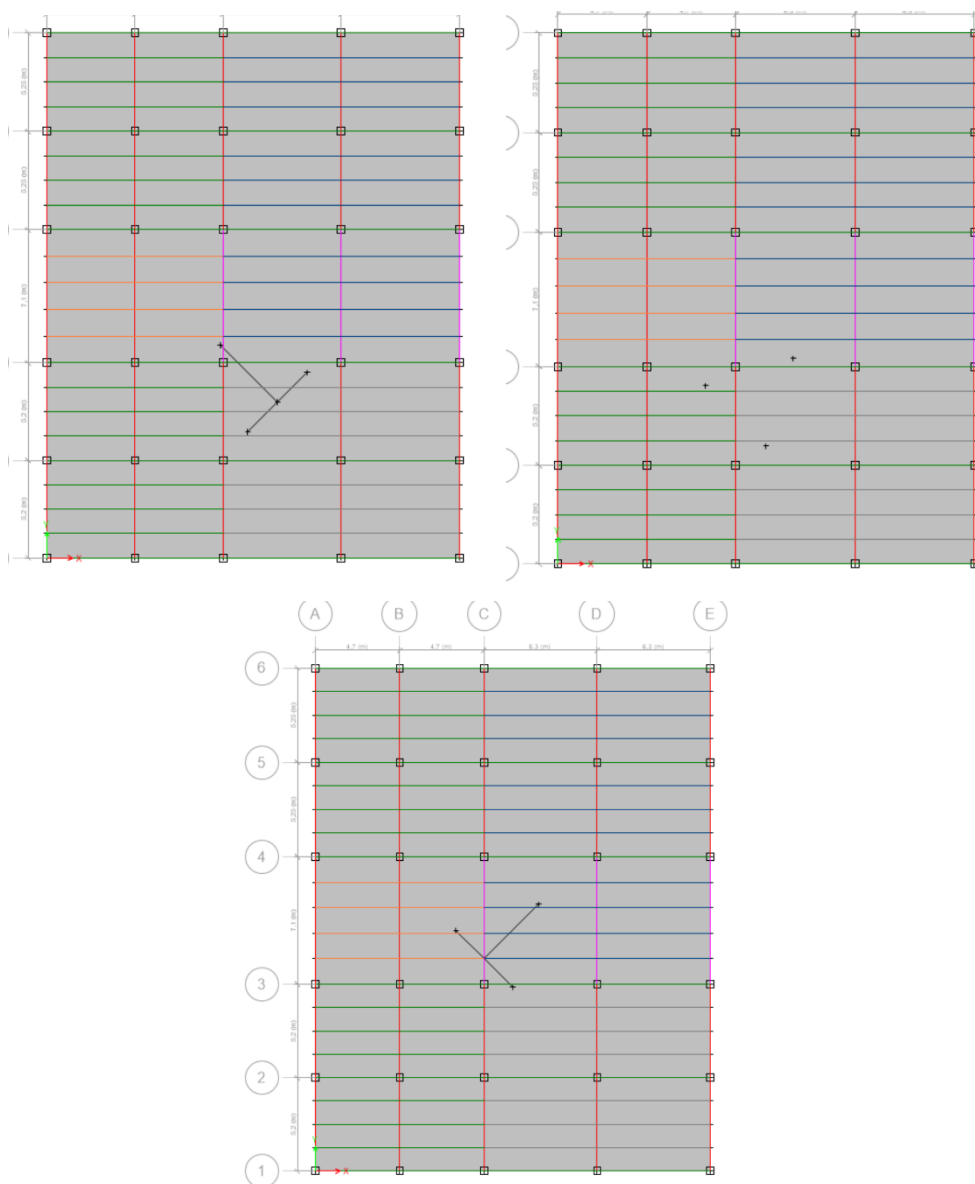
Primeras posiciones del MI 171 para el diseño estructural.



Nota: Cuatro primeras iteraciones en distintas posiciones del MI 171. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 133

Posiciones finales del MI 171 para el diseño estructural.



Nota: Tres últimas iteraciones en distintas posiciones del MI 171. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Se escogieron estas posiciones que ya que en la parte delantera del helipuerto se encuentra una rampa, la misma que nos servirá para las evacuaciones Aero médicas en caso que se tenga una emergencia que amerite el uso de camillas, por tal razón el rotor de cola del helicóptero no puede estar en dirección a la rampa, por seguridad del

personal, con estas iteraciones se establecieron las reacciones que se producen por las cargas vivas en las ruedas de la aeronave, a continuación, se muestra la figura con la cargas producidas y sus momentos:

Figura 134

Fuerzas resultantes de las iteraciones del MI 171.

NUDOS BASE	IT1 ton		IT2 ton		IT3 ton		IT4 ton		IT5 ton		IT6 ton		IT7 ton		RESULTANTE	
	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX MAYOR	FZ MAYOR
1	0,56	5,19	0,56	5,18	0,60	5,20	0,59	5,17	0,59	5,17	0,51	5,17	0,60	5,20	0,60	5,20
2	1,09	10,24	1,08	10,24	1,11	10,25	1,10	10,25	1,11	10,25	1,06	10,24	1,11	10,25	1,11	10,25
3	1,15	12,22	1,16	12,23	1,15	12,22	1,16	12,22	1,15	12,22	1,14	12,22	1,16	12,23	1,16	12,23
4	1,15	12,26	1,16	12,27	1,14	12,26	1,14	12,27	1,14	12,27	1,16	12,27	1,16	12,27	1,16	12,27
5	1,10	10,34	1,10	10,34	1,07	10,34	1,08	10,34	1,08	10,34	1,13	10,35	1,13	10,35	1,13	10,35
6	0,56	5,23	0,57	5,23	0,53	5,22	0,54	5,24	0,54	5,25	0,62	5,25	0,62	5,25	0,62	5,25
7	-0,02	10,05	-0,02	10,06	0,03	10,06	0,01	10,04	0,02	10,03	-0,09	10,00	0,03	10,06	0,03	10,06
8	0,44	11,71	0,44	11,73	0,48	11,72	0,47	11,55	0,47	11,37	0,37	11,28	0,48	11,73	0,48	11,73
9	0,05	13,44	0,05	13,41	0,09	13,42	0,08	13,35	0,09	13,27	-0,01	13,28	0,09	13,44	0,09	13,44
10	-0,98	6,83	-0,99	6,83	-0,95	6,84	-0,96	6,81	-0,95	6,81	-1,03	6,81	-0,95	6,84	-0,95	6,84
11	-1,95	13,66	-1,96	13,66	-1,94	13,65	-1,94	13,66	-1,94	13,66	-1,99	13,67	-1,94	13,67	-1,94	13,67
12	-2,08	16,28	-2,07	16,27	-2,06	16,28	-2,06	16,27	-2,06	16,27	-2,08	16,27	-2,06	16,28	-2,06	16,28
13	-2,09	16,35	-2,07	16,34	-2,08	16,34	-2,07	16,34	-2,07	16,34	-2,05	16,34	-2,05	16,35	-2,05	16,35
14	-1,97	13,80	-1,97	13,80	-1,99	13,80	-1,99	13,80	-2,00	13,80	-1,95	13,79	-1,95	13,80	-1,95	13,80
15	-1,00	6,89	-0,99	6,89	-1,03	6,88	-1,03	6,91	-1,03	6,92	-0,95	6,92	-0,95	6,92	-0,95	6,92
16	-0,03	10,14	-0,02	10,15	-0,06	10,13	-0,05	10,16	-0,05	10,16	0,05	10,15	0,05	10,16	0,05	10,16
17	0,43	11,82	0,45	11,83	0,40	11,82	0,41	11,83	0,40	11,83	0,50	11,81	0,50	11,83	0,50	11,83
18	0,04	13,56	0,05	13,54	0,00	13,54	0,01	13,55	0,01	13,55	0,10	13,55	0,10	13,56	0,10	13,56
19	-0,04	20,12	-0,05	19,82	-0,02	20,12	-0,02	19,99	0,00	20,13	-0,05	21,05	0,00	21,05	0,00	21,05
20	0,00	23,97	0,00	30,56	0,01	23,97	0,02	28,93	0,01	24,45	-0,01	30,80	0,03	30,80	0,03	30,80
21	0,00	24,06	0,00	30,90	-0,03	24,05	-0,04	24,94	-0,05	24,08	-0,02	23,91	0,00	30,90	0,00	30,90
22	-0,05	20,32	-0,05	20,02	-0,07	20,32	-0,07	20,27	-0,07	20,31	0,00	20,32	0,00	20,32	0,00	20,32
23	0,83	22,97	0,83	22,75	0,85	23,08	0,85	26,13	0,86	34,08	0,81	40,32	0,86	40,32	0,86	40,32
24	0,90	45,77	0,87	49,96	0,91	48,66	0,89	53,01	0,90	51,24	0,87	54,89	0,91	58,14	0,91	58,14
25	0,91	46,34	0,88	50,68	0,88	38,08	0,87	33,34	0,86	29,16	0,89	28,03	0,91	50,68	0,91	50,68
26	0,83	23,23	0,84	23,00	0,81	23,28	0,81	23,50	0,81	23,73	0,87	23,81	0,87	23,81	0,87	23,81
27	0,06	26,28	0,06	26,86	0,08	26,93	0,07	27,87	0,07	30,37	0,00	32,04	0,08	32,04	0,08	32,04
28	0,03	48,80	0,02	37,97	0,04	44,91	0,03	40,59	0,03	44,61	0,01	43,52	0,04	48,80	0,04	48,80
29	0,03	49,48	0,02	38,25	0,03	40,80	0,04	35,64	0,04	32,11	0,07	32,56	0,07	49,48	0,07	49,48
30	0,06	26,57	0,06	27,15	0,03	26,96	0,04	27,15	0,03	27,34	0,09	27,31	0,09	27,34	0,09	27,34

Nota: Fuerzas en columnas en distintas posiciones del MI 171. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Una vez analizado los datos se puede determinar que las mayores reacciones se produjeron en la iteración 7, con estos resultados procedemos a montar la estructura en el bloque 2.

Los materiales utilizados son los mismos que en el Bloque 1, con la diferencia que por los pesos que hemos calculado, las vigas y columnas deberán ser más fuertes para poder soportar estas solicitaciones.

Ingreso de elementos estructurales al ETABS.

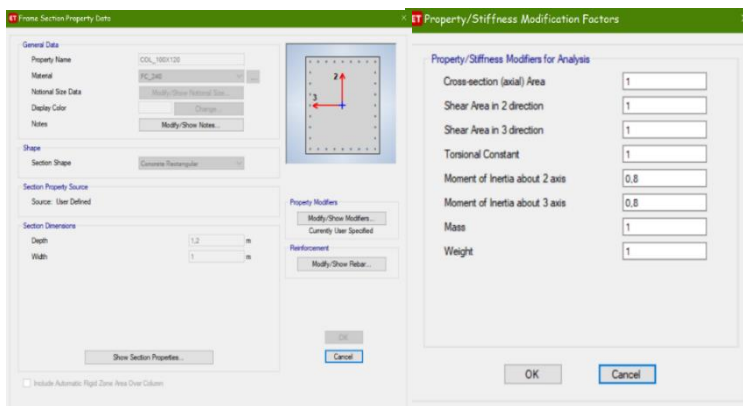
Con las cargas muertas y vivas definidas se procede al ingreso de las mismas al ETABS, cabe mencionar que al igual que el bloque 1 se realizó un pre-

dimensionamiento para escoger las columnas y vigas que soportarán las solicitaciones, más adelante se muestran los cálculos de las mismas.

Columna.

Figura 135

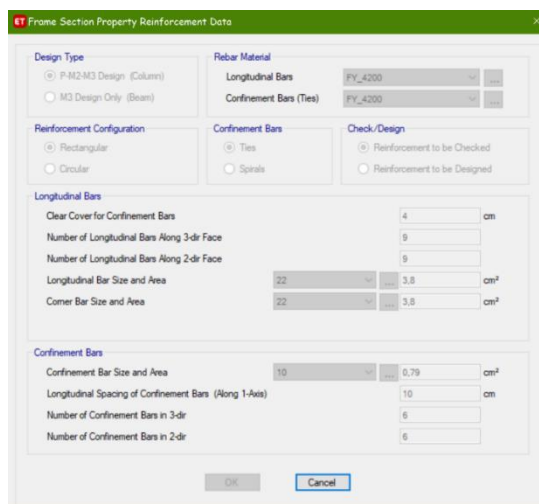
Definición de las dimensiones e inercias agrietadas de la columna de hormigón armado.



Nota: Ingreso de las dimensiones de la columna. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 136

Armado de la columna de hormigón armado.



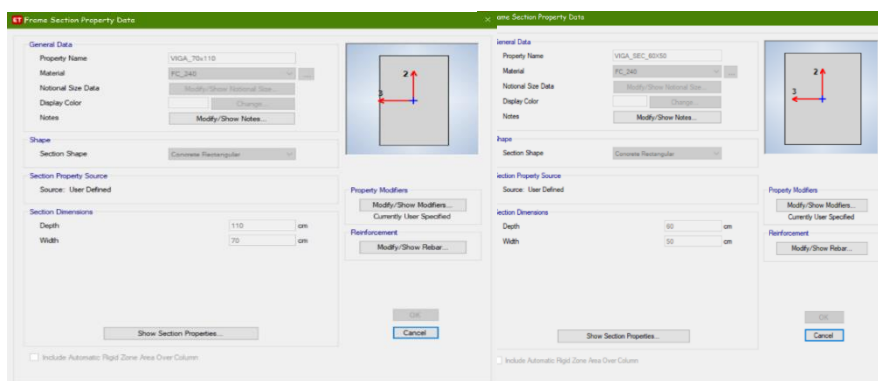
Nota: Armado de la columna. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Vigas Principales.

De igual manera se modela las vigas con todos los pre-dimensionamientos anteriormente calculados, con la diferencia que en esta ocasión le damos la opción a ETABS que diseñe el reforzamiento en las vigas.

Figura 137

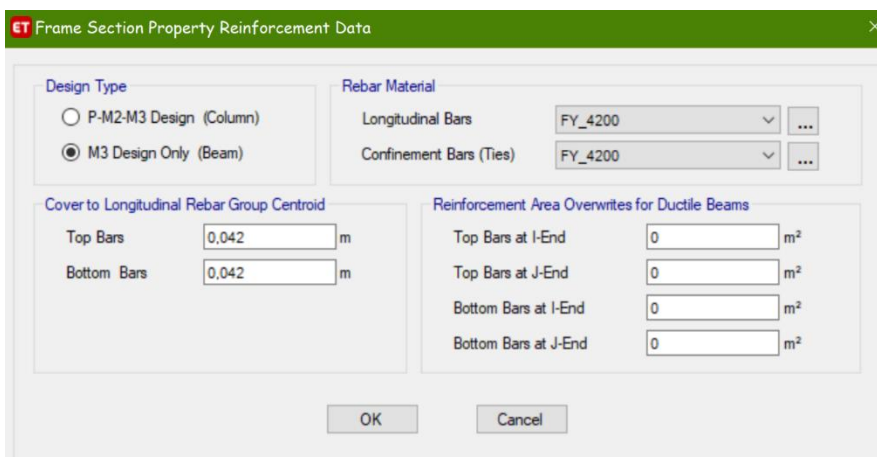
Definición de las dimensiones e inercias agrietadas de la viga de hormigón armado.



Nota: Ingreso de las dimensiones de la viga. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 138

Ingreso del reforzamiento de la viga de hormigón armado.



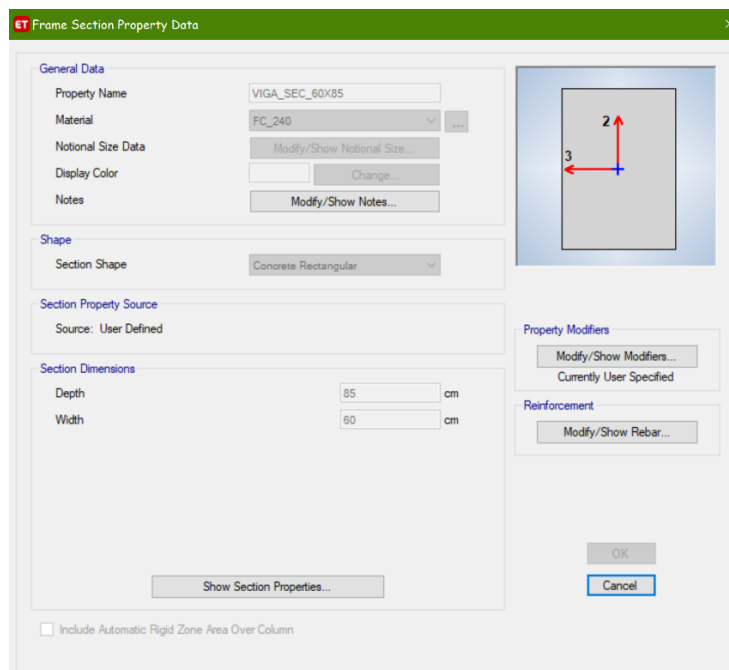
Nota: Reforzamiento de la viga. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Vigas Secundarias.

El ingreso de las vigas secundarias son de la misma forma que las principales, la única diferencia es el armado y la sección que tienen, ya que son las que rompen la luz del vano para que la losa no sea muy pesada, porque debería tener más espesor.

Figura 139

Definición de las dimensiones de la viga de hormigón armado.



Nota: Dimensiones de la viga. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Losa.

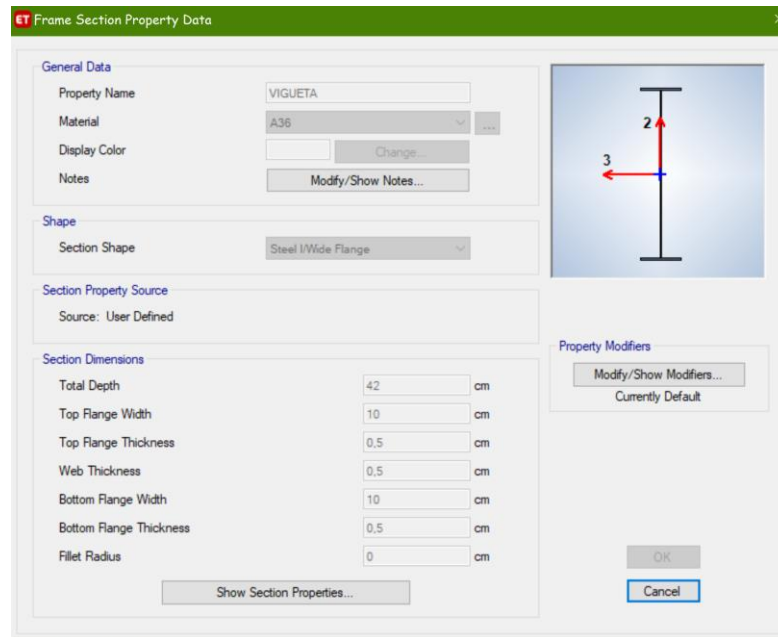
El peso de la losa consideramos el mismo que para Bloque 1 con el sistema Deck que fue explicado en el modelamiento del anterior bloque.

Viguetas Secundarias de Acero.

Las viguetas secundarias se ingresan de la siguiente manera:

Figura 140

Definición de las dimensiones de la vigueta secundaria de acero tipo I.



Nota: Dimensiones de la vigueta secundaria tipo I. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

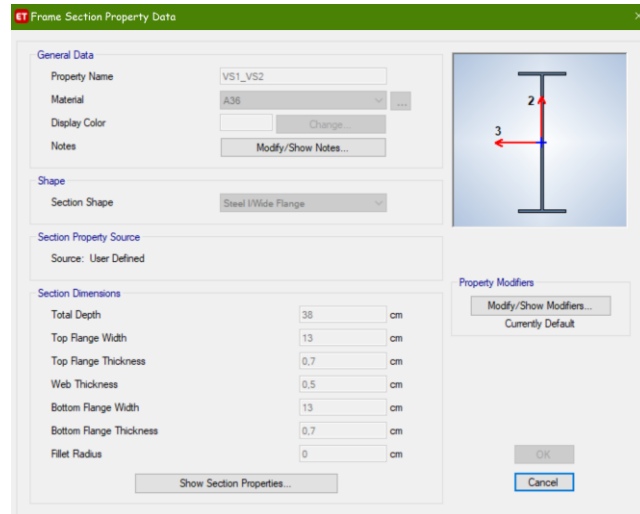
Como se indicó en un inicio el helipuerto está formado por estructura metálica, sus elementos fueron pre-dimensionados para las vigas tipo I y las columnas, a continuación, se muestran el ingreso de las mismas en el ETABS, se crearon para los ejes principales horizontales se consideró 1 tipo de viga I y para el vertical otro tipo de viga I, para las viguetas secundarias se crearon 2 tipo de vigas I, esto se lo realizó de acuerdo a las diferentes solicitaciones que tuvo la estructura.

De igual manera se creó una loseta metálica con la característica de MEMBRANE para únicamente transmita los pesos a las vigas y columnas.

Viga Principal Tipo I ejes horizontales.

Figura 141

Definición de las dimensiones de la viga principal de acero tipo I.

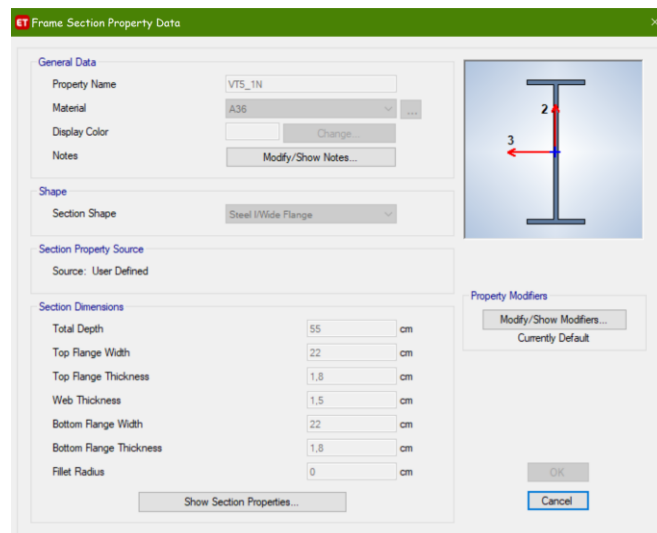


Nota: Dimensiones de la viga tipo I ejes horizontales. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Viga Principal Tipo I ejes verticales.

Figura 142

Definición de las dimensiones de la viga principal de acero tipo I ejes verticales.

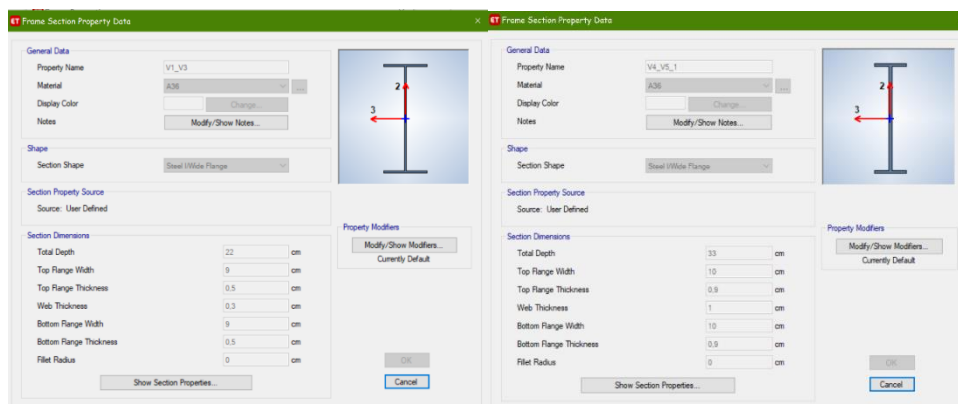


Nota: Dimensiones de la viga tipo I ejes verticales. Tomado del Programa computacional ETABS 18

Viguetas secundarias Tipo I ejes verticales y horizontales.

Figura 143

Definición de las dimensiones de las viguetas secundarias tipo I ejes verticales y horizontales.

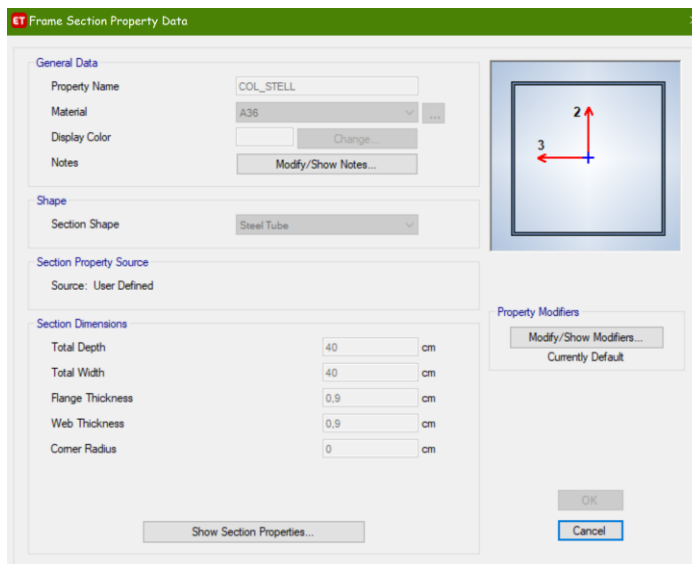


Nota: Dimensiones de las viguetas secundarias tipo I. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Columnas de acero de 40x40x0.9 cm.

Figura 144

Definición de las dimensiones de la columna de acero.

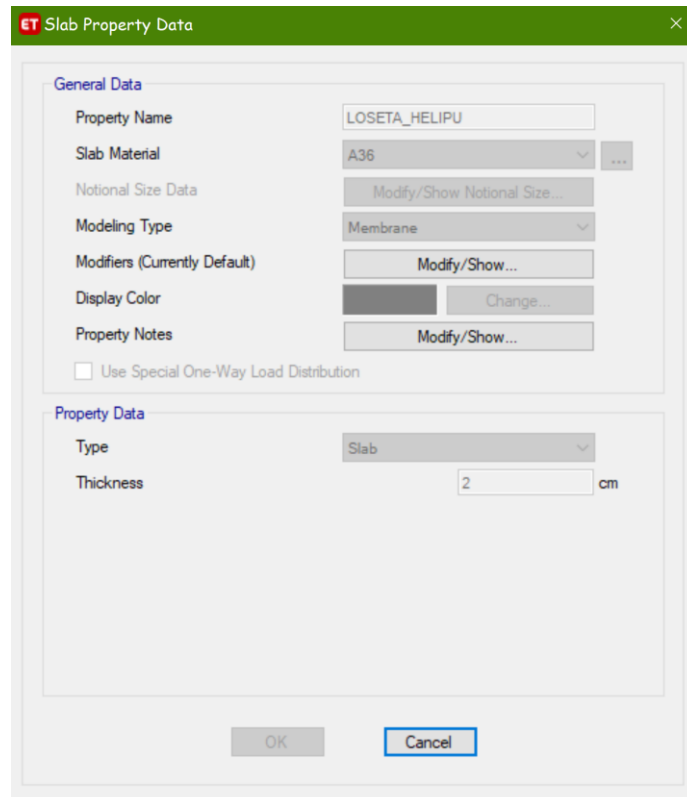


Nota: Ingreso de la columna de acero tubular. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Loseta metálica de 2 cm.

Figura 145

Definición de las dimensiones de la loseta de acero.



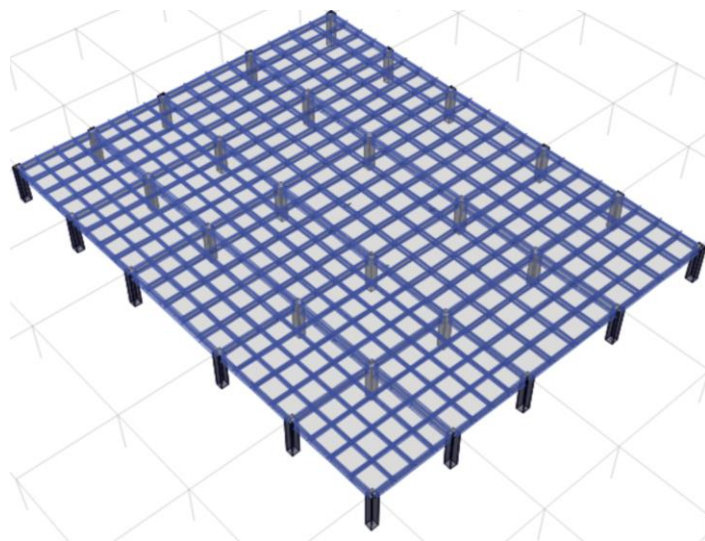
Nota: Ingreso de la loseta para transmisión de solicitaciones. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Cabe mencionar que el ingreso de esta loseta es para distribuir las cargas que se le asignan al helipuerto, en la realidad este elemento es una malla corrugada la cual ayudará al frenado del helicóptero en circunstancias adversas.

Vista en 3d del helipuerto:

Figura 146

Modelamiento 3d del Helipuerto.

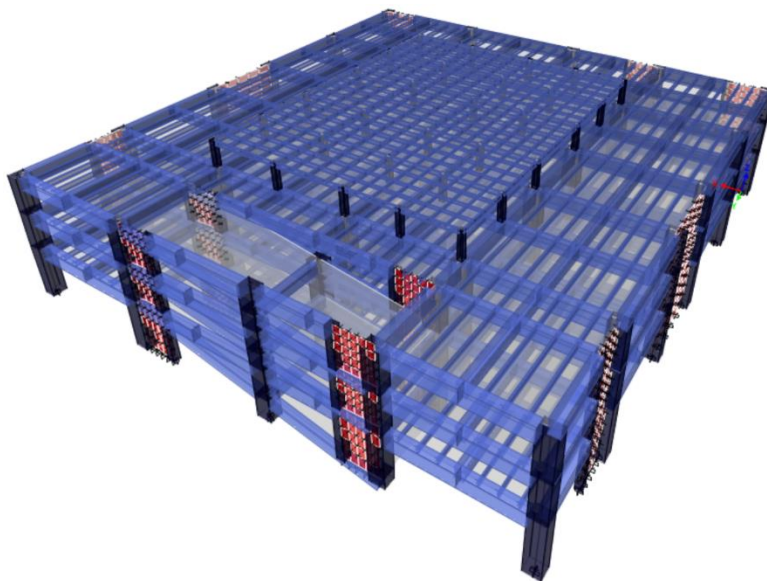


Nota: Vista en 3d del Helipuerto en la última losa del Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

A continuación, se presenta el edificio modelado en una vista en 3D.

Figura 147

Modelamiento 3d del Bloque 2 con Helipuerto.



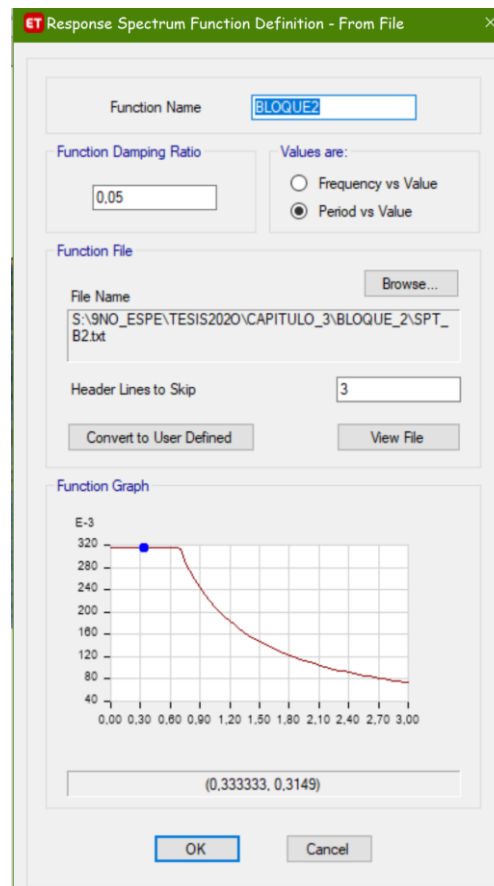
Nota: Vista en 3d del Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Espectro de Diseño.

El espectro de diseño se lo crea en base a las diferentes condiciones en las cuales se desarrolla nuestra estructura, se crea un archivo en Excel y se lo importa al ETABS para crear la demanda a la cual vamos a someter al Bloque 2.

Figura 148

Modelamiento 3d del Bloque 2 con Helipuerto.



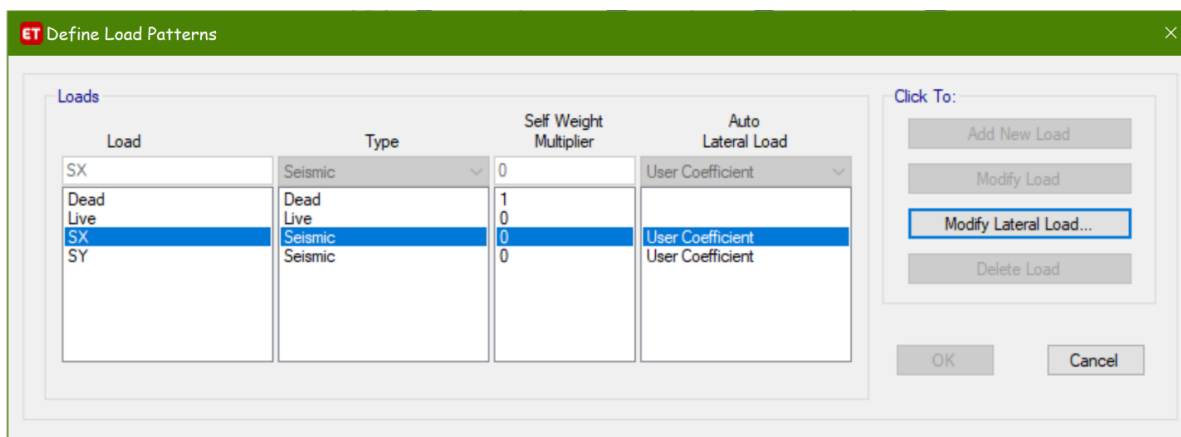
Nota: Ingreso del espectro de diseño calculado para el Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Definición de los patrones de carga.

Definimos los patrones de carga:

Figura 149

Definición de los patrones de cargas Bloque 2 con Helipuerto.



Nota: Patrones de cargas para el análisis estático Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Cortante basal de diseño V.

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

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} W$$

Dónde

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ØP y ØE: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

Ta: Periodo de vibración.

$$V = \frac{1,5 * 1,19}{7 * 0,9 * 0,81} = 0,350$$

Tabla 71

Factores que interviene en el cortante basal Bloque 2 con Helipuerto.

DATOS				DATOS		
I	1,5			Ct	0,055	
fip	0,9			h	13,41	m
fie	0,81			alfa	0,90	
R	7			T1	0,57	s
n	2,48			Treal	0,262	s
Z	0,40			SUELO	D	
SUELOS	C	D	E	Sa	1,19	g
Fa	1,20	1,20	1,00	coef	0,350	
Fd	1,11	1,19	1,60	Wr	8889	t
Fs	1,11	1,28	1,90	Vmin	2799	t
r	1,00	1,00	1,50	k	1,00	

Nota: Cálculo del cortante basal del bloque 2, para ingresar al ETABS. es de autoría propia de los autores.

Figura 150

Factores sísmicos Bloque 2 con Helipuerto.

The image shows a software dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It contains several sections for configuring seismic load parameters. In the "Factors" section, the "Base Shear Coefficient, C" is set to 0,35 and the "Building Height Exp., K" is set to 1. The "Story Range" section shows "Top Story" as HELIPUERTO and "Bottom Story" as PLANTA BAJA. The "Direction and Eccentricity" section has "X Dir + Eccentricity" checked and "Ecc. Ratio (All Diaph.)" set to 0,05. There are "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

Nota: Ingreso de los factores C y K para el Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

El mismo procedimiento se lo aplica para el sismo en sentido Y con las mismas consideraciones antes descritas.

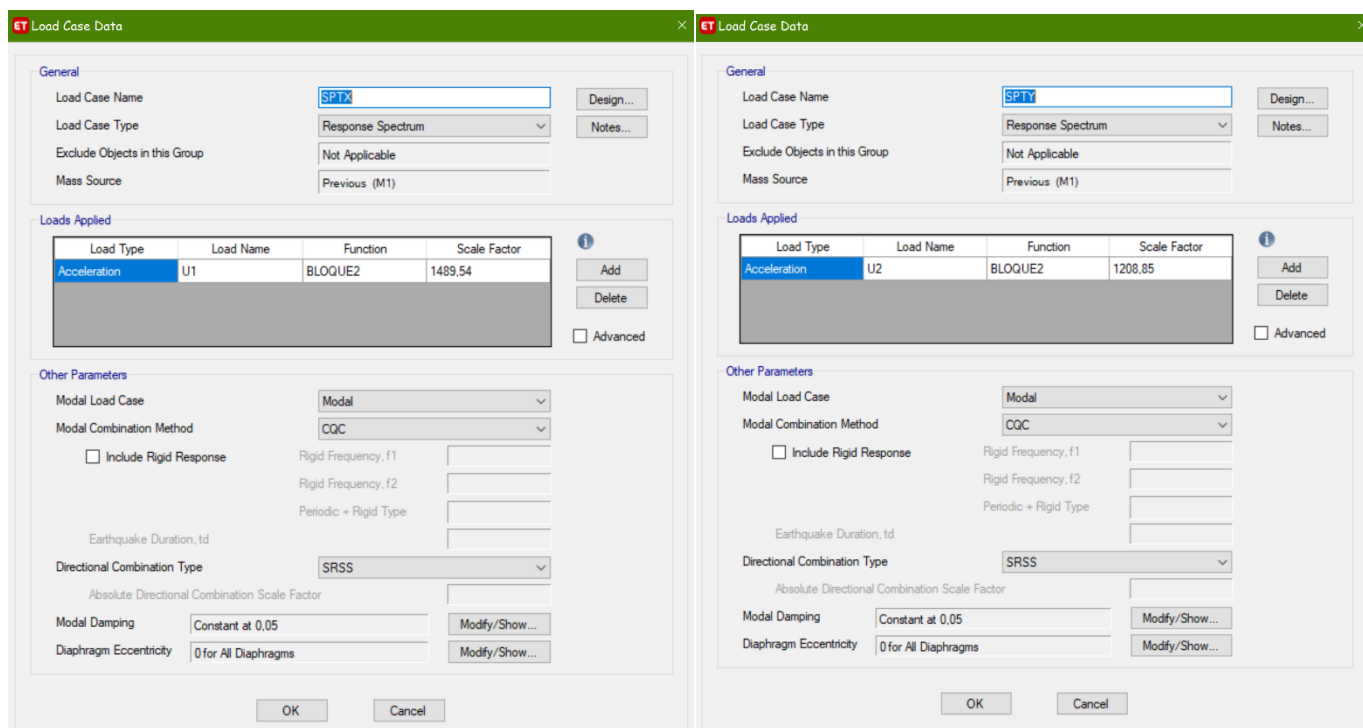
Definición de las cargas.

Se han considerados los mismos valores que el Bloque 1 tanto en la carga viva como la carga muerta por tal motivo no se coloca la imagen de su ingreso.

Definimos los casos de carga SPTX y SPTY los mismos que hemos utilizado el espectro creado a partir de los datos anteriormente analizados.

Figura 151

Creación de los sismos dinámicos para el Bloque 2 con Helipuerto



Nota: Definición de sismos dinámicos SPTX y SPTY para el Bloque 2. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Definición de las combinaciones de carga.

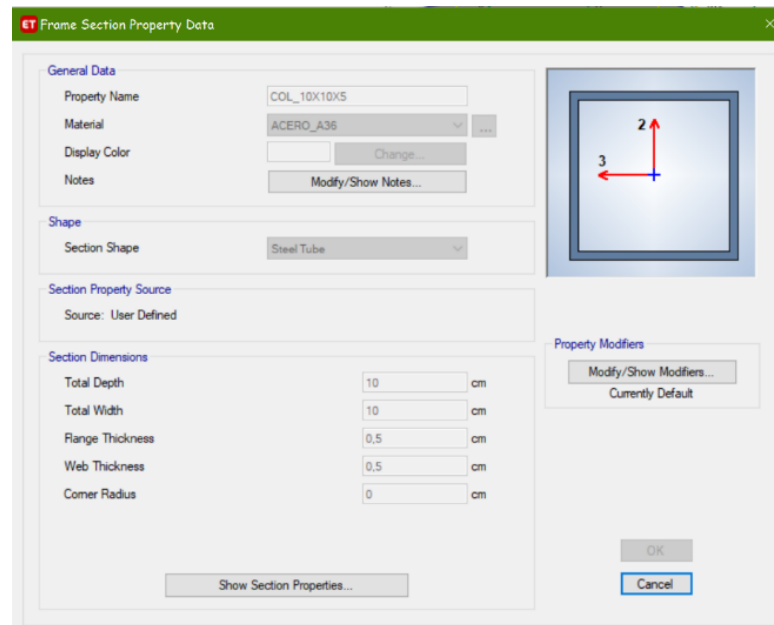
Se utilizan las mismas combinaciones de carga para el bloque 2, que vienen establecidas en la NEC-15 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Diseño de Escalera de Emergencia

Las escaleras que vamos a diseñar especialmente para el bloque 2 son las de emergencia las mismas que están ubicadas en la parte derecha posterior del parqueadero, se las realizo de estructura metálica y se las modelo en el ETABS con las mismas consideraciones anteriormente descritas como son espectros de diseño, cargas muertas y cargas vivas, a continuación, se muestra el ingreso de las secciones que se tomaron para el diseño de la escalera.

Figura 152

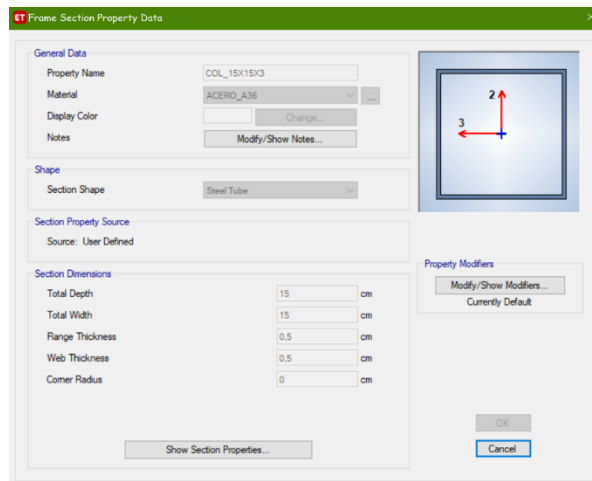
Columna de acero piso 1.



Nota: Dimensiones de la columna de acero rectangular. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 153

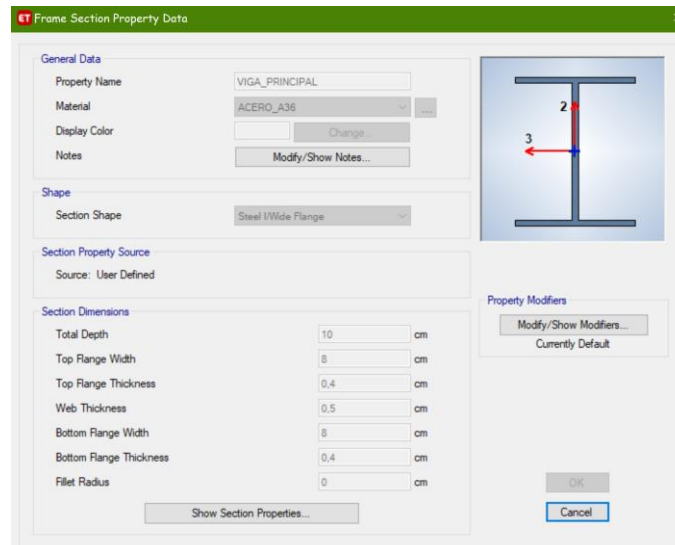
Columna de acero pisos 2 y 3.



Nota: Dimensiones de la columna de acero rectangular. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 154

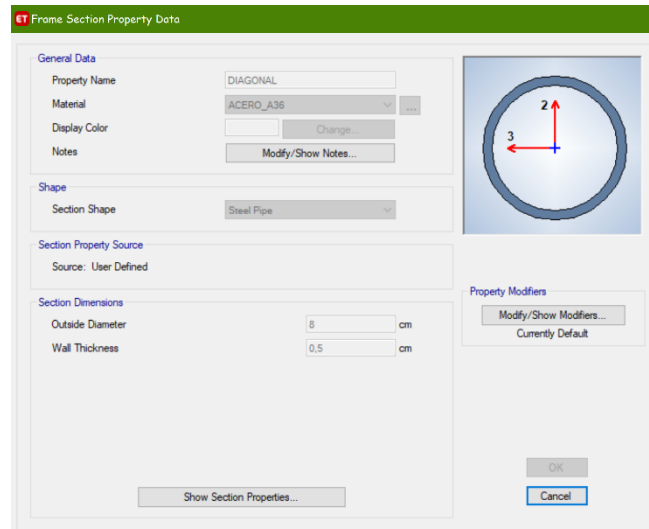
Viga de acero tipo I para toda la estructura.



Nota: Dimensiones de la viga tipo I de acero. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 155

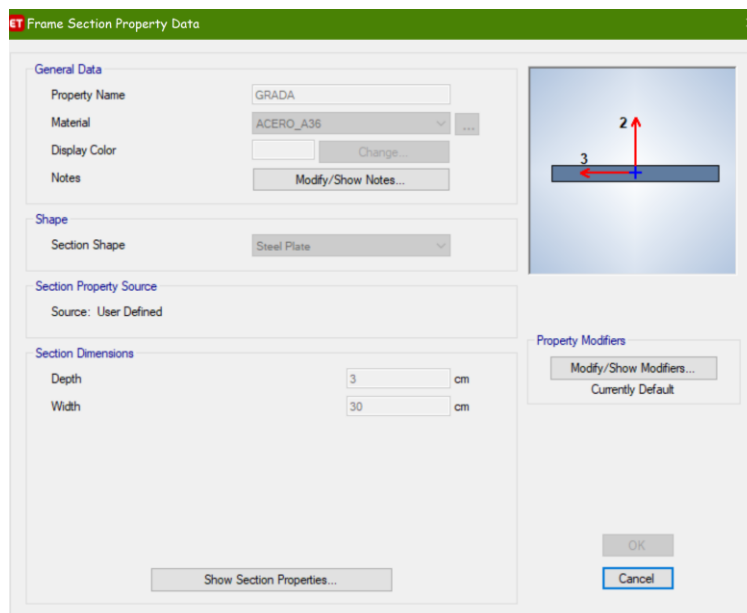
Viga de acero tipo I para toda la estructura.



Nota: Dimensiones de la diagonal rigidizadora de acero. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 156

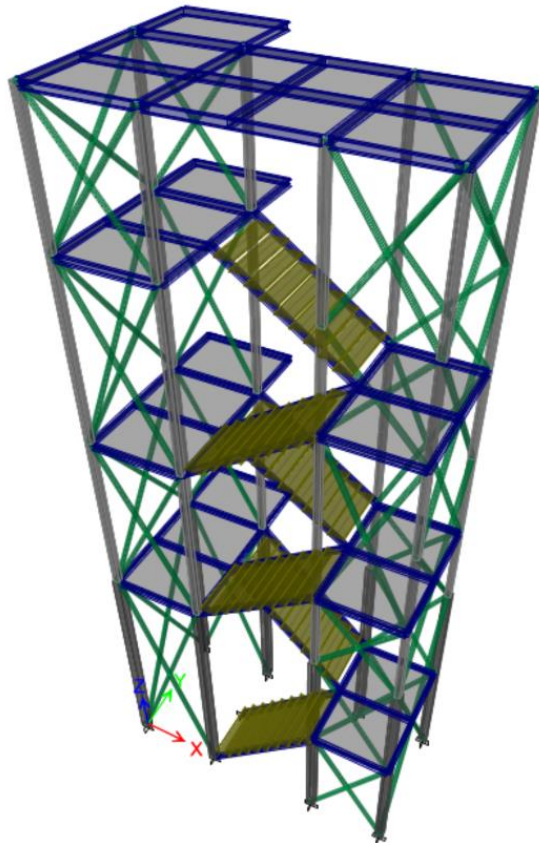
Escalón de acero para la escalera.



Nota: Dimensiones del escalón de acero. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Figura 157

Escalera de emergencia para el Bloque 2.

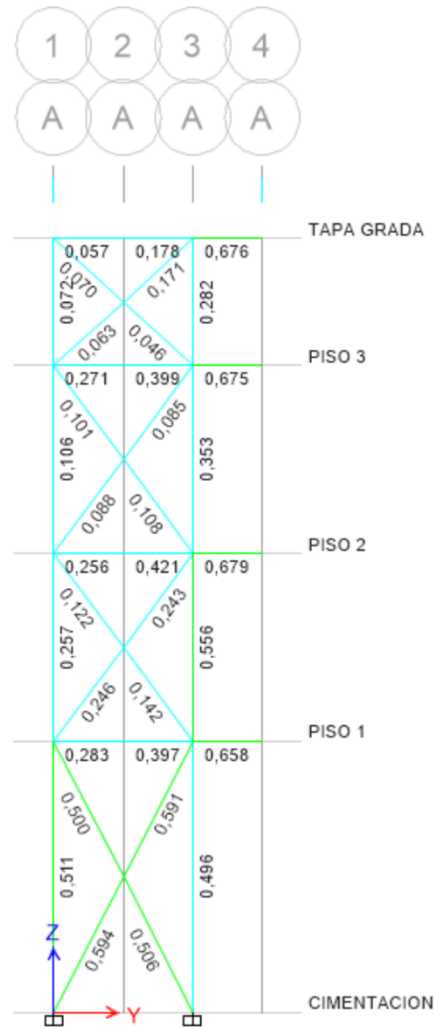


Nota: Vista 3d de la escalera de acero. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

Una vez realizado la corrida en el ETABS con las dimensiones antes descritas se comprobó que la escalera pasa todos los chequeos que son establecidos en nuestra NEC-15, cabe mencionar que se realizó un pre-dimensionamiento en EXCEL con el cual comprobamos los resultados que nos arroja el programa.

Figura 158

Radios de capacidad de los elementos de la escalera de emergencia para el Bloque 2.



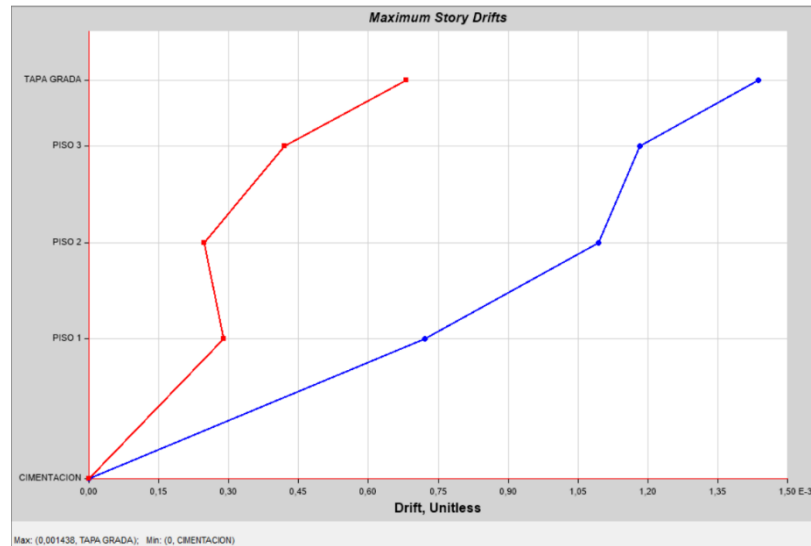
Nota: Vista en elevación de la escalera de acero. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

En la figura 158 se puede observar los radios de capacidad en la escalera en una vista en elevación, los mismos que no sobrepasan el valor de 1, esto nos da la seguridad que las vigas y columnas están al 50% de su capacidad, con esto aseguramos ductilidad en la estructura.

A continuación, se muestra el control de derivas para comprobar que nuestra escalera resiste las solicitaciones impuestas.

Figura 159

Deriva elástica por sismo en sentido X, escalera de emergencia.



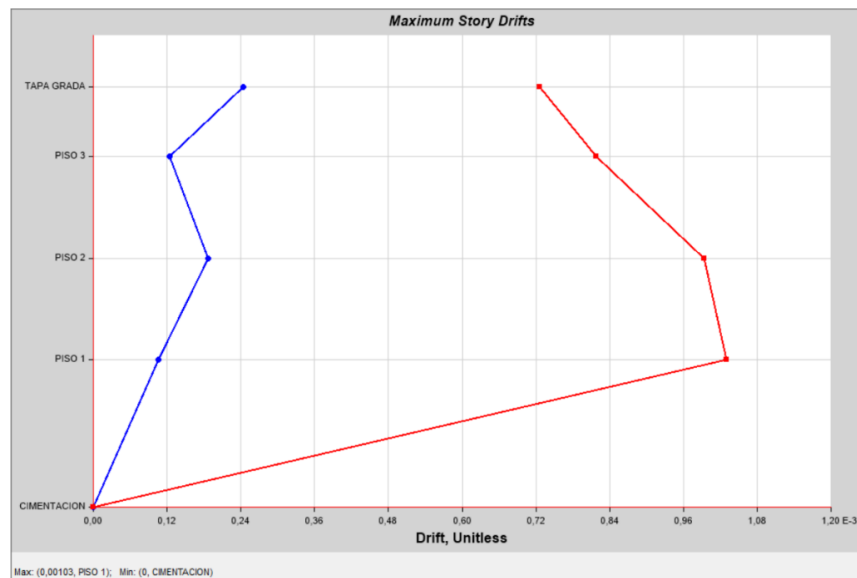
Nota: Deriva elástica 0,01438 sentido X. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

$$\text{deriva inelastica} = 0,75 * \text{deriva elastica} * R$$

$$\text{deriva inelastica} = 0,75 * 0,01438 * 7 = \mathbf{0,75 \% < 2 \% \text{ OK}}$$

Figura 160

Deriva elástica por sismo en sentido Y, escalera de emergencia.



Nota: Deriva elástica 0,0103 sentido Y. Tomado del Programa computacional ETABS 18.

$$\text{deriva inelastica} = 0,75 * \text{deriva elastica} * R$$

$$\text{deriva inelastica} = 0,75 * 0,0103 * 7 = \mathbf{0,54 \%} < \mathbf{2 \%} \mathbf{OK}$$

Para la conexión que se va a realizar de las diagonales tanto en las vigas como en las columnas se realiza el diseño de la placa Gusset con ayuda del programa computacional CEINCI-LAB de la siguiente manera:

Figura 161

Cálculo de la placa Gusset para el Bloque 2.

```

% Diseño de una conexión apernada soldada. Se realizan dos diseños
% 1) Diseño de la placa de unión entre la diagonal y la placa Gusset
% 2) Diseño de la placa Gusset propiamente dicha
% El marco teórico se halla en Aguiar et al. (2019)
%
%           Dr. Roberto Aguiar e Isaac Romero
%           30 de Junio de 2020
%
clear all
clc

%% DATOS
% UBICACIÓN Y PROPIEDADES DE PERNOS
Dia_pernos=7/8*2.54; %cm      Diámetro de los pernos usados en las placas
dis_borde_ancho=8; %cm      Distancia al borde ancho de la placa de unión
dis_borde_largo=4; %cm      Distancia al borde ancho de la placa de unión
num_col_pernos=2;%         Número de columnas de pernos en la placa
num_fil_pernos=3;%         Número de filas de pernos en la placa
FNV=3370; %kg/cm²          Capacidad nominal a corte de un perno A3370

% PLACA DE UNION
ancho=50; %cm              Ancho de placa de unión
largo=50; %cm              Largo de placa de unión que va apernada
e=1.5; %cm                 Espesor de la placa de unión
Fu=3450; %kg/cm²          Límite último del acero
Fy=2480; %kg/cm²          Límite de fluencia del acero
E=2000000; %kg/cm²        Módulo de elasticidad del acero

% PLACA
c_gusset=2; %cm            Espesor de la placa gusset
L2=34.1; %cm              Longitud que trabaja a compresión
Tc_a=8; %cm               Diámetro o ancho de la diagonal usada

%% DISEÑO DE PLACA DE UNION
%dis union=[Fuerza en pernos  Diseño por bloque de corte  Aplastamiento y desgarre  Capacidad a tension]
[dis_union]=displaca_union(FNV,largo,ancho,Dia_pernos,e,dis_borde_largo,dis_borde_ancho,num_col_pernos,num_fil_pernos,

%% DISEÑO DE PLACA GUSSET
% dis gusset=[Cortante de bloque  Sección de Whitmore  Cortante vertical  Resistencia a compresión]
[dis_gusset]=displaca_gusset(largo,ancho,Dia_pernos,e_gusset,dis_borde_largo,dis_borde_ancho,num_col_pernos,num_fil_pe

```

Nota: Programa computacional para el cálculo de la placa. Tomado del Programa computacional CEINCILAB.

Los resultados que nos arroja el programa son los siguientes:

Figura 162

Resultados de la placa Gusset para el Bloque 2.

```

DISEÑO DE LA PLACA GUSSET.
El cortante de bloque tiene una resistencia de: 369.016 Tn.
El área de influencia de Whitmore tiene una resistencia a la tracción de: 368.268 Tn.
La capacidad a cortante de la placa es: : 203.826 Tn.
La capacidad a compresión de la placa es: 29.727 Tn.

```

Nota: Diseño de la placa Gusset. Tomado del Programa computacional CEINCILAB.

El marco teórico que se utilizó en el cálculo de la Placa Gusset se lo tomó del paper diseño de contraviento y placas gusset de conexión para soportar disipadores de energía escrito por el Dr. Roberto Aguiar (Aguiar, Del Castillo, & Avila, 2017).

Capítulo VI

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones.

Una vez realizados todos los cálculos respectivos podemos concluir lo siguiente:

- Se obtuvo la capacidad portante del suelo del sector del “Playon” en el Ministerio de Defensa obteniendo un valor de 18 t/m³, el mismo que se realizó con el ensayo de SPT (Standar Penetration Test) y pudimos definir que el tipo de suelo que existe en las inmediaciones del parqueadero es un tipo D.
- Con el tipo de suelo definido y las consideraciones para el mismo se realizó los análisis tanto estático lineal como modal espectral, obteniendo resultados muy apegados a la realidad, los cuales se compararon con los sismos más considerables que pueden ocurrir en la ciudad de Quito.
- Se pudo observar que en primera instancia que los 2 bloques necesitaban elementos que rigidicen su desempeño, por lo cual se optó por la colocación de muros de corte en los perímetros de cada bloque, los mismo que nos ayudaron a controlar derivas, torsiones, y periodos de vibración de la estructura.
- Se realizó el diseño del helipuerto considerando el Helicóptero MI-171, el mismo que es el más pesado que posee en el Ejército Ecuatoriano.
- Con el método del PUSHOVER se logró determinar la curva de capacidad sísmica de los bloques, y observar de mejor manera como es el comportamiento de los bloques ante fuerzas laterales.
- Pudimos determinar una lista de chequeos para nuestro edificio se considere primero bien diseñado y segundo que se sismorresistente, a continuación, los factores que se consideraron:
 1. Cortante basal estático.

2. Cortante basal dinámico.
 3. Torsión.
 4. Derivas.
 5. Distorsiones
 6. Deflexiones de vigas críticas.
- Es muy importante mencionar que todos los cálculos se los realizo a mano y comprobados por el software especializado en estructuras.

Recomendaciones.

- Que una vez que hemos analizado, verificado, diseñado cada elemento del edificio de parqueaderos, debemos tener en cuenta que nuestra norma ecuatoriana de la Construcción debe ser revisada, de manera que sea más rigurosa en la aplicación de la misma, ya que si bien es cierto nos indica que la deriva no debe sobre pasar el 2% para que el diseño este aceptable, pero si el diseño se lo hace con valores cercanos o iguales al mencionado valor ya existe un daño considerable a nivel estructural, lo cual se pudo observar en el terremoto de Pedernales.
- El estricto cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para que los diseños que se realizan sean suficientemente dúctiles antes las sollicitaciones a las que son sometidos.

Referencias

- 3457, Ordenanza . (2003). *Ordenanza 3457 Normas de Arquitectura y Urbanismo*. QUITO.
- ACI, 3.-1. (2015). *Requisitos de Reglamento Concreto Estructural ACI 318S-14*. IHS.
- Aguiar F., R. (2012). *Dinámica de estructuras con CEINCILAB*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas.
- Aguiar Falconí, R. (Agosto de 2017). *Research Gate*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito/link/59a988690f7e9bdd114ac115/download
- Aguiar, R., Del Castillo, F., & Avila, V. (2017). DISEÑO DE CONTRAVIENTO Y PLACAS GUSSET DE CONEXIÓN PARA SOPORTAR DISIPADORES DE ENERGÍA. *Research Gate*, 1-23.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). Diagrama Momento - Curvatura y Momento - Rotación. *Revista Ciencia*, 191-228.
- Aguiar, R., Mora, D., & Tipanluisa, E. (2016). El método del espectro de capacidad. *Revista Ciencia*.
- Barbat, A., Vargas, Y., Pujades, L., & Hurtado, J. (2015). Evaluación probabilística del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. . *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*.
- Cabanillas, J. L. (2014). *Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*.
- Caiza S, P., & Cevallos, D. (2015). Diseño de columnas de hormigón armado en zonas sísmicas. *Revista Ciencia*, 21.
- Camargo G, A. C., Ricardo, O., & Herrera, J. (2018). Esfuerzos y deflexiones en vigas. *Research Gate*.
- Chopra , A. K., & Goel, R. K. (2001). A modal Pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- Dirección General de Aviación Civil. (2017). *Regulación Técnica de Aviación Civil RDAC 155 "Diseño y Operación de Helipuertos"*. Quito: DAC.
- Freeman, S. A. (1978). Prediction of response of concrete buildingd to severe earthquake motion. *American Concrete Institute*, 585-605.
- Guerra, M. (2013). *Cimentaciones Sismo Resistentes Utilizando SAFE*. Quito.
- Mieles B, Y. (2019). MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE PARA EL DISEÑO DE LOSAS MACIZAS. *Research Gate*, 48.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda. (Diciembre de 2014). *Ministerio de Desarrollo Urbano y de Vivienda*. Obtenido de

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Cargas No sísmicas. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 1-44.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Estructuras de Acero. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-HM*. Quito.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Peligro Sísmico Diseño sismo resistente. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 64.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). Guía práctica para evaluación sísmica. *Guía 5*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Peligro sísmico Diseño sismo resistente. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 51.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: Mc. Graw Hill.
- Muñoz, W. Z. (8 de Noviembre de 2019). *Linkedin*. Obtenido de <https://www.linkedin.com/pulse/sistemas-de-edificios-en-estructura-met%C3%A1lica-willy-zambrano-mu%C3%B1oz>
- Rajesh, D., Athol, C., & Bull, D. (2010). Distributed Mass Effects On Building Pounding Analysis . *Research Gate*, 1-11.
- Romo, M. (2013). *Hormigón Armado*. Quito.
- Secretaría de Movilidad. (30 de Agosto de 2016). *Secretaría de Movilidad*. Obtenido de <https://www.quito.gob.ec/index.php/secretarias/secretaria-de-movilidad#objetivo>
- Silva, O. (2020). *360 en Concreto*. Obtenido de <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/usos-frecuentes-sistemas-combinado-y-dual>
- Vélez, C. A. (2004). *Ejecución de Edificios*. Medellín.