



UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA
SEDE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO POR
CAMBIO DE USO DE SUELO EN LA CIUDADELA URDENOR DEL CANTÓN GUAYAQUIL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTORES: FERNANDO XAVIER VELÁSQUEZ ARAGUNDY

MILTON JESÚS TAPIA VILLARREAL

TUTOR: ING. LEONARDO JAVIER ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Guayaquil-Ecuador

2025

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Nosotros, Fernando Xavier Velásquez Aragundy con documento de identificación N° 0919483271 y Milton Jesús Tapia Villarreal con documento de identificación N° 1207260611; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 17 de enero del 2025

Atentamente,

Fernando Xavier Velásquez Aragundy

C.I.0919483271

Milton Jesús Tapia Villarreal

1207260611

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Fernando Xavier Velásquez Aragundy con documento de identificación N° 0919483271 y Milton Jesús Tapia Villarreal con documento de identificación N° 1207260611; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico de titulación: "Análisis estructural de una vivienda de hormigón armado por cambio de uso de suelo en la Ciudadela Urdenor del Cantón Guayaquil", el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 17 de enero del 2025

Atentamente,

Fernando Xavier Velásquez Aragundy

C.I.0919483271

Milton Jesús Tapia Villarreal

1207260611

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA. con documento de identificación N.º0902190883, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO POR CAMBIO DE USO DE SUELO EN LA CIUDADELA URDENOR DEL CANTÓN GUAYAQUIL, realizado por Fernando Xavier Velásquez Aragundy con documento de identificación N.º 0919483271 y Milton Jesús Tapia Villarreal con documento de identificación N.º 1207260611, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto técnico de titulación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 17 de enero del año 2025



Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA.
C.I.: 0902190883

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación se lo dedico a los que fueron los más sacrificados con mi decisión de estudiar una nueva carrera, a mi esposa Natalia que en todo este tiempo ha sido un apoyo fundamental esforzándose y guiando a nuestra familia para que yo pueda dedicarme a los estudios y apoyando esta loca aventura desde el primer momento en que le dije que quería estudiar Ingeniería Civil, levantándose cuando tropezaba y con palabras de ánimo cuando las necesitaba. A mis dos más grandes amores, Carolina y Sofía, hijas, cada vez que tengan la oportunidad de leer estas palabras tengan por seguro que todo lo que se propongan en la vida lo pueden lograr con esfuerzo y dedicación, los límites que puedan tener serán los que ustedes mismo se impongan, realmente fueron mi impulso y motivación cada vez que sentía el cansancio mental y físico del día a día y llegaba en la noche a verlas dormidas en su cuarto para arroparlas y darles un beso.

A mis padres, Fernando y Yaneth que desde pequeño me han inculcado que todo lo que uno quiera lograr u obtener en esta vida debe ser con esfuerzo, honradez, sacrificio y dedicación, gracias por ser mis consejeros siempre y estar en cada uno de mis pequeños logros de vida.

A mis abuelos, Miltinho, Pepe Lucho, Olga y Chelita, mis cuatro ángeles, que, aunque ya no están conmigo físicamente viven en mi corazón y están en cada uno de mis pasos del día a día.

Y, por último, pero al más importante a Dios, todo lo que he expuesto en los párrafos anteriores lo tengo gracias a su infinita bondad, dándome más de lo que algún día imaginé.

Fernando Xavier Velásquez Aragundy

DEDICATORIA

Dedico mi tesis primero a Dios por darme Vida Salud por permitirme haber llegado hasta este último proceso de mi formación profesional, A mi madre Petita Villarreal que ha sido mi mayor fuente de inspiración, que, aunque ya no este conmigo sé que desde cielo celebra mis logros y acompaña mis pasos, muy pronto te podré decir madre lo logre, sé que siempre has estado allí. A mi papá Milton Tapia y a mis hermanas por siempre animarme y por el apoyo que me ha brindado en esta etapa a pesar de nuestra distancia física, en Especial a mi esposa Monse por su amor y apoyo incondicional por estar a mi lado en cada momento brindando e su apoyo para seguir adelante y a mis Hijos Daniel y Kailany quienes son mi motor y mi fuerza los cuales que me impulsan a cumplir mis sueño y dar lo mejor de mí, a todos quienes han sido participe de este proceso durante estos cinco años, que estuvieron a mi lado apoyándome e hicieron que este logro hoy culmine con éxito.

Milton Tapia Villarreal

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas esas personas que en el día a día me daban palabras de aliento, son tantas que no podría hacer un listado, cada uno sabe el rol que cumplió en esta hermosa etapa de mi vida

A todos los compañeros de aula por hacer esta etapa algo lindo, pero en especial a mi grupo de estudio y amigos, Milton, Mónica y Kevin, la verdad que sin su ayuda hubiese sido más duro cursar esta carrera, gracias por esas malas noches estudiando en la oficina, por esas llamadas o mensajes recordando algún tema de la universidad, por reírnos cuando pensábamos que ya no podíamos más, por hacer diapositivas camino a la universidad. Realmente les deseo éxitos en su vida, son excelentes personas por lo que serán excelentes profesionales.

Al Ingeniero Leonardo Echeverría Fabre, DBA por ser guía en este camino universitario, primero como docente de aula, luego como tutor del diseño del proyecto técnico de titulación y ahora como tutor de este proyecto de tesis.

A cada uno de los docentes de la universidad, que de una u otra forma dejaron una huella o enseñanza en este ciclo.

Fernando Xavier Velásquez Aragundy

AGRADECIMIENTOS

Agradezco Principalmente a Dios que ha sido la luz en este largo camino qué no ha sido fácil, pero con su guía su fuerza he logrado cada meta propuesta. A mi familia quienes han sido un apoyo fundamental en este camino, qué me han permitido llegar hasta aquí. No podía pasar por alto aprovechar la oportunidad para dar gracias a cada uno de los docentes que impartieron cada uno de sus conocimientos para convertirme en un profesional en lo que me apasiona, a mis compañeros de aula por cada una de las experiencias vividas, a mi grupo académico Velasquez Fernando, Proaño Mónica, Intriago Kevin, por el apoyo inigualable, todas esas malanoches valieron la pena todos esos cambios de idea hicieron que este camino se vea menos complicado y sobre todo agradezco a mi tutor Dr. Echeverría Fabre Leonardo por la paciencia que tuvo al guiarnos en este proceso.

Milton Tapia Villarreal

Resumen

El siguiente proyecto aborda la problemática asociada a las modificaciones no planificadas en edificaciones existentes. Con frecuencia, se adaptan construcciones a nuevos usos sin considerar las implicaciones estructurales, lo que puede generar graves consecuencias. Un ejemplo común es la transformación de una vivienda en un edificio de departamentos, que implica un aumento significativo de las cargas sobre la estructura.

Al modificar una edificación sin un estudio técnico previo, se alteran las condiciones de equilibrio de las fuerzas internas, lo que puede provocar sobrecargas en elementos estructurales como cimientos, columnas y vigas. Esto a su vez puede desencadenar una serie de problemas, desde la aparición de grietas y deformaciones hasta el colapso parcial o total de la estructura. Las consecuencias de estas fallas estructurales van más allá del riesgo para la vida humana, ya que también generan pérdidas económicas significativas debido a los costos de reparación y reconstrucción. Es fundamental comprender que las edificaciones son sistemas complejos diseñados para resistir cargas específicas. Cualquier modificación que altere este equilibrio puede comprometer la estabilidad de la estructura. Además, las edificaciones antiguas, construidas con materiales y técnicas diferentes a las actuales, son particularmente vulnerables a estas modificaciones.

Para abordar esta problemática, el texto propone la implementación de medidas de control y regulación que garanticen la realización de análisis estructurales detallados antes de cualquier cambio de uso en una edificación. Estos análisis, llevados a cabo por profesionales competentes, permiten evaluar la capacidad de la estructura existente para soportar las nuevas cargas, identificar posibles deficiencias y proponer las medidas de refuerzo necesarias. Es imperativo que las autoridades competentes y los propietarios de inmuebles tomen conciencia de esta problemática y promuevan la realización de análisis estructurales antes de realizar

cualquier cambio significativo en la funcionalidad de una edificación. Solo de esta manera se podrá prevenir tragedias y garantizar la seguridad de las personas y la integridad de las construcciones.

La justificación del análisis estructural radica en la necesidad de evaluar la capacidad de una estructura para resistir nuevas cargas y condiciones. Al realizar este análisis, se pueden identificar posibles deficiencias estructurales y proponer soluciones de refuerzo adecuadas, garantizando así la seguridad y durabilidad de la edificación.

Abstract

The following project addresses the problems associated with unplanned modifications to existing buildings. Buildings are often adapted to new uses without considering the structural implications, which can lead to serious consequences. A common example is the transformation of a home into an apartment building, which involves a significant increase in the loads on the structure.

By modifying a building without a prior technical study, the equilibrium conditions of the internal forces are altered, which can cause overloads in structural elements such as foundations, columns, and beams. This in turn can trigger a series of problems, from the appearance of cracks and deformations to the partial or total collapse of the structure. The consequences of these structural failures go beyond the risk to human life, as they also generate significant economic losses due to repair and reconstruction costs. It is essential to understand that buildings are complex systems designed to withstand specific loads. Any modification that alters this balance can compromise the stability of the structure. In addition, old buildings, built with different materials and techniques than today, are particularly vulnerable to these modifications. To address this problem, the text proposes the implementation of control and regulatory measures that guarantee the performance of detailed structural analyses before any change of use in a building. These analyses, carried out by competent professionals, make it possible to assess the capacity of the existing structure to withstand new loads, identify possible deficiencies and propose the necessary reinforcement measures. It is imperative that the competent authorities and property owners become aware of this problem and promote the performance of structural analyses before making any significant change in the functionality of a building. Only in this way can tragedies be prevented, and the safety of people and the integrity of buildings be guaranteed.

The justification for structural analysis lies in the need to assess the capacity of a structure to withstand new loads and conditions. By carrying out this analysis, possible structural deficiencies can be identified, and appropriate reinforcement solutions proposed, thus ensuring the safety and durability of the building.

ÍNDICE

1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	44
2.	OBJETIVOS	45
2.1	OBJETIVO GENERAL	45
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	45
3.	JUSTIFICACIÓN.....	46
4.	HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.....	47
5.	MARCO TEÓRICO	47
5.1	TEORÍA DE ESTRUCTURAS.....	47
5.1.1	DEFINICIÓN DE ANÁLISIS ESTRUCTURA.....	47
5.1.2	IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	47
5.2	CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	48
5.2.1	ESTRUCTURA	48
5.2.2	CARGA.....	48
5.2.3	ESFUERZO	48
5.2.4	DEFORMACIÓN	49
5.2.5	RIGIDEZ	49
5.2.6	ESTABILIDAD.....	49
5.2.7	ESTRUCTURA DE EDIFICACIÓN Y CIMIENTOS.....	50
5.3	TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	51
5.3.1	ANÁLISIS ESTÁTICO	51

5.3.2	CARGA APLICADA DE FORMA LENTA Y GRADUAL.....	52
5.3.3	ANÁLISIS DINÁMICO	52
5.3.4	CARGAS APLICADAS DE FORMA RÁPIDA O REPENTINA.....	53
5.3.5	EFFECTOS DINÁMICOS (VIBRACIONES, SISMOS).....	53
5.4	MÉTODOS	54
5.4.1	MÉTODO DE LOS NODOS	54
5.4.2	MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	55
5.4.3	MÉTODO DE LAS MATRICES DE RIGIDEZ.....	55
5.4.4	MÉTODOS NUMÉRICOS	56
5.4.5	ANÁLISIS MODAL	56
5.4.6	ANÁLISIS ESPECTRAL.....	57
5.5	SOFTWARE DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	57
5.5.1	SAP2000.....	57
5.5.2	ETABS	58
5.5.3	ANSYS.....	58
5.5.4	ABAQUS.....	59
5.6	PROPIEDADES MECÁNICAS	59
5.6.1	MÓDULO DE ELASTICIDAD	59
5.6.2	COEFICIENTE DE POISSON.....	60
5.6.3	LÍMITE ELÁSTICO.....	60

5.6.4	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN	61
5.7	COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	61
5.7.1	ELASTICIDAD	61
5.7.2	PLASTICIDAD	62
5.7.3	FLUENCIA	62
5.7.4	FATIGA	62
5.8	TIPOS DE FALLAS	63
5.8.1	FALLA POR PUNZONAMIENTO.....	63
5.8.2	FALLA POR CORTE GENERAL	65
5.8.3	FALLA POR CORTE LOCAL.....	66
5.9	FACTORES DE SEGURIDAD	67
5.9.1	FACTORES DE SEGURIDAD Y DIMENSIONAMIENTO.....	67
5.9.2	RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA DE UN ELEMENTO Y LA CARGA MÁXIMA ESPERADA.....	68
5.10	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	68
5.10.1	HORMIGÓN ARMADO.....	69
5.10.2	USOS Y VENTAJAS DEL HORMIGÓN ARMADO.....	69
5.10.3	ACERO Y ARMADURA DE REFUERZO	70
6.	MARCO LEGAL.....	70
6.1	MARCO NORMATIVO GENERAL.....	70
6.1.1	CONSTITUCIÓN POLÍTICA.....	70

6.1.2	CÓDIGO CIVIL	71
6.1.3	CÓDIGO ORGÁNICO INTEGRAL PENAL (COIP) DE ECUADOR.....	72
6.2	LEGISLACIÓN ESPECÍFICA DE LA CONSTRUCCIÓN.....	73
6.2.1	LEY GENERAL DE CONSTRUCCIÓN.....	73
6.3	REGLAMENTOS TÉCNICOS.....	73
6.3.1	NORMA TÉCNICA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NTE): REQUISITOS PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE EDIFICACIONES.	73
6.3.2	NORMAS SISMORRESISTENTES: DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA RESISTIR SISMOS.....	74
6.3.3	NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL: CÁLCULO DE CARGAS, MATERIALES Y MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.....	74
6.3.4	ORDENANZAS MUNICIPALES	75
6.4	LEGISLACIÓN AMBIENTAL.....	75
6.4.1	LEY ORGÁNICA DEL AMBIENTE.....	75
6.4.2	NORMAS DE CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE	77
6.5	LEGISLACIÓN LABORAL	78
6.5.1	CÓDIGO DE TRABAJO	78
6.6	LEGISLACIÓN SOBRE RESPONSABILIDAD CIVIL.....	78
6.6.1	RESPONSABILIDAD CIVIL CONTRACTUAL	78
6.6.2	RESPONSABILIDAD CIVIL EXTRA CONTRACTUAL	79

7.	SEGUROS.....	79
7.1.1	SEGURO DE CONSTRUCCIÓN.....	79
7.1.2	SEGURO DE RESPONSABILIDAD CIVIL	80
7.2	NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN	80
7.2.1	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN ARMADO [NEC-SEHM,	
3.3.1]	80	
7.2.2	ACERO Y ARMADURA DE REFUERZO.....	81
7.2.3	REQUISITOS PARA DISEÑO SÍSMICO [NEC-SE-HM, 2.3].....	81
8.	MARCO METODOLÓGICO	82
8.1	SOFTWARE DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES	82
8.1.1	SOFTWARE DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL SAP 2000	82
8.1.2	MICROSOFT EXCEL.....	82
8.1.3	MICROSOFT WORD	83
8.1.4	AUTOCAD	83
9.	DESARROLLO DEL PROYECTO.....	84
9.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ACTUAL.....	84
9.1.1	PLANOS ARQUITECTÓNICOS.....	84
9.1.2	PLANOS ESTRUCTURALES	91
9.2	UBICACIÓN DE LA VIVIENDA.....	96
9.3	ANÁLISIS DEL TIPO DE SUELO	96
9.4	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	99

9.4.1 ANTECEDENTES	100
9.4.2 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA	100
9.5 DETERMINACIÓN DE CARGAS PARA LA REVISIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO EXISTENTES.....	101
9.5.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS MUERTAS EN LOSA	101
9.5.2 ÁREA DE ANÁLISIS EN PLANTA (ELABORACIÓN PROPIA)	101
9.6 VERIFICACION DE SECCION (PREDIMENSIONAMIENTO), DE LA EDIFICACION EXISTENTE	102
9.6.1 CÁLCULO DETALLADO DE CARGA MUERTA (SOBRECARGA)	102
9.6.2 RESUMEN DEL PESO DE SOBRECARGA.....	103
9.6.3 CÁLCULO DETALLADO DE CARGA MUERTA (PESO PROPIO DE LOSA) 104	
9.6.4 DETALLE DE CÁLCULOS DE PESO PROPIO DE LOSA.....	106
9.6.5 RESUMEN DE CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN EL PROYECTO.....	107
9.6.6 VERIFICACIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	107
9.6.7 VERIFICACIÓN DEL TIPO DE LOSA	108
9.6.8 CÁLCULO DE INERCIA DE LOSA.....	109
9.6.9 DETALLE DE LOSA ALIVIANADA	110
9.6.10 DETALLE DE CÁLCULOS REALIZADOS	110
9.6.11 CÁLCULO DE CENTROIDE O CENTRO DE GRAVEDAD.....	111
9.7 DIMENSIONAMIENTO DE LOSA.....	115

9.7.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	115
9.7.2	CÁLCULO DE CARGA ULTIMA.....	116
9.7.3	CÁLCULO DE CARGA DISTRIBUIDA	117
9.7.4	CÁLCULO DE MOMENTO ULTIMO.....	117
9.7.5	CÁLCULO DE NUMERO DE NERVIOS.....	117
9.7.6	CÁLCULO DE MOMENTO DE NERVIO	117
9.7.7	CÁLCULO DE CORTE ULTIMO.....	118
9.7.8	RESULTADOS OBTENIDOS	118
9.7.9	COMPROBACIÓN DE PERALTE	118
9.7.10	RESULTADOS OBTENIDOS	120
9.7.11	ANÁLISIS DE ACERO DE REFUERZO	121
9.7.12	RESULTADOS OBTENIDOS	123
9.7.13	RESUMEN DE RESULTADOS.....	123
9.8	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS - VIGAS PRINCIPALES SECCIÓN (20X30)	126
9.8.1	ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO	126
9.8.2	CÁLCULO DE CARGA DISTRIBUIDA (WU)	126
9.8.3	CÁLCULO DE MOMENTO ULTIMO (MU).....	127
9.8.4	CÁLCULO DE CORTANTE ULTIMO (VU).....	127
9.8.5	RESULTADOS OBTENIDOS	127
9.8.6	ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA.....	128

9.8.7	RESULTADOS OBTENIDOS	130
9.8.8	CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO	131
9.8.9	RESULTADOS OBTENIDOS	133
9.8.10	CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE.....	133
9.8.11	RESULTADOS OBTENIDOS.....	135
9.8.12	CÁLCULO EN ZONA PROTEGIDA Y ZONA CENTRAL.....	135
9.8.13	RESULTADOS OBTENIDOS	138
9.8.14	RESUMEN DE RESULTADOS.....	139
9.9	VIGAS TRANSVERSALES (SECCIÓN 15X30).....	140
9.9.1	ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO	140
9.9.2	ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA.....	141
9.9.3	CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO	141
9.9.4	CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE	142
9.9.5	RESUMEN DE RESULTADOS.....	143
9.10	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS - COLUMNAS PISO BAJO – 20X30	144
9.10.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	144
9.10.2	RESULTADOS OBTENIDOS	146
9.11	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	146
9.11.1	RESULTADOS OBTENIDOS.....	149
9.12	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	150

9.12.1	RESULTADOS OBTENIDOS	154
9.12.2	RESUMEN DE RESULTADOS.....	155
9.13	COLUMNAS PISO BAJO – SECCIÓN 25X25	156
9.13.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	156
9.13.2	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	157
9.13.3	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	158
9.13.4	RESUMEN DE RESULTADOS.....	158
9.14	COLUMNAS PISO ALTO – SECCIÓN 20X30.....	159
9.14.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	159
9.14.2	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	160
9.14.3	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	161
9.14.4	RESUMEN DE RESULTADOS.....	162
9.15	COLUMNAS PISO ALTO – SECCIÓN 25X25.....	163
9.15.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	163
9.15.2	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	164
9.15.3	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	165
9.15.4	RESUMEN DE RESULTADOS.....	165
9.16	ANÁLISIS DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL	167
9.16.1	CÁLCULO DE INERCIA DE VIGAS	167
9.16.2	CÁLCULO DE INERCIA DE COLUMNAS	169

9.16.3 COMPARATIVA DE INERCIAS EN EL EJE X PARA CUMPLIMIENTO DE COLUMNA FUERZA – VIGA DÉBIL.....	169
9.17 REVISION DEL CORTANTE BASAL.....	173
9.17.1 DETERMINACIÓN DE FACTOR DE IMPORTANCIA I.....	173
9.17.2 DETERMINACIÓN DEL VALOR Z.....	174
9.17.3 ANÁLISIS Y CALCULAR SA.....	179
9.17.4 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL – ESPECTRO ELÁSTICO.....	180
9.18 ANALISIS DEL ESPECTRO DE DISEÑO	181
9.19 ANALISIS DINAMICO EN ETABS	184
9.19.1 MODELACION ESTRUCTURAL.....	185
9.20 CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN.....	189
9.20.1 CÁLCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN NEC-15 CP 6.33 NEC.....	189
9.20.2 ANÁLISIS DEL CT Y A.....	189
9.20.3 CÁLCULO DE HN.....	190
9.20.4 CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN:.....	191
9.21 ANALISIS DE TORSION	192
9.22 ANALISIS DE LAS DERIVAS	193
9.23 ANALISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS.....	196
9.24 CORRECCION DEL CORTANTE BASAL.....	198
9.25 MODELO TRIDIMENSIONAL.....	201
9.26 REVISION DE CUANTIA DE ACERO.....	202

9.26.1	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 1	203
9.26.2	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 2	204
9.26.3	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 3	205
9.26.4	REVISION DE FALLAS CON SOFTWARE ETABS	206
9.26.5	DIAGRAMAS DE CORTANTE DEL MODELO.....	210
9.26.6	DIAGRAMAS DE MOMENTO DEL MODELO.	211
9.26.7	DIAGRAMAS DE FUERZAS AXIALES DEL MODELO.....	212
9.26.8	DEFORMACIONES DEL MODELO	213
9.26.9	REACCIONES Y MOMENTOS EN LA BASE DE LA EDIFICACION	214
9.26.10	DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA	216
9.26.11	DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA.....	218
9.27	DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES.....	220
9.27.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA.- LOSA NERVADA	221
9.27.2	DIMENSIONAMIENTO DE LOSA	225
9.27.3	ANALISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	225
9.27.4	RESULTADOS OBTENIDOS	228
9.27.5	COMPROBACION DE PERALTE.....	229
9.27.6	RESULTADOS OBTENIDOS	231
9.27.7	ANALISIS DE ACERO DE REFUERZO	231
9.27.8	RESULTADOS OBTENIDOS	233

9.28	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS - VIGAS PRINCIPALES	233
9.28.1	ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO	233
9.28.2	RESULTADOS OBTENIDOS	235
9.28.3	ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA.....	236
9.28.4	RESULTADOS OBTENIDOS	237
9.28.5	CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO	238
9.28.6	RESULTADOS OBTENIDOS	240
9.28.7	CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE.....	241
9.28.8	RESULTADOS OBTENIDOS	242
9.28.9	CÁLCULO EN ZONA PROTEGIDA Y ZONA CENTRAL.....	243
9.28.10	RESULTADOS OBTENIDOS	246
9.29	VIGAS LONGITUDINALES	246
9.29.1	ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO	246
9.29.2	ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA.....	247
9.29.3	CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO	247
9.29.4	CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE.....	248
9.29.5	CÁLCULO EN ZONA PROTEGIDA Y ZONA CENTRAL.....	248
9.30	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS CENTRALES – C1	249
9.30.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	249
9.30.2	RESULTADOS OBTENIDOS	251

9.30.3	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	251
9.30.4	RESULTADOS OBTENIDOS	254
9.30.5	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	255
9.30.6	RESULTADOS OBTENIDOS	260
9.31	COLUMNAS LATERALES - C2	260
9.31.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	261
9.31.2	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	261
9.31.3	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	262
9.32	COLUMNAS ESQUINERAS – C3	263
9.32.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	263
9.32.2	ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO	263
9.32.3	ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS	264
9.33	ANÁLISIS DE COLUMNA FUERTE VIGA DEBIL	265
9.33.1	CÁLCULO DE INERCIA DE COLUMNAS	267
9.34	LOSA DE HORMIGÓN ARMADO.....	272
9.35	VIGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES.....	272
9.36	COLUMNAS.....	272
9.37	REVISION DEL CORTANTE BASAL.....	273
9.37.1	DETERMINACIÓN DE FACTOR DE IMPORTANCIA I.	273
9.37.2	DETERMINACIÓN DEL VALOR Z.	274

9.37.3	ANÁLISIS Y CALCULAR SA.....	279
9.37.4	CÁLCULO DE CORTANTE BASAL – ESPECTRO ELÁSTICO.....	280
9.37.5	ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE DISEÑO	281
9.38	ANÁLISIS DINAMICO EN ETABS	285
9.39	CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN.....	285
9.39.1	CÁLCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN NEC-15 CP 6.33 NEC.....	285
9.39.2	ANÁLISIS DEL CT Y A.....	286
9.39.3	CÁLCULO DE HN:.....	286
9.39.4	CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN:.....	287
9.40	ANÁLISIS DE TORSION	288
9.41	ANÁLISIS DE LAS RERIVAS	291
9.42	ANÁLISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS.....	293
9.43	CORRECCION DEL CORTANTE BASAL.....	296
9.44	MODELO TRIDIMENSIONAL.....	299
9.44.1	REVISION DE CUANTIA DE ACERO	300
9.44.2	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 2	301
9.44.3	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 3	302
9.44.4	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 4	303
9.44.5	REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 5	304
9.45	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE HORMIGÓN EN VOLADIZO.....	306

9.46	ANALISIS DE LA GEOMETRIA Y MATERIALES.....	307
9.46.1	RESULTADOS OBTENIDOS	308
9.46.2	ANALISIS DE CARGAS DE DISEÑO.....	309
9.46.3	RESULTADOS OBTENIDOS	310
9.46.4	ANALISIS ESTRUCTURAL.....	311
9.46.5	RESULTADOS OBTENIDOS	314
9.47	ANALISIS DISEÑO ESTRUCTURAL A FLEXION	314
9.47.1	RESULTADOS OBTENIDOS	316
9.48	DISEÑO ESTRUCTURAL A CORTE	316
9.48.1	RESULTADOS OBTENIDOS	318
9.49	ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA CENTRAL C1	
	318	
9.50	ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA LATERAL C2	
	321	
9.51	ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA ESQUINERA C3	
	323	
9.52	ANALISIS DE CUANTIA DE ACERO PARA LOSAS.....	325
9.52.1	DIAGRAMAS DE CORTANTE DEL MODELO.....	327
9.52.2	DIAGRAMAS DE MOMENTO DEL MODELO.	328
9.52.3	DIAGRAMAS DE FUERZAS AXIALES DEL MODELO.....	329
9.52.4	DEFORMACIONES DEL MODELO	330

9.52.5	REACCIONES Y MOMENTOS EN LA BASE DE LA EDIFICACION	331
9.53	PROPUESTA DE SOLUCIÓN AL CAMBIO DE ESTRUCTURA	332
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	335
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	338
12.	TRABAJOS CITADOS	339
13.	ANEXOS.....	0
13.1	PLANOS ARQUITECTONICOS	0
13.2	PLANOS ESTRUCTURALES.....	2
14.	RESULTADOS DEL SOFTWARE	0
14.1	CALCULOS DE VIGAS SECCION 30X35 (EJE 2-3-4-5).....	0
14.2	CALCULO DE VIGA SECCION 27X30 (EJE 2-3-4-5).....	3
14.3	CALCULO DE VIGA SECCION 35X45 (EJE B-C-D)	6
14.4	CALCULO DE VIGA SECCION 30X35 (EJE B-C-D)	9

ABREVIATURAS

MPa: Mega pascal

Pa: Pascal

D: Carga muerta, elementos estructurales de la edificación.

Scp: Carga muerta de sobrecarga, elementos no estructurales.

L: Carga viva, tipo de uso de edificación.

Lr: Carga viva de techo.

Sex: Sismo estático en x.

Sey: Sismo estático en y.

Sdx: sismo dinámico en x.

Sdy: Sismo dinámico en y.

SaTa= 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.

SIMBOLOGIA

NEC: NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN

COIP: Código Orgánico Integral Penal

NTE: Norma Técnica Ecuatoriana de la Construcción

LOA: Ley Orgánica del Ambiente

EIA: Evaluación de Impacto Ambiental

LEED: Leadership in Energy and Environmental Design

EDGE: Efficient Design for Greater Efficiency

INDICE FIGURAS

<i>Figura 1: Elementos estructurales de una edificación</i>	<i>51</i>
<i>Figura 2: Modelo esquemático de estructura tipo edificio</i>	<i>54</i>
Figura 3: Método de comprobación de falla por punzonamiento.....	64
<i>Figura 4: Falla por corte general.....</i>	<i>66</i>
<i>Figura 5: Falla por corte local</i>	<i>67</i>
Figura 6: Ubicación de la vivienda	96
Figura 7: Ubicación del predio	97
Figura 8: Leyenda de mapa de zonificación	98
Figura 9: Grados de libertad de nodos.....	186
Figura 10: Diseño de sección típica.....	334

INDICE TABLAS

Tabla 1: Cálculo para peso de sobrecarga de losa	102
Tabla 2: Peso de sobrecarga	103
Tabla 3: Cálculo para peso propio de losa	106
Tabla 4: Carga viva	107
Tabla 5: Datos de losa	108
Tabla 6: Cuadro de resultados del cálculo de inercia	109
Tabla 7: cargas de diseño	118
Tabla 8: Comprobación del peralte	120
Tabla 9: Área de acero de refuerzo	123
Tabla 10: Verificaciones de losa	123
Tabla 11: Cargas de diseño viga 20 x 30	127
Tabla 12: Dimensiones de viga	130
Tabla 13: Área de acero de refuerzo	133
Tabla 14: Resistencia a corte	135
Tabla 15: Tabla de resultados (zona protegida y central)	138
Tabla 16: verificaciones de viga	139
Tabla 17: Cargas de diseño de viga	140
Tabla 18: Dimensiones de viga	141
Tabla 19: área de acero de refuerzo	141

Tabla 20: Resultados de resistencia a corte	142
Tabla 21: Verificaciones de viga	143
Tabla 22: Carga de diseño - Columna planta baja 20 x 30.....	146
Tabla 23: Dimensionamiento	149
Tabla 24: Separaciones y estribos	154
Tabla 25: Verificaciones de columna de planta baja.....	155
Tabla 26: Cargas de diseño planta baja.....	156
Tabla 27: Resultados de dimensionamiento	157
Tabla 28: Resultados de separaciones y estribos	158
Tabla 29: Verificaciones de columna planta baja	158
Tabla 30: Cargas de diseño - columna planta alta 20 x30.....	159
Tabla 31: Cálculos de dimensionamiento.....	160
Tabla 32: Separaciones y estribos	161
Tabla 33: Verificaciones de columna 20 x 30 planta alta	162
Tabla 34: Carga de diseño- columna P.alta 25 x 25	163
Tabla 35: Cálculos de dimensionamiento.....	164
Tabla 36: Análisis de separaciones y estribos.....	165
Tabla 37: Verificaciones de columna 20 x 30 planta alta	165
Tabla 38: Tabla de cálculos de columna fuerte – viga débil.....	172
Tabla 39: Datos del período	181

Tabla 40: Datos para espectro elástico	181
Tabla 41: Factores de comportamiento inelástico	182
Tabla 42: Límites para gráficos de periodo del suelo	182
Tabla 43: Tabla de resultados para graficar el espectro de diseño.....	183
Tabla 44: Resultados obtenidos del software.....	188
Tabla 45: Periodo de vibración	191
Tabla 46: Análisis de torsión	192
Tabla 47: Análisis de derivas inelásticas	193
Tabla 48: Resultados de cálculos de desplazamientos	196
Tabla 49: Resultados de reacciones en la base de la edificación.....	198
Tabla 50: Dimensiones de la losa estimada.....	222
Tabla 51: Cálculos realizados para la altura de losa y luz máxima.....	224
Tabla 52: Cargas de diseño	228
Tabla 53: Comprobación de peralte	231
Tabla 54: Area de acero de refuerzo.....	233
Tabla 55: Cargas de diseño de vigas principales	235
Tabla 56: Dimensiones de viga.....	237
Tabla 57: Area de acero de refuerzo	240
Tabla 58: Resistencia a corte.....	242
Tabla 59: Resultados de zona protegida y zona central.....	246

Tabla 60: Cargas de diseño de vigas longitudinales	246
Tabla 61: Dimensiones de viga	247
Tabla 62: Area de acero de refuerzo	247
Tabla 63: Resultados de resistencia a corte	248
Tabla 64: Resultados de zona protegida.....	248
Tabla 65: resultados de zona central	249
Tabla 66: Carga de diseño de columnas centrales	251
Tabla 67: Resultados de dimensionamiento	254
Tabla 68: Separaciones y estribos	260
Tabla 69: cargas de diseño de columnas laterales	261
Tabla 70: dimensionamiento	261
Tabla 71: Separaciones y estribos	262
Tabla 72: cargas de diseño de columnas esquineras.....	263
Tabla 73: Resultados de dimensionamiento	263
Tabla 74: Separaciones y estribos	264
Tabla 75: Tabla de cálculos de columna fuerte – viga débil.....	270
Tabla 76: Datos para el cálculo del periodo	281
Tabla 77: Datos para el cálculo del cortante basal.....	281
Tabla 78: Factores de comportamiento inelástico	281
Tabla 79: limites para realizar gráficos del periodo del suelo en el espectro de diseño	282

Tabla 80: resultados para graficar el espectro de diseño	282
Tabla 81: Limites para graficar el periodo del suelo en el espectro de diseño.....	283
Tabla 82: Resultados obtenidos del software.....	285
Tabla 83: Tabla de resultado de periodos de vibración	288
Tabla 84: Tabla de resultados de torsión.....	288
Tabla 85: Resultados de cálculos de derivas inelásticas.....	291
Tabla 86: Resultados de cálculos de desplazamientos	293
Tabla 87: Resultados de reacciones en la base de la edificación.....	296
Tabla 88: Geometría y materiales	308
Tabla 89: Cargas de diseño	310
Tabla 90: Análisis estructural	314
Tabla 91: Diseño estructural - flexión.....	316
Tabla 92: Diseño estructural - corte	318

INDICE DE ILUSTRACION

Ilustración 1: Tabla de valores SU	98
Ilustración 2: Tabla de tipo de suelo.....	99
Ilustración 3: Dimensiones estándar de bloque aligerado	104
Ilustración 4: Tabla de cargas no sísmicas.....	105
Ilustración 5: Dimensiones de 1m ² de losa aligerada	106
Ilustración 6: Paño de mayor influencia, para realizar predimensionamiento de losa...	108
Ilustración 7: Corte de losa existente	110
Ilustración 8: Ubicación de centroide	111
Ilustración 9: Distancia del ancho tributario	116
Ilustración 10: Detalle de sección de viga.....	139
Ilustración 11: Detalle de viga 15 x30	143
Ilustración 12: Detalles de columna de 20 x 30.....	155
Ilustración 13: Detalle de columna 25 x 25	159
Ilustración 14: Detalle de columnas 20 x 30 p.alta.....	162
Ilustración 15: Detalle de columnas 25 x 25 p.alta.....	166
Ilustración 16: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	173
Ilustración 17: Tabla del valor z.....	174
Ilustración 18: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	175
Ilustración 19: Tipo de suelo y factores de sitio Fa	175

Ilustración 20: Tipo de suelo y factores de sitio F_d	176
Ilustración 21: Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo F_s ...	177
Ilustración 22: N en función de la ubicación del proyecto.	178
Ilustración 23: Valor de R para tipo de suelo.....	178
Ilustración 24: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	179
Ilustración 25: Espectro de diseño.....	184
Ilustración 26: Tabla de tipos de estructuras	189
Ilustración 27: Espectro de diseño.....	190
Ilustración 28: Derivas máximas en sismo dinámico en x	194
Ilustración 29: Derivas máximas en sismo dinámico en y	195
Ilustración 30: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en x	196
Ilustración 31: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en y	197
Ilustración 32: Cortante basal en sismo estático en x	199
Ilustración 33: Cortante basal en sismo dinámico x	199
Ilustración 34: Cortante basal en sismo dinámico y	200
Ilustración 35: Resultados obtenidos mediante software	206
Ilustración 36: Resultados obtenidos mediante software	206
Ilustración 37: Diagramas obtenidos mediante software.....	207
Ilustración 38: Reacciones en las bases de la estructura.....	214
Ilustración 39: Resultados obtenidos mediante software	216

Ilustración 40: Resultados obtenidos mediante software	217
Ilustración 41: Resultados obtenidos mediante software	218
Ilustración 42: Resultados obtenidos mediante software	219
Ilustración 43: tabla de opciones de diseño norma NEC.....	220
Ilustración 44: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	273
Ilustración 45: Tabla del valor Z	274
Ilustración 46: Valores del factor Z en funcion de la zona sismica adoptada.....	275
Ilustración 47: Tipo de suelo y factor de sitio F_a	275
Ilustración 48: Tipo de suelo y factor de sitio F_d	276
Ilustración 49: Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo F_s ...	277
Ilustración 50: N en función de la ubicación del proyecto	278
Ilustración 51: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	279
Ilustración 52: Espectro de diseño.....	284
Ilustración 53: Tabla de tipo de estructura.....	286
Ilustración 54: Derivas máximas en sismo dinámico en x	291
Ilustración 55: Derivas máximas en sismo dinámico en y	292
Ilustración 56: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en x	293
Ilustración 57: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en y	294
Ilustración 58: Cortante basal en sismo estatico en x	296
Ilustración 59: Cortante basal en sismo dinamico x	297

Ilustración 60: Cortante basal en sismo dinamico y	297
Ilustración 61: Resultados de cálculos en software.....	305
Ilustración 62: momento y cortantes maximos en vigas de volados.....	306
Ilustración 63: Resultados obtenidos mediante software	318
Ilustración 64: Resultados obtenidos mediante software	321
Ilustración 65: Resultados obtenidos mediante software	323
Ilustración 69: Diagrama longitudinal.....	326
Ilustración 66: Reacciones en las bases de la estructura.....	331

INDICE DE PLANOS

Plano 1: Elevación principal.....	84
Plano 2: Implantación y cubierta.....	85
Plano3: Planta baja	86
Plano4: Planta alta	87
Plano5: Planta terraza	88
Plano 6: Sección A-A.....	89
Plano 7: Sección B-B.....	90
Plano 8: Cimentación	91
Plano 9: Losa tipo (planta alta – terraza)	92
Plano 10: Detalle de columnas	92
Plano 11: Detalle de vigas	93
Plano 12: Detalle de vigas	94
Plano 13: Detalles de vigas	94
Plano 14: Estructurales de losa	124
Plano 15: Rotación en el modo fundamental – Modelado	192
Plano 16: Modelo tridimensional de la estructura – Modelado	202
Plano 17: Cuantía de acero en piso 1 – Modelado	203
Plano 18: Cuantía de acero en piso 2 – Modelado	204
Plano 19: Cuantía de acero en piso 3 – Modelado	205

Plano 20: Diagrama Fuerza cortante V22 – Modelado	210
Plano 21: Diagrama Momento Flector M33 – Modelado	211
Plano 22: Diagrama Fuerza Axial V22– Modelado.....	212
Plano 23: Deformación de los elementos de la edificación, periodo fundamental – Modelado	213
Plano 24: Deformación de los elementos de la edificación, periodo fundamental – Modelado	214
Plano 25: Paño de mayor influencia, para realizar predimensionamiento de losa.....	221
Plano 26: Corte de la losa estimada con sus dimensiones en x y en y	222
Plano 27: Distancia máxima entre columnas principales	223
Plano 28: Sección de losa analizar	224
Plano 29: Distancia del ancho tributario.....	226
Plano 30: Sección de 45 x 45 cm	271
Plano 31: Sección de 35 x 35 cm	271
Plano 32: Sección de 30 x 35 cm	271
Plano 33: Rotación en el modo fundamental – Modelado	290
Plano 34: Modelo tridimensional de la estructura – Modelado	299
Plano 35: Cuantía de acero en piso 1 – Modelado	300
Plano 36: Cuantía de acero en piso 2 – Modelado	301
Plano 37: Cuantía de acero en piso 3 – Modelado	302
Plano 38: Cuantía de acero en piso 4 – Modelado	303

Plano 39: Cuantía de acero en piso 5 – Modelado	304
Plano 40: Resultados de análisis de losa	325
Plano 41: Diagrama Fuerza cortante V22– Modelado	327
Plano 42: Diagrama Momento Flector M33 – Modelado	328
Plano 43: Diagrama Fuerza Axial V22– Modelado.....	329
Plano 44: Deformación de los elementos de la edificación – Modelado.....	330

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestras comunidades es común encontrar edificaciones que a lo largo del tiempo han sufrido modificaciones significativas en su uso original. Un ejemplo claro es una vivienda unifamiliar que, con el paso de los años, fue transformada en un edificio de departamentos al agregar nuevos pisos o destinada a fines comerciales o de almacenamiento. Estas alteraciones, muchas veces realizadas sin estudios técnicos previos, representan un serio problema que pone en riesgo la integridad estructural de los inmuebles y, por ende, la seguridad de sus ocupantes.

El cambio de función en una edificación, sin considerar las implicaciones estructurales, puede desencadenar una serie de consecuencias negativas. Las nuevas cargas impuestas por el cambio de ocupación de la estructura, ya sea por el incremento del peso, la modificación de la distribución de cargas o el cambio en las condiciones de utilidad de este, pueden sobrecargar elementos estructurales como cimientos, columnas y vigas, provocando el surgimiento de grietas, deformaciones y, en casos extremos, el colapso parcial o total de la estructura. Estas fallas estructurales no solo representan un riesgo inminente para la vida humana, sino que también generan pérdidas económicas significativas debido a los costos de reparación, reconstrucción y, en casos extremos, pérdidas materiales.

Es fundamental comprender que las edificaciones son sistemas complejos diseñados para resistir cargas específicas. Cualquier modificación que altere el equilibrio de fuerzas internas puede comprometer la estabilidad de la estructura. Además, las edificaciones antiguas, construidas con materiales y técnicas diferentes a las actuales, pueden presentar vulnerabilidades adicionales ante modificaciones no planificadas.

Para abordar esta problemática, es necesario implementar medidas de control y regulación que garanticen que cualquier cambio de uso en una edificación sea precedido por

un análisis estructural detallado realizado por profesionales competentes. Este análisis debe evaluar la capacidad de la estructura existente para soportar las nuevas cargas, identificar posibles deficiencias y proponer las medidas de refuerzo necesarias para garantizar la seguridad de la edificación.

En conclusión, la modificación de uso en edificaciones sin estudios técnicos previos representa un riesgo latente para la seguridad de las personas y los bienes. Es imperativo que las autoridades competentes y los propietarios de inmuebles tomen conciencia de esta problemática y promuevan la realización de análisis estructurales antes de realizar cualquier cambio significativo en la funcionalidad de una edificación, solo de esta manera se podrá prevenir tragedias y garantizar la seguridad.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar estructuralmente la edificación que será usada para actividades de almacenaje garantizando su correcto funcionamiento.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Verificar las cargas actuales con las dimensiones obtenidas de los planos de construcción.

Evaluar estructuralmente la edificación con el aumento de dos pisos.

Proponer la solución más eficiente que se podría aplicar para el reforzamiento estructural.

3. JUSTIFICACIÓN

El análisis presentado en este proyecto resalta la importancia y necesidad de someter a un riguroso estudio estructural cualquier edificación que vaya a experimentar modificaciones, ya sea en su diseño original o en su uso final. La alteración de una estructura, sin un análisis previo que evalúe su capacidad de resistir las nuevas cargas y condiciones, puede desencadenar una serie de consecuencias negativas que ponen en riesgo la seguridad de las personas y la integridad del inmueble de estudio.

Los sistemas de edificaciones se crean bajo la consideración del tipo de ocupación que se dará a la estructura, al generar cambios en su configuración inicial se verá alterado el equilibrio de las fuerzas internas, manifestando como consecuencia tipos de fallas tales como, tensiones y deformaciones que comprometen la estabilidad de la estructura.

En el peor de los casos, estas alteraciones pueden provocar grietas, fisuras, deformaciones excesivas y, en escenarios críticos, el colapso parcial o total de la edificación.

Las consecuencias de no realizar un análisis estructural previo a las modificaciones son múltiples y graves. Además del riesgo inminente para la vida humana, los colapsos estructurales generan pérdidas económicas significativas debido a los costos de reparación, reconstrucción y, en muchos casos, a la pérdida total de los bienes materiales albergados en el inmueble. Asimismo, estos eventos pueden tener un impacto negativo en la comunidad, generando inseguridad y desconfianza en la calidad de las construcciones.

Para evitar estas situaciones, es indispensable que cualquier modificación en una edificación sea precedida por un análisis estructural detallado realizado por profesionales en el caso. Este análisis debe considerar las características de la estructura existente, las nuevas cargas a las que estará sometida y las normas técnicas vigentes. A partir de los resultados obtenidos, se podrán identificar las posibles deficiencias estructurales y proponer las medidas de refuerzo necesarias para garantizar la seguridad y durabilidad de la edificación.

4. HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN.

"¿El cambio de uso de una edificación ubicada en la ciudadela Urdenor de la ciudad de Guayaquil, de un uso residencial a uno comercial, requerirá que se realice un reforzamiento en sus elementos estructurales para cumplir con los parámetros de seguridad y diseño vigentes en la Norma Ecuatoriana de la Construcción?".

5. MARCO TEÓRICO

5.1 TEORÍA DE ESTRUCTURAS

5.1.1 DEFINICIÓN DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es el proceso mediante el cual se evalúa la capacidad de una estructura para resistir las cargas a las que estará sometida durante su vida útil. Mediante cálculos matemáticos y simulaciones, se determinan las fuerzas internas que se generan en cada elemento de la estructura (vigas, columnas, entre otros.) cuando se aplica una carga (viento, sismos, etc.). De esta manera, se puede garantizar que la estructura sea segura y estable, evitando el riesgo de colapso.

Se puede definir estos análisis como una "radiografía" que permite entender cómo reaccionará un edificio, un puente o cualquier otra construcción ante las fuerzas a las que estará sometido durante su vida útil.

5.1.2 IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es fundamental para garantizar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de las construcciones. Esto permite prevenir fallas estructurales que podrían poner en riesgo la vida de las personas y causar pérdidas económicas significativas.

Además, el análisis estructural ayuda a optimizar el diseño de las estructuras, utilizando la cantidad mínima de material necesario, lo que se traduce en una construcción más

económica y eficiente. En resumen, el análisis estructural es una herramienta indispensable para asegurar que nuestros edificios, puentes y otras infraestructuras sean seguros y confiables.

5.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES

5.2.1 ESTRUCTURA

En el análisis estructural, una estructura es cualquier sistema físico diseñado para soportar cargas y resistir fuerzas. Puede ser desde una simple viga hasta un complejo edificio o puente. El análisis estructural estudia cómo se comportan estas estructuras bajo diferentes condiciones de carga, determinando las fuerzas internas que actúan en sus componentes y evaluando su capacidad para resistir deformaciones y colapsos. Este análisis es fundamental para garantizar la seguridad y durabilidad de las construcciones, permitiendo elaborar un diseño estructural eficiente y confiable.

5.2.2 CARGA

Una carga es cualquier fuerza o acción externa que actúa sobre una estructura. Estas fuerzas pueden ser de diversos tipos, como el peso propio de los materiales (carga muerta), el peso de las personas y objetos (carga viva), las fuerzas del viento, la nieve, los sismos (cargas ambientales), o incluso fuerzas producidas por cambios de temperatura. El análisis estructural busca determinar cómo estas cargas afectan a la estructura, calculando las tensiones y deformaciones internas que se generan y asegurando que la estructura sea capaz de resistirlas sin colapsar.

5.2.3 ESFUERZO

El esfuerzo representa la intensidad de las fuerzas internas que actúan en un material como respuesta a las cargas externas aplicadas a una estructura. Estos esfuerzos pueden manifestarse de diversas formas, como tracción (estiramiento), compresión (aplastamiento),

flexión (doblamiento), torsión (retorcimiento) y cortante (deslizamiento). El análisis de esfuerzos permite determinar si una estructura es capaz de resistir las cargas sin sufrir deformaciones excesivas o fracturas, siendo fundamental para garantizar la seguridad y durabilidad de las construcciones.

5.2.4 *DEFORMACIÓN*

La deformación se refiere al cambio de forma o tamaño que experimenta un material o una estructura completa cuando se somete a una carga. Esta deformación puede ser elástica, es decir, reversible y el material recupera su forma original al retirar la carga, o plástica, cuando el cambio es permanente y el material no regresa a su estado inicial. El estudio de las deformaciones es fundamental en el análisis estructural, debido que permite evaluar la capacidad de una estructura para resistir cargas sin sufrir daños y garantizar su seguridad y funcionalidad. Los estudios estructurales utilizan diversas herramientas y métodos para calcular y analizar las deformaciones, asegurando que las estructuras sean capaces de soportar las cargas a las que estarán sometidas durante su vida útil.

5.2.5 *RIGIDEZ*

La rigidez en el análisis estructural es una propiedad fundamental que indica la resistencia de una estructura a deformarse bajo la acción de una carga. Es decir, mide la capacidad de un elemento estructural para oponerse a cambios en su forma o tamaño. La rigidez depende de diversos factores como el material utilizado, la geometría de la sección transversal y las condiciones de apoyo. Una estructura rígida se deformará menos que una flexible bajo la misma carga, y esto es crucial para garantizar su estabilidad y funcionalidad.

5.2.6 *ESTABILIDAD*

La estabilidad en el análisis estructural se refiere a la capacidad de una estructura de mantener su forma y posición original bajo la acción de cargas externas sin colapsar o sufrir

desplazamientos excesivos. Una estructura estable está en equilibrio, lo que significa que las fuerzas internas equilibran perfectamente las fuerzas externas aplicadas. La estabilidad depende de diversos factores como la geometría de la estructura, las condiciones de apoyo, la distribución de las cargas y las propiedades de los materiales.

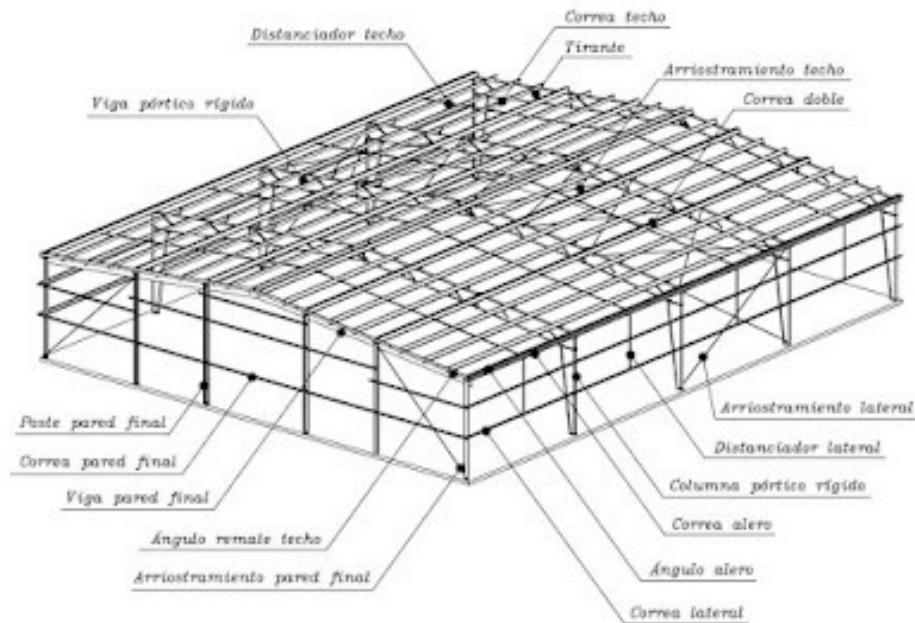
5.2.7 ESTRUCTURA DE EDIFICACIÓN Y CIMIENTOS.

“El proceso de análisis convencional del esqueleto resistente de una edificación empieza por el estudio de la estructura, normalmente supuesta empotrada en la cimentación. Posteriormente, una vez obtenidas las acciones que el edificio transmite a la cimentación, se realiza el dimensionado de esta, comprobando, en primer lugar, que las tensiones transmitidas sean admisibles para el terreno y realizando, seguidamente, las comprobaciones pertinentes a la estructura de cimentación. Las etapas señaladas son estancas: la cimentación recibe de la superestructura unos esfuerzos que ha de aceptar y del suelo una condición de tensión admisible”. (Freire Tellado, 2000).

En la elaboración de un diseño estructural de una obra de ingeniería se inicia realizando el planteamiento geométrico que normalmente se determina como empotrada en la cimentación. Luego de esto se procede a realizar la asignación de carga para dimensionar los diferentes elementos de la edificación, los esfuerzos que se obtengan producto de los análisis y que serán transmitidas a los cimientos deben ser comparados con los resultados de los cálculos de capacidad de carga del suelo para garantizar el correcto comportamiento entre sí.

Figura 1: Elementos estructurales de una edificación

Fuente: (Prefire, 2015)



Nota: Imagen obtenida del blogspot de elementos estructurales (From: <http://jacomeajj.blogspot.com/2015/06/planos-y-elementos-estructurales.html>)

5.3 TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.3.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

..."El análisis estático es un tipo de análisis estructural que se utiliza para determinar la respuesta de una estructura a cargas que no varían con el tiempo. En otras palabras, se estudia el comportamiento de la estructura en un estado de equilibrio, donde las fuerzas internas equilibran perfectamente las fuerzas externas aplicadas. Este tipo de análisis permite calcular las tensiones, deformaciones y desplazamientos en cada punto de la estructura, lo que es fundamental para evaluar su seguridad y capacidad de carga. Es ampliamente utilizado en

el diseño de edificios, puentes, torres y otras estructuras, debido que proporciona una base sólida para garantizar su estabilidad y durabilidad”... (dinamico & Dominguez)

5.3.2 CARGA APLICADA DE FORMA LENTA Y GRADUAL.

Una carga aplicada de forma lenta y gradual es un tipo específico de carga que se considera en el análisis estructural. Esta carga se caracteriza por incrementarse lentamente en el tiempo, sin provocar cambios bruscos en la estructura. Al ser aplicada de manera gradual, permite que los materiales de la estructura se deformen de forma elástica, es decir, que recuperen su forma original una vez que se retira la carga. Este tipo de carga es fundamental en el análisis estático, donde se evalúa la respuesta de la estructura a condiciones de carga estables y permanentes, como el peso propio de la estructura, las cargas muertas y las cargas vivas de larga duración. Al considerar este tipo de carga, se pueden determinar los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos máximos que experimentará la estructura, lo que permite verificar si cumple con los requisitos de seguridad y funcionalidad establecidos en las normas y códigos de diseño.

5.3.3 ANÁLISIS DINÁMICO

...”El análisis dinámico es un tipo de análisis estructural que estudia el comportamiento de una estructura cuando se somete a cargas variables en el tiempo. A diferencia del análisis estático, donde se consideran cargas constantes, el análisis dinámico toma en cuenta la influencia de factores como el tiempo, la frecuencia y la amplitud de las cargas. Esto es fundamental para evaluar la respuesta de una estructura ante eventos como terremotos, vientos fuertes, explosiones o vibraciones causadas por maquinaria. El análisis dinámico permite determinar los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas que experimenta la estructura, así como las frecuencias naturales de vibración, lo que es crucial para garantizar la seguridad y el confort de las construcciones”... (dinamico & Dominguez)

5.3.4 CARGAS APLICADAS DE FORMA RÁPIDA O REPENTINA.

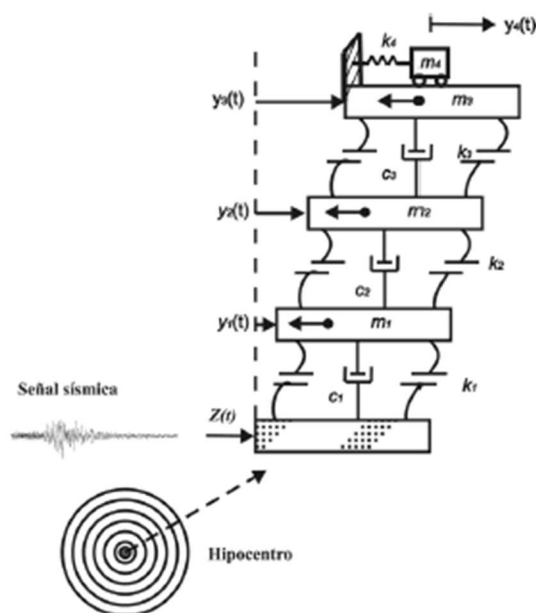
Las cargas aplicadas de forma rápida o repentina son un tipo de carga dinámica que genera efectos significativos en las estructuras. A diferencia de las cargas estáticas, que se aplican de manera gradual, estas cargas se caracterizan por su aplicación súbita, generando fuerzas inerciales importantes. Ejemplos comunes incluyen impactos, explosiones, terremotos o el paso de vehículos pesados a alta velocidad sobre puentes. Este tipo de cargas puede inducir vibraciones y deformaciones significativas en la estructura, por lo que su análisis es crucial para garantizar la seguridad y durabilidad de las construcciones. El análisis dinámico, que considera el efecto del tiempo en la respuesta de la estructura, es esencial para evaluar la capacidad de una estructura para resistir este tipo de cargas y evitar fallas catastróficas.

5.3.5 EFECTOS DINÁMICOS (VIBRACIONES, SISMOS)

Los efectos dinámicos como las vibraciones y los sismos son un aspecto importante dentro del análisis estructural. A diferencia de las cargas estáticas, que actúan de forma constante, estas fuerzas varían en el tiempo y provocan movimientos oscilatorios en las estructuras. El análisis dinámico estudia cómo responden las estructuras a estas excitaciones, considerando factores como la frecuencia de las vibraciones, la amplitud de los movimientos y la duración de la carga. Es fundamental para evaluar la seguridad de edificios, puentes y otras construcciones en zonas sísmicas o expuestas a vibraciones causadas por maquinaria o tráfico. Los efectos dinámicos pueden amplificar las tensiones y deformaciones en la estructura, lo que puede llevar a fallas si no se consideran adecuadamente en el diseño. Por ello, el análisis dinámico es esencial para garantizar la integridad y durabilidad de las construcciones en diversas condiciones de servicio.

Figura 2: Modelo esquemático de estructura tipo edificio

Fuente: Elaboración de Enríquez J. & Silva G.



Nota: Adaptación de Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del I.P.N., México, D.F., México, 2014)

5.4 MÉTODOS

5.4.1 MÉTODO DE LOS NODOS

El método de los nodos es un procedimiento dentro del análisis estructural que permite determinar las fuerzas internas en cada miembro de una armadura. Este método se basa en el principio de equilibrio de fuerzas en cada uno de los nodos (puntos de unión entre las barras) de la estructura. Al aplicar las ecuaciones de equilibrio estático (sumatoria de fuerzas en dirección x e y igual a cero) en cada nodo, se obtienen un sistema de ecuaciones que, al resolverse, nos proporciona el valor y sentido de las fuerzas en cada miembro. Este método es especialmente útil para armaduras simples, que permite analizar la estructura de forma

sistemática y eficiente, facilitando así el diseño y dimensionamiento de los elementos estructurales.

5.4.2 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos es una herramienta numérica sumamente poderosa en el campo del análisis estructural. A diferencia de métodos más simplificados como el de los nodos, que se aplica a estructuras idealizadas, el método de los elementos finitos permite analizar estructuras de geometría compleja y con materiales heterogéneos. Consiste en dividir la estructura en pequeños elementos (triángulos, cuadriláteros, entre otros.) interconectados en nodos. A cada elemento se le asigna una función matemática que describe su comportamiento, y al resolver un sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos, deformaciones y tensiones en cada punto de la estructura. Esto permite realizar análisis más precisos y realistas, considerando efectos como la no linealidad de los materiales, las grandes deformaciones y las condiciones de contorno complejas. Gracias a su versatilidad, el método de los elementos finitos es ampliamente utilizado en el diseño de estructuras de ingeniería civil, mecánica y aeronáutica, permitiendo optimizar el uso de materiales y garantizar la seguridad de las construcciones.

5.4.3 MÉTODO DE LAS MATRICES DE RIGIDEZ

El método de las matrices de rigidez es un proceso que se realiza dentro del análisis estructural, especialmente para estructuras reticulares como marcos y pórticos. Este método se basa en la relación entre las fuerzas aplicadas a una estructura y los desplazamientos resultantes en sus nodos. A través de matrices de rigidez, que relacionan las fuerzas con los desplazamientos para cada elemento estructural, se ensambla una matriz de rigidez global para toda la estructura. Al resolver un sistema de ecuaciones matriciales, se obtienen los desplazamientos nodales, a partir de los cuales se calculan las fuerzas internas en cada

elemento. Este método es sumamente versátil y se utiliza en software de análisis estructural para resolver problemas complejos, como estructuras de gran tamaño, con diferentes materiales y condiciones de apoyo. La principal ventaja del método de las matrices de rigidez es su capacidad para analizar estructuras estáticamente indeterminadas, es decir, aquellas en las que las reacciones y fuerzas internas no pueden determinarse únicamente a partir de las ecuaciones de equilibrio estático.

5.4.4 MÉTODOS NUMÉRICOS

Los métodos numéricos son una herramienta indispensable en el análisis estructural moderno. Estos métodos matemáticos, implementados en software especializado, permiten simular el comportamiento de estructuras complejas de manera precisa y eficiente. A diferencia de los métodos analíticos, que a menudo se limitan a estructuras simples, los métodos numéricos pueden abordar problemas con geometrías arbitrarias, materiales no homogéneos y cargas complejas.

Estos métodos dividen la estructura en pequeños elementos (elementos finitos) y utilizan ecuaciones matemáticas para relacionar las fuerzas aplicadas con los desplazamientos y deformaciones en cada elemento. Esto permite obtener soluciones numéricas aproximadas, pero altamente precisas, para una amplia variedad de problemas estructurales. Algunos de los métodos numéricos más utilizados incluyen el método de los elementos finitos, el método de las diferencias finitas y el método de los elementos de contorno. Gracias a estos métodos, se pueden realizar análisis estructurales más detallados y confiables, lo que conduce a diseños más seguros y eficientes.

5.4.5 ANÁLISIS MODAL

El análisis modal dentro del análisis estructural permite comprender cómo vibra una estructura cuando se somete a cargas dinámicas, como sismos o vientos fuertes. Este análisis

nos revela las frecuencias naturales de la estructura, es decir, las velocidades a las que la estructura tiende a vibrar por sí sola. Además, nos proporciona las formas modales, que son las deformaciones que experimenta la estructura en cada una de esas frecuencias. Al conocer estas características, podemos evaluar la susceptibilidad de la estructura a la resonancia, un fenómeno que puede amplificar significativamente las vibraciones y dañar la estructura. El análisis modal es esencial para diseñar estructuras que resistan de manera segura las cargas dinámicas y para optimizar su comportamiento dinámico.

5.4.6 ANÁLISIS ESPECTRAL

El análisis espectral es un sistema empleado en el diseño sísmico de estructuras. Este método aprovecha las características vibratorias propias de cada estructura (frecuencias naturales y formas modales) y las combina con un espectro de respuesta sísmico, que representa la intensidad y duración esperada de un sismo en un lugar específico. De esta manera, se pueden determinar las fuerzas sísmicas máximas que la estructura experimentará durante un evento sísmico, sin necesidad de simular el sismo completo en el tiempo. El análisis espectral es más eficiente que los métodos de análisis dinámico en el tiempo y permite obtener resultados conservadores para el diseño. Es ampliamente utilizado en la práctica ingenieril para garantizar la seguridad de las estructuras en zonas sísmicas.

5.5 SOFTWARE DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.5.1 SAP2000

SAP2000 es una herramienta de software esencial en el campo de la ingeniería estructural. Con una interfaz gráfica 3D intuitiva, permite modelar, analizar y diseñar una amplia variedad de estructuras, desde edificios simples hasta complejos proyectos de ingeniería civil. Este programa, basado en el método de los elementos finitos, ofrece funcionalidades avanzadas para realizar análisis estáticos y dinámicos, aplicar cargas diversas, y obtener

resultados precisos sobre tensiones, deformaciones y modos de vibración. SAP2000 es ampliamente utilizado en la industria gracias a su capacidad para integrar diseño, análisis y dimensionamiento de manera eficiente, lo que lo convierte en una herramienta indispensable para elaborar análisis estructurales en todo el mundo.

5.5.2 ETABS

ETABS es un software de ingeniería estructural ampliamente utilizado para el análisis y diseño de edificios. Con una interfaz gráfica intuitiva, permite modelar estructuras complejas, realizar análisis estáticos y dinámicos, aplicar una amplia variedad de cargas y obtener resultados detallados sobre tensiones, deformaciones y desplazamientos. Desde edificios de baja altura hasta rascacielos, ETABS ofrece herramientas especializadas para el diseño sísmico, el análisis de viento y la evaluación de la estabilidad estructural. Además, su capacidad para generar planos y reportes detallados agiliza el proceso de diseño y documentación de proyectos. En resumen, ETABS es una herramienta indispensable para los analistas estructurales que buscan realizar cálculos precisos y eficientes para garantizar la seguridad y durabilidad de las edificaciones.

5.5.3 ANSYS

ANSYS es una suite de software de ingeniería de simulación numérica de gran alcance, utilizada ampliamente en el análisis estructural. Con una capacidad excepcional para modelar y analizar estructuras complejas, ANSYS permite evaluar el comportamiento de componentes y sistemas bajo diversas condiciones de carga. Desde análisis estáticos y dinámicos hasta simulaciones no lineales y de fatiga, ANSYS ofrece una amplia gama de herramientas para optimizar diseños, predecir fallas y garantizar la seguridad de las estructuras. Su interfaz intuitiva y su capacidad para integrar múltiples disciplinas físicas, como la mecánica de fluidos y

el análisis térmico, hacen de ANSYS una herramienta indispensable para ingenierías en diversas industrias, desde la aeroespacial y automotriz hasta la biomédica y la energía.

5.5.4 ABAQUS

ABAQUS es un software de simulación por elementos finitos de alta precisión, ampliamente utilizado en ingeniería para realizar análisis estructurales detallados. Ofrece una amplia gama de herramientas para modelar y analizar el comportamiento de materiales y estructuras bajo diversas condiciones de carga, desde análisis estáticos y dinámicos hasta simulaciones no lineales y de fatiga. Su capacidad para manejar problemas complejos, como el análisis de grandes deformaciones, el contacto no lineal y los materiales compuestos, lo convierte en una herramienta indispensable para ingenieros en industrias como la aeroespacial, automotriz, biomédica y civil. ABAQUS permite optimizar diseños, predecir fallas y garantizar la seguridad de productos y estructuras, ofreciendo resultados precisos y confiables.

5.6 PROPIEDADES MECÁNICAS

5.6.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad es una propiedad mecánica de los materiales que compone un sistema estructural, y representa la rigidez de un material. Se puede tomar como un ejemplo el funcionamiento de un resorte este mientras más rígido sea, mayor fuerza se empleará para estirarlo una cierta distancia. De manera similar, el módulo de elasticidad indica la resistencia de un material a deformarse elásticamente bajo la acción de una fuerza. En términos más técnicos, es la relación entre el esfuerzo (fuerza por unidad de área) y la deformación unitaria (cambio de longitud por unidad de longitud original) de un material dentro de su rango elástico. Un módulo de elasticidad elevado indica que el material es muy rígido y difícil de deformar, mientras que un módulo bajo sugiere un material más flexible. Esta propiedad es crucial en el

diseño estructural, debido que permite calcular las deformaciones y tensiones en una estructura bajo diferentes cargas, asegurando así su seguridad y funcionalidad.

5.6.2 COEFICIENTE DE POISSON

El coeficiente de Poisson pertenece a las propiedades mecánicas que complementa al módulo de elasticidad en la descripción del comportamiento de los materiales bajo carga. Este coeficiente nos indica la relación entre la deformación que experimenta un material en una dirección y la deformación que experimenta en una dirección perpendicular cuando se aplica una fuerza. Es decir, indica cuánto se estrecha un material en una dirección cuando se estira en otra. Por ejemplo, la acción de estirar una goma se visualizará que se adelgaza en las direcciones perpendiculares al estiramiento. El coeficiente de Poisson cuantifica este fenómeno. Al igual que el módulo de elasticidad, es un parámetro importante en el análisis estructural, lo cual permite predecir las deformaciones tridimensionales de un material y diseñar estructuras más seguras y eficientes.

5.6.3 LÍMITE ELÁSTICO

El límite elástico de los materiales define la máxima tensión que pueden soportar sin sufrir deformaciones permanentes. Se puede tomar como referencia la forma de una banda elástica la cual, hasta cierto punto, volverá a su forma original al soltarla (comportamiento elástico). Sin embargo, al emplear una fuerza excesiva para producir el estiramiento, quedará deformada de manera permanente (comportamiento plástico). El límite elástico marca justo ese punto de transición entre ambos comportamientos. En ingeniería estructural, conocer el límite elástico de los materiales es de significativa importancia para garantizar que las estructuras soporten las cargas a las que serán sometidas sin sufrir daños irreversibles que conlleve daños adicionales indirectos. Si se supera este límite, la estructura puede experimentar deformaciones permanentes, grietas o incluso colapsar, poniendo en riesgo la seguridad de las

personas y las propiedades. Por tanto, el límite elástico es un parámetro clave en el diseño y análisis de estructuras.

5.6.4 RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

La resistencia a la tracción de los materiales indica su capacidad para soportar fuerzas que tienden a estirarlos o alargarlos antes de fracturarse. Es decir, representa la máxima tensión que un material puede soportar antes de romperse cuando se le aplica una fuerza de tracción. Esta propiedad es crucial en el diseño estructural, debido que permite seleccionar los materiales adecuados para cada aplicación y garantizar la seguridad de las estructuras. Un material con alta resistencia a la tracción podrá soportar cargas mayores antes de fallar, mientras que uno con baja resistencia será más propenso a romperse. La resistencia a la tracción se mide en unidades de fuerza por unidad de área, como pascales (Pa) o megapascuales (MPa), y es un parámetro esencial en la caracterización de los materiales utilizados en construcción, ingeniería mecánica y otras áreas.

5.7 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

5.7.1 ELASTICIDAD

La elasticidad en los materiales que describe su capacidad de recuperar su forma original después de ser deformados por una fuerza externa. En el contexto de los sistemas estructurales, la elasticidad es un comportamiento relevante, debido que permite a los materiales soportar cargas sin sufrir daños permanentes. Sin embargo, esta propiedad tiene un límite que respecta al punto donde la fuerza aplicada es demasiado grande, el material puede deformarse de forma permanente (comportamiento plástico) o incluso fracturarse. El estudio de la elasticidad es esencial para el diseño de estructuras seguras y eficientes, lo cual permite calcular las deformaciones que experimentarán los materiales bajo diferentes cargas y garantizar que estas no superen los límites permitidos.

5.7.2 PLASTICIDAD

La plasticidad es la propiedad de un material de deformarse de manera permanente cuando se supera su límite elástico. A diferencia de la elasticidad, donde el material recupera su forma original al retirar la carga, en la plasticidad, la deformación persiste incluso después de que la carga haya cesado. Esta propiedad es fundamental en muchos procesos de fabricación, como el conformado de metales, pero en el contexto de los sistemas estructurales, la plasticidad generalmente se considera un comportamiento indeseable, lo cual puede comprometer la integridad y la seguridad de una estructura. Cuando un material se deforma plásticamente, se debilitan sus propiedades mecánicas y se vuelve más susceptible a fallas. Por lo tanto, el diseño de estructuras debe considerar dentro de sus parámetros cuidadosamente el límite elástico de los materiales utilizados y garantizar que las cargas aplicadas no superen este límite para evitar deformaciones plásticas y posibles colapsos.

5.7.3 FLUENCIA

La fluencia es un fenómeno que describe la deformación gradual y permanente que experimenta un material sólido bajo una carga constante a lo largo del tiempo. En los sistemas estructurales, la fluencia puede ser un problema serio, especialmente en materiales como los metales a altas temperaturas, lo cual puede llevar al debilitamiento de la estructura y, en casos extremos, a su colapso. Factores como la temperatura, la humedad y la presencia de ciertos agentes químicos pueden acelerar el proceso de fluencia. Por esta razón, se debe considerar este fenómeno al diseñar estructuras, especialmente aquellas que estarán sometidas a cargas sostenidas durante largos períodos.

5.7.4 FATIGA

La fatiga es un fenómeno de rotura que ocurre en los materiales cuando son sometidos a cargas cíclicas repetidas, incluso si la magnitud de estas cargas es inferior a su resistencia a

la tracción o a su límite elástico. Es decir, un material puede fallar por fatiga después de un gran número de ciclos de carga, aunque cada ciclo individual no sea suficiente para causarle una fractura inmediata. Este fenómeno es especialmente relevante en estructuras como puentes, aviones o componentes mecánicos que están expuestos a cargas variables a lo largo del tiempo. La fatiga se inicia con la aparición de pequeñas grietas que, con cada ciclo de carga, se propagan hasta que finalmente causan la rotura del material. Diversos factores influyen en la fatiga, como la magnitud de las cargas, la velocidad de carga, la presencia de concentradores de tensión y las características del material.

5.8 TIPOS DE FALLAS

“...Las fallas por capacidad de carga se presentan debido a la rotura por corte del suelo bajo la cimentación, existen tres tipos de falla: falla por corte general, falla por punzonamiento y falla por corte local...”(Esaú De Jesús, 2009).

Las fallas en los sistemas estructurales son situaciones en las que una estructura o alguno de sus componentes pierde la capacidad de soportar las cargas para las cuales fue diseñada, lo que puede llevar a deformaciones excesivas, daños o incluso al colapso total. Estas fallas pueden ser causadas por una variedad de factores, como errores en el diseño, defectos en los materiales, sobrecargas, condiciones ambientales adversas, vibraciones, corrosión, impactos o eventos imprevistos como terremotos o incendios. La identificación y prevención de estas fallas es fundamental para garantizar la seguridad y durabilidad de las estructuras, y requiere un profundo conocimiento de los materiales, de los métodos de cálculo estructural y de las normas de construcción aplicables.

5.8.1 FALLA POR PUNZONAMIENTO

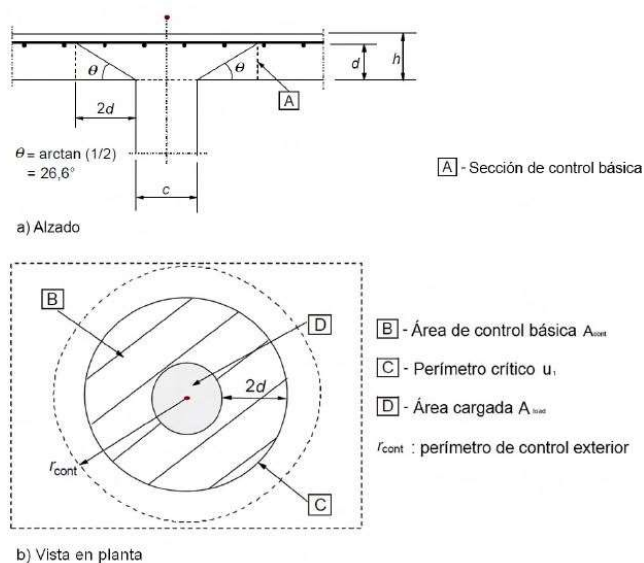
“...Ocurre en suelos bastante sueltos, la zona de falla no se extiende como en el corte general. La cimentación provoca la compresión inmediata del suelo en un movimiento vertical,

el suelo presenta falla por corte alrededor de la cimentación y los movimientos del suelo junto con la cimentación no son muy visibles por lo que el equilibrio vertical y horizontal de la misma se mantiene...”. (Esaú De Jesús, 2009).

Las fallas por punzonamiento son un tipo de falla estructural que ocurre principalmente en losas, cuando la carga concentrada en un punto, como la ejercida por un pilar, supera la capacidad de resistencia del concreto en esa zona. Es decir, el pilar "punzona" la losa, generando una fractura en forma de cono invertido. Este tipo de falla se debe a las tensiones tangenciales que se concentran alrededor del pilar, y si no se diseñan adecuadamente los refuerzos en esa zona, la losa puede colapsar. Para evitar este tipo de fallas, es fundamental realizar un correcto análisis estructural y diseñar adecuadamente los refuerzos de la losa en la zona del pilar, considerando factores como la carga aplicada, las dimensiones de la losa y del pilar, y las propiedades del concreto.

Figura 3: Método de comprobación de falla por punzonamiento

Fuente: (Isostatika | 30 septiembre, 2022)



Nota: El método del cálculo fue obtenido del “Avance de la Guía de Aplicación del Código Estructural a la edificación” publicado por Juan Carlos Arroyo Portero y Alejandro Calle García.

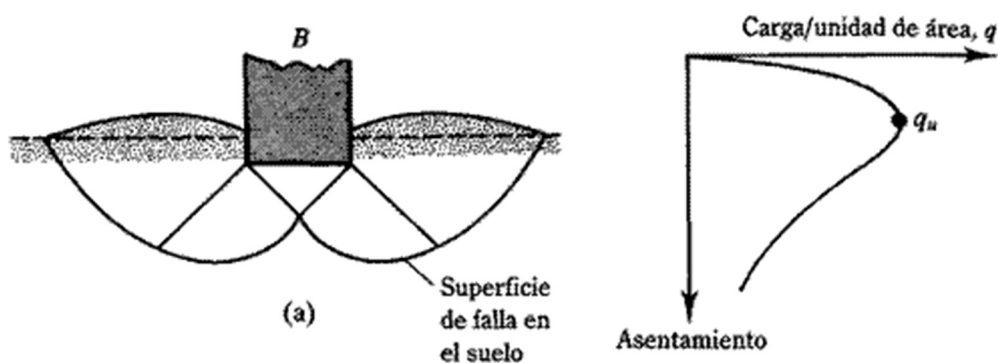
5.8.2 FALLA POR CORTE GENERAL

“...Se tiene una cimentación corrida con un ancho B la cual es soportada por un suelo denso o cohesivo firme, si la carga que soporta dicho suelo es incrementada de forma gradual, habrá un aumento en el asentamiento llegando al punto en el cual la carga por unidad de área es igual a la capacidad de carga última, ocurrirá entonces una falla repentina en el suelo, esta falla es llamada falla por corte general. Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas. Su principal característica es una superficie de falla continua que comienza en el borde de la cimentación y llega a la superficie del terreno, es una falla frágil y súbita, llegando al punto de ser catastrófica, y si la estructura no permite la rotación de las zapatas, puede ocurrir con cierta inclinación visible de la cimentación, lo que provoca hinchamiento del suelo a los lados, el colapso final se presenta en un solo lado...” (Esaú De Jesús, 2009).

Las fallas por corte general son un tipo de falla estructural que ocurre cuando un elemento, como una viga o columna, no puede resistir las fuerzas cortantes internas que se generan debido a las cargas aplicadas. A diferencia del punzonamiento, que se concentra en un punto, el corte general afecta una sección transversal completa. Esto suele ocurrir cuando las tensiones cortantes superan la resistencia del material, provocando grietas diagonales y, en casos extremos, el colapso del elemento. Las causas pueden ser sobrecargas, diseños inadecuados, materiales de baja calidad o deterioro. Para prevenirlas, es fundamental un diseño adecuado con refuerzos transversales suficientes y un control de calidad riguroso durante la construcción.

Figura 4: Falla por corte general

Fuente: Cimentaciones superficiales y concepto de capacidades, 2011



5.8.3 FALLA POR CORTE LOCAL

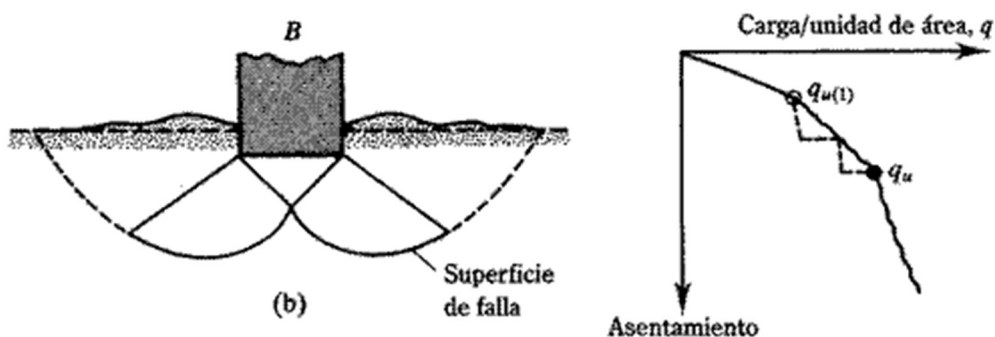
“...Si la cimentación se encuentra sobre suelo arenoso o arcilloso con compactación media, al aumentar la carga, también ocurre un incremento en el asentamiento, pero la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie o en algunos casos cuando el desplazamiento vertical es grande (la mitad del lado o diámetro de la zapata) termina dentro de la propia masa de suelo y no en el terreno. Cuando la carga por unidad de área es igual a $q_u(1)$, conocida como carga primera de falla, ocurren sacudidas repentinas junto con el movimiento, por lo que se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla llegue a la superficie, este movimiento ocurre cuando se alcanza la capacidad de carga última. Es una falla intermedia entre el corte general y el punzonamiento. Presenta hinchamiento del suelo al lado de la cimentación y compresión vertical del suelo bajo la cimentación...”(Esaú De Jesús, 2009).

Como comenta Jéser Esaú de Jesús Nij en su proyecto este tipo de falla en sistemas estructurales son un tipo de falla que ocurre cuando la carga aplicada a un elemento, como una viga o columna, provoca una concentración de esfuerzos cortantes en una zona específica, causando una fractura o deslizamiento en esa área. A diferencia del corte general que afecta

toda la sección, el corte local se concentra en una región más pequeña. Este tipo de falla suele ocurrir en zonas con discontinuidades geométricas, como en las uniones viga-columna o en los bordes de los elementos, o en presencia de concentradores de esfuerzos, como agujeros o muescas. Las causas pueden ser sobrecargas, defectos en los materiales, diseño inadecuado o corrosión. Para prevenirlas, es fundamental un diseño cuidadoso de las conexiones, el uso de materiales de calidad y la inspección regular de las estructuras.

Figura 5: Falla por corte local

Fuente: Cimentaciones superficiales y concepto de capacidades, 2011



5.9 FACTORES DE SEGURIDAD

5.9.1 FACTORES DE SEGURIDAD Y DIMENSIONAMIENTO

Los factores de seguridad y el dimensionamiento son conceptos fundamentales en el diseño de sistemas estructurales. El factor de seguridad es un coeficiente numérico que se aplica a las cargas de diseño para asegurar que la estructura puede soportar cargas mayores a las esperadas, considerando incertidumbres en los cálculos, variaciones en los materiales y condiciones de servicio impredecibles. Por su parte, el dimensionamiento consiste en determinar las dimensiones de los elementos estructurales (vigas, columnas, losas, etc.) para que puedan resistir las cargas de diseño considerando el factor de seguridad. Es decir, se dimensiona una estructura para que sea más resistente de lo que se requiere teóricamente,

garantizando así su durabilidad y seguridad. La elección del factor de seguridad depende de diversos factores, como la importancia de la estructura, la severidad de las condiciones ambientales y los códigos de construcción aplicables. Un dimensionamiento adecuado, considerando un factor de seguridad apropiado, es esencial para garantizar la integridad y la vida útil de cualquier estructura.

5.9.2 RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA DE UN ELEMENTO Y LA CARGA MÁXIMA ESPERADA

...”La relación entre la resistencia de un elemento estructural y la carga máxima esperada es preciso para garantizar la seguridad y durabilidad de una estructura. La resistencia de un elemento, determinada por sus propiedades mecánicas y dimensiones, define la máxima carga que puede soportar antes de fallar. La carga máxima esperada, por otro lado, representa la combinación de todas las fuerzas que actuarán sobre el elemento durante su vida útil. Un diseño estructural adecuado implica dimensionar los elementos de manera que su resistencia sea superior a la carga máxima esperada, considerando un factor de seguridad para cubrir incertidumbres y variaciones en las cargas. Esta relación se expresa matemáticamente a través de fórmulas y cálculos estructurales, y su correcta aplicación es esencial para evitar fallas estructurales y garantizar la seguridad de las personas y bienes “... (edificios).

5.10 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Como concepto llamamos a los materiales como una sustancia o un conjunto de sustancias con características físicas y químicas que lo hacen cumplir ciertas funciones, más adelante detallaremos más sobre estos requisitos que adquieren.

Para la NEC los materiales son destinados a ser incorporados de manera permanente en cualquier obra de ingeniería civil (NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN., 2015)
 “...los materiales destinados a la construcción pueden ser productos procesados o fabricados

que son destinados a ser incorporados de manera permanente en cualquier obra de ingeniería civil. De manera general, estos materiales deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Resistencias mecánicas de acuerdo al uso que reciban.
- Estabilidad química (resistencia ante agentes agresivos)
- Estabilidad física (dimensiones)
- Seguridad para su manejo y utilización
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios
- No alterar el medio ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico
- Estabilidad y protección en caso de incendios
- Comodidad de uso, estética y económica...”

5.10.1 HORMIGÓN ARMADO

“...El hormigón armado es hormigón reforzado con barras de acero, conocidas como armadura. Esta combinación aprovecha la resistencia a la compresión del hormigón y la resistencia a la tracción del acero, resultando en un material excepcionalmente fuerte y versátil...”(Grupo Holcim, 2024).

Es uno de los más utilizados en las obras de ingeniería civil por sus múltiples usos como por ejemplo en edificaciones, puentes, viaductos, túneles y pavimentos. Brinda excelentes resultados que presentan a soportar cargas.

Consideramos a su vez mencionar también como desventajas su peso elevado, tiempo de fraguado y corrosión del acero de refuerzo.

5.10.2 USOS Y VENTAJAS DEL HORMIGÓN ARMADO

“...El hormigón armado no solo es versátil en su uso, sino que también ofrece numerosas ventajas:

Durabilidad: Resiste condiciones climáticas adversas y no se corroe fácilmente.

Resistencia al Fuego: Ofrece una mejor resistencia al fuego que muchos otros materiales de construcción.

Moldeabilidad: Puede ser moldeado en casi cualquier forma y tamaño.

Costo-Eficiencia: A menudo es más económico que otros materiales de construcción...”(Grupo Holcim, 2024).

Un punto importante que no podemos dejar de mencionar es su sostenibilidad ya que en la actualidad es producido materiales reciclados.

Además, su vida útil es alta y su mantenimiento es de bajo costo.

5.10.3 ACERO Y ARMADURA DE REFUERZO

Su función principal es el de soportar esfuerzos de tracción que el hormigón por sí solo no puede soportar.

Las armaduras pueden ser con barras corrugada, mallas de acero o armaduras prefabricadas.

“...El acero de refuerzo se coloca para quedar ahogado en la masa de concreto, ya sea colado en obra o precolado, para tomar esfuerzos debidos a carga, cambios volumétricos por fraguado y/o cambios de temperatura...” (De et al., 2005).

6. MARCO LEGAL

6.1 MARCO NORMATIVO GENERAL

6.1.1 CONSTITUCIÓN POLÍTICA

La Constitución Política es el documento principal de un país donde establece los principios básicos de organización del Estado y los derechos y deberes de sus ciudadanos. En el ámbito de la construcción de obras civiles, la Constitución juega un papel crucial al garantizar

el derecho a una vivienda adecuada y al establecer los límites y requisitos para el desarrollo de proyectos de construcción.

En general, la Constitución establece los principios de legalidad, seguridad, salubridad y sostenibilidad que deben regir las construcciones. Además, suele delegar en leyes específicas la regulación detallada de la actividad constructora, como la Ley General de Construcción. Es importante destacar que la Constitución también protege otros derechos fundamentales que pueden verse afectados por las obras civiles, como el derecho a un ambiente sano, el derecho a la propiedad y el derecho a la seguridad. En donde se ven involucrados artículos relacionados con la propiedad, el uso del suelo, la seguridad pública y la protección del patrimonio cultural.

Un detalle de estos artículos son los siguientes:

- Garantizan el derecho a una vivienda adecuada: Art. 31
- Protegen el patrimonio natural y cultural: Art. 7
- Establecen el deber del Estado de planificar el desarrollo nacional: Art. 5

6.1.2 CÓDIGO CIVIL

El Código Civil es una pieza relevante en el marco legal de la construcción de obras civiles. Si bien la Constitución establece los principios generales, el Código Civil profundiza en las relaciones jurídicas entre las personas involucradas en un proyecto de construcción, como el propietario, el constructor y terceros afectados.

Este cuerpo legal regula aspectos como los contratos de obra, estableciendo los derechos y obligaciones de cada parte, las responsabilidades por vicios constructivos y los daños causados a terceros. Además, el Código Civil también aborda temas relacionados con la propiedad, la posesión y los derechos reales, que son fundamentales para determinar quién tiene el derecho a construir en un terreno y cuáles son los límites de ese derecho. En definitiva,

el Código Civil proporciona un marco jurídico detallado para resolver las diversas situaciones legales que pueden surgir durante el proceso de construcción de una obra civil.

6.1.3 *CÓDIGO ORGÁNICO INTEGRAL PENAL (COIP) DE ECUADOR*

El Código Penal es la ley que establece qué actos son considerados delitos y las penas correspondientes. En el ámbito de la construcción, este código se enfoca en proteger la vida, la salud y el patrimonio de las personas, así como la legalidad y seguridad de las obras.

El Código Orgánico Integral Penal (COIP) de Ecuador establece diversas disposiciones relacionadas con los delitos en la construcción. Aunque no hay un artículo específico que trate exclusivamente del colapso de edificaciones, varios tipos penales pueden ser aplicables según las circunstancias concretas del caso.

Algunos artículos del COIP que podrían ser relevantes en casos de construcción son:

- **Delitos contra la vida:** Si el colapso de una edificación causa muertes, se podrían aplicar los tipos penales de homicidio o asesinato, según la intencionalidad del hecho.
- **Delitos contra la integridad física:** Si el colapso causa lesiones a personas, se podrían aplicar los tipos penales de lesiones personales.
- **Delitos contra la propiedad:** Si el colapso causa daños a bienes, se podrían aplicar los tipos penales de daño a la propiedad.
- **Delitos contra la seguridad colectiva:** Algunos delitos relacionados con la seguridad estructural de las edificaciones podrían estar tipificados en este capítulo.
- **Falsificación de documentos:** El COIP establece penas para quienes falsifiquen documentos públicos o privados.

Es importante destacar que la aplicación de estos tipos penales dependerá de una valoración integral de las circunstancias del caso y de la prueba presentada.

6.2 LEGISLACIÓN ESPECÍFICA DE LA CONSTRUCCIÓN

6.2.1 LEY GENERAL DE CONSTRUCCIÓN

La Ley General de Construcción en Ecuador, aunque no existe como una ley única y específica, se encuentra dispersa en diversas normas y reglamentos. Su objetivo principal es garantizar la calidad, seguridad y sostenibilidad de las construcciones en el país. Esta regulación abarca desde los requisitos para obtener permisos de construcción hasta las normas técnicas que deben cumplir las edificaciones. Entre las principales normas que conforman esta ley general se encuentra la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), que establece los estándares técnicos para el diseño y construcción de edificaciones, considerando factores como la sismicidad y las condiciones climáticas del país. Además, existen otras leyes y reglamentos que complementan la NEC, como aquellos relacionados con el uso del suelo, la seguridad industrial y la protección del medio ambiente. En conjunto, este marco normativo busca proteger la vida y los bienes de las personas, fomentar el desarrollo urbano sostenible y asegurar que las construcciones cumplan con los más altos estándares de calidad.

6.3 REGLAMENTOS TÉCNICOS

6.3.1 NORMA TÉCNICA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NTE):

REQUISITOS PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE EDIFICACIONES.

La Norma Técnica Ecuatoriana de la Construcción (NTE) constituye el pilar fundamental de los reglamentos técnicos en Ecuador para la edificación. Esta normativa establece un conjunto detallado de requisitos mínimos que deben cumplir los diseños, la construcción y el mantenimiento de cualquier tipo de edificación en el país. La NTE garantiza la seguridad estructural, la habitabilidad, la accesibilidad y la eficiencia energética de las construcciones, adaptándose a las particularidades geográficas y climáticas del territorio ecuatoriano. Al

establecer criterios técnicos precisos, la NTE busca prevenir riesgos, optimizar el uso de recursos y promover un desarrollo urbano sostenible, contribuyendo así a mejorar la calidad de vida de la población.

6.3.2 NORMAS SISMORRESISTENTES: DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA RESISTIR SISMOS.

Las normas sismorresistentes son un conjunto de reglamentos técnicos que establecen los criterios y requisitos mínimos para diseñar y construir edificaciones capaces de resistir los efectos de un sismo. Estas normas, como la Norma Técnica Ecuatoriana de la Construcción (NTE), consideran factores como la intensidad sísmica de la región, el tipo de suelo, la configuración estructural y los materiales de construcción. El diseño sismorresistente busca garantizar la seguridad de las personas y la integridad estructural de las edificaciones durante y después de un evento sísmico. A través de cálculos estructurales y medidas constructivas específicas, se busca que las estructuras puedan deformarse elásticamente bajo cargas sísmicas moderadas y disipar energía para evitar el colapso en caso de sismos intensos. Estas normas son fundamentales para reducir el riesgo sísmico y proteger la vida y los bienes de la población, especialmente en países sísmicamente activos como Ecuador.

6.3.3 NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL: CÁLCULO DE CARGAS, MATERIALES Y MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.

Las normas de seguridad estructural son una base de conocimiento para garantizar la seguridad y durabilidad de las edificaciones. Estas normas abarcan desde el cálculo preciso de las cargas que una estructura debe soportar, como el peso propio, las cargas vivas (personas, mobiliario, equipos) y las cargas ambientales (viento, nieve, sismo), hasta la selección adecuada de los materiales de construcción y la aplicación de métodos constructivos que aseguren la integridad estructural. Los cálculos estructurales permiten determinar las

dimensiones y características de los elementos estructurales, como columnas, vigas y losas, para que puedan resistir las cargas aplicadas sin sufrir daños. La elección de los materiales de construcción, como el hormigón armado, el acero o la madera, debe basarse en sus propiedades mecánicas y durabilidad. Los métodos constructivos, por su parte, deben seguir procedimientos establecidos para garantizar la calidad de la ejecución y evitar errores que puedan comprometer la seguridad de la estructura. En conjunto, estas normas y procedimientos aseguran que las edificaciones sean seguras, resistentes y duraderas, protegiendo así la vida y los bienes de las personas.

6.3.4 ORDENANZAS MUNICIPALES

Las ordenanzas municipales para obras civiles son normas locales que complementan la legislación nacional y establecen los requisitos específicos que deben cumplir las construcciones dentro de cada jurisdicción. Estas ordenanzas regulan aspectos como el uso del suelo, la altura máxima de las edificaciones, los retiros obligatorios, los materiales permitidos, las condiciones de seguridad y salubridad, y los procedimientos para obtener permisos de construcción. Su objetivo es garantizar un desarrollo urbano ordenado y sostenible, preservar el patrimonio cultural, y proteger la seguridad y el bienestar de los ciudadanos. Estas normas pueden variar considerablemente entre diferentes municipios, adaptándose a las características particulares de cada localidad y a las necesidades de sus habitantes.

6.4 LEGISLACIÓN AMBIENTAL

6.4.1 LEY ORGÁNICA DEL AMBIENTE

...”La Ley Orgánica del Ambiente (LOA) de Ecuador establece un marco legal integral para la protección del medio ambiente y la gestión de los recursos naturales. Si bien no se enfoca específicamente en obras civiles y sistemas estructurales, tiene una influencia directa

en estos ámbitos al establecer principios y requisitos ambientales que deben cumplir todos los proyectos de construcción”... (FINDER, 2017)

La relación entre la LOA y las Obras Civiles establece que todas las actividades humanas, incluyendo las obras civiles, deben realizarse de manera sostenible, minimizando los impactos ambientales negativos. En este sentido, las obras civiles y los sistemas estructurales se ven afectados por la LOA en los siguientes aspectos:

- Evaluación de Impacto Ambiental (EIA): Los proyectos de construcción que puedan causar impactos significativos al ambiente deben someterse a un proceso de evaluación de impacto ambiental. Este proceso permite identificar, prevenir y mitigar los daños ambientales que podrían producirse.
- Licencias ambientales: Una vez aprobada la EIA, se requiere obtener una licencia ambiental para ejecutar el proyecto. Esta licencia establece las condiciones ambientales que deben cumplirse durante la construcción y la operación de la obra.
- Gestión de residuos: La LOA establece normas para la gestión adecuada de los residuos generados durante la construcción, como escombros y materiales de desecho, promoviendo su reciclaje y disposición final adecuada.
- Uso eficiente de los recursos: La LOA fomenta el uso eficiente del agua, la energía y otros recursos naturales en las obras civiles, promoviendo tecnologías y prácticas constructivas sostenibles.
- Restauración ambiental: En caso de que se produzcan daños ambientales durante la construcción, la LOA establece la obligación de restaurar el ecosistema afectado.

Dentro de las Implicaciones para los Sistemas Estructurales la LOA, aunque no se centra directamente en los sistemas estructurales, tiene implicaciones indirectas en su diseño y construcción. Por ejemplo:

- **Materiales de construcción:** La LOA puede influir en la elección de materiales de construcción, promoviendo el uso de materiales reciclados, de bajo impacto ambiental y que contribuyan a la eficiencia energética de las edificaciones.
- **Diseño sismorresistente:** Aunque la LOA no establece normas específicas sobre diseño sismorresistente, este tipo de diseño contribuye a la protección del medio ambiente al reducir el riesgo de desastres naturales y la necesidad de reconstrucción.
- **Gestión de aguas pluviales:** Las normas ambientales pueden influir en el diseño de sistemas de drenaje y gestión de aguas pluviales, evitando la contaminación de los cuerpos de agua y la erosión del suelo.

En resumen, la LOA de Ecuador, aunque no se enfoca exclusivamente en obras civiles y sistemas estructurales, establece un marco general que orienta hacia la construcción sostenible y respetuosa con el medio ambiente. Al cumplir con los requisitos de la LOA, los proyectos de construcción contribuyen a la protección del medio ambiente y al desarrollo sostenible del país.

6.4.2 NORMAS DE CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE

En Ecuador, la construcción sostenible ha cobrado relevancia, impulsada por la creciente conciencia ambiental y la búsqueda de edificaciones más eficientes y respetuosas con el medio ambiente. Certificaciones internacionales como LEED (Leadership in Energy and Environmental Design) y EDGE (Efficient Design for Greater Efficiency) han ganado terreno, promoviendo estándares rigurosos en cuanto a eficiencia energética, uso de materiales sostenibles, gestión del agua, calidad del ambiente interior y reducción de la huella de carbono.

Estas certificaciones evalúan diversos aspectos del ciclo de vida de un edificio, desde el diseño hasta la operación, y otorgan reconocimientos a aquellos que cumplen con criterios específicos. A nivel nacional, aunque no existe una certificación ecuatoriana oficial equiparable a LEED o EDGE, diversas iniciativas públicas y privadas buscan fomentar la construcción sostenible, estableciendo lineamientos y promoviendo la adopción de buenas prácticas en el sector.

6.5 LEGISLACIÓN LABORAL

6.5.1 CÓDIGO DE TRABAJO

...”El Código de Trabajo ecuatoriano establece un marco legal integral para las relaciones laborales en el sector de la construcción, priorizando la seguridad y el bienestar de los trabajadores. En cuanto a la seguridad y salud en el trabajo, el código exige a los empleadores garantizar condiciones laborales seguras, proporcionar equipos de protección personal, capacitar al personal en prevención de riesgos y realizar evaluaciones periódicas de los ambientes laborales. Respecto a la contratación, el Código regula los tipos de contratos, los requisitos para la contratación, las remuneraciones y los beneficios sociales. Asimismo, establece las responsabilidades de los empleadores, quienes deben cumplir con las normas laborales, pagar los salarios a tiempo, afiliarse a la seguridad social y respetar los derechos de los trabajadores. En el contexto de la construcción, estas disposiciones son fundamentales para prevenir accidentes laborales, mejorar las condiciones de vida de los trabajadores y garantizar el cumplimiento de sus derechos”... (TRABAJO, 2020)

6.6 LEGISLACIÓN SOBRE RESPONSABILIDAD CIVIL

6.6.1 RESPONSABILIDAD CIVIL CONTRACTUAL

El constructor, en virtud del contrato de obra que suscribe con el cliente, asume una responsabilidad civil contractual que lo obliga a entregar la obra en las condiciones pactadas y sin vicios o defectos. En caso de que la obra presente vicios constructivos, como grietas,

filtraciones o fallas estructurales, o si durante la ejecución de la obra se causan daños a terceros, el constructor será responsable de reparar los daños y perjuicios ocasionados. Esta responsabilidad se fundamenta en el incumplimiento de las obligaciones contractuales y puede dar lugar a acciones legales por parte del cliente para exigir la reparación de los daños, el cumplimiento del contrato o la indemnización por los perjuicios sufridos. La extensión de esta responsabilidad puede variar según la legislación de cada país y las cláusulas específicas del contrato.

6.6.2 RESPONSABILIDAD CIVIL EXTRA CONTRACTUAL

La responsabilidad civil extracontractual del constructor surge cuando, debido a defectos en la obra, se causan daños a terceros no vinculados contractualmente con la construcción. Estos daños pueden ser materiales, como daños a propiedades vecinas, o personales, como lesiones a personas que transitan por la zona. Esta responsabilidad se basa en el principio de que todo aquel que causa un daño a otro tiene la obligación de repararlo. En este caso, el constructor responde por los daños causados, incluso si ha cumplido con el contrato de obra, siempre y cuando se demuestre que los daños son consecuencia de un defecto en la construcción y que este defecto se debió a una falta de diligencia o cuidado por parte del constructor.

7. SEGUROS

7.1.1 SEGURO DE CONSTRUCCIÓN

El seguro de construcción es una póliza diseñada para proteger los intereses financieros de los involucrados en un proyecto de construcción frente a pérdidas inesperadas. Esta cobertura protege contra una amplia gama de riesgos que pueden ocurrir durante la fase de construcción, como incendios, explosiones, daños por agua, robo, vandalismo, y otros eventos imprevistos. Además, el seguro de construcción puede incluir coberturas adicionales

para proteger contra daños a propiedades vecinas, responsabilidad civil hacia terceros, y pérdidas por interrupción de la obra. De esta manera, el seguro de construcción proporciona una red de seguridad financiera que mitiga los riesgos asociados con los proyectos de construcción y garantiza que estos se completen de manera exitosa.

7.1.2 SEGURO DE RESPONSABILIDAD CIVIL

Este tipo de seguro protege al contratista de reclamaciones económicas que puedan presentar terceros a causa de daños materiales o personales ocasionados durante la ejecución de una obra. Estos daños pueden surgir por diversos motivos, como errores en el diseño, mala ejecución de los trabajos, caída de materiales, entre otros. El seguro de responsabilidad civil cubre los gastos legales y las indemnizaciones que el contratista deba pagar a los afectados. De esta manera, el constructor se asegura de contar con una protección financiera en caso de ser hallado responsable de los daños causados a terceros, evitando así problemas económicos que podrían poner en riesgo su negocio.

7.2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

7.2.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN ARMADO [NEC-SEHM, 3.3.1]

“...De conformidad con la NEC, el hormigón debe cumplir con requisitos para condiciones de exposición ambiental, y satisfacer los requisitos de resistencia estructural. Se usarán los siguientes valores de resistencia especificada a la compresión: • Valor mínimo para el hormigón normal: $f'c = 21 \text{ MPa} = 214.07 \text{ kg/cm}^2$

- Valor máximo para elementos de hormigón liviano: $f'c = 35 \text{ MPa} = 356.78 \text{ kg/cm}^2$.

La NEC-SEHM 3.3.1 detalla las características mecánicas que debe cumplir el hormigón armado para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones. Estas propiedades incluyen la resistencia a la compresión, que es la capacidad del material de soportar cargas

que tienden a aplastarlo; la resistencia a la tracción, aunque menor que la compresión, es fundamental para trabajar en conjunto con el acero y resistir esfuerzos de flexión; la ductilidad, que permite al material deformarse antes de fallar, absorbiendo energía y evitando fracturas frágiles; y la durabilidad, que asegura que el material mantenga sus propiedades a lo largo del tiempo, resistiendo los efectos del ambiente y los agentes agresivos.

7.2.2 ACERO Y ARMADURA DE REFUERZO

El acero de refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero pretensado, en los cuales se puede utilizar acero liso. Además, cuando la norma NEC-SE-HM así lo permita, se pueden utilizar conectores para resistir fuerzas de corte, perfiles de acero estructural o fibras dispersas.

7.2.3 REQUISITOS PARA DISEÑO SÍSMICO [NEC-SE-HM, 2.3]

“...En la presencia de un sismo severo, el cortante que se desarrolla en vigas, columnas y muros, y también otras acciones internas, dependen de la capacidad real a la flexión de las rótulas plásticas que se han formado por el diseño a corte; no deben tomarse de los resultados del análisis.

Para garantizar que la distribución de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales de sistemas resistentes sea compatible con el modelo analizado, se debe asegurar la no participación de aquellos elementos que no fueron considerados como resistentes al sismo. Por lo que se debe poner especial énfasis en el diseño y detalles de construcción de estos elementos no estructurales...” (Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, 2015).

La normativa ecuatoriana NEC-SE-HM 2.3 establece los criterios mínimos para el diseño sísmico de estructuras, garantizando su seguridad ante eventos sísmicos. Estos

requisitos incluyen la determinación de la zona sísmica, la evaluación de las características del suelo, el cálculo de las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura y el diseño de elementos estructurales capaces de resistir estas fuerzas. Además, la norma exige el cumplimiento de condiciones de ductilidad para permitir que la estructura se deforme sin colapsar, disipando así la energía sísmica. El objetivo principal es asegurar que las edificaciones puedan resistir sismos de diseño sin poner en riesgo la vida humana.

8. MARCO METODOLÓGICO

8.1 SOFTWARE DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES

8.1.1 SOFTWARE DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL SAP 2000

“...El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Con respecto a las acciones, es posible generar automáticamente cargas de sismo, viento y vehículos, y posteriormente, hacer el dimensionamiento y comprobación automática de estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos, de aluminio y conformados en frío, a través de las normativas europeas, americanas, canadienses, turcas, Indias, chinas, y otras. (www.csiespana.com)...”(CSI SPAIN, 2000).

Con el software se modelará la estructura como se encuentra actualmente, luego se le aplicarán los cargos de servicio y se analizará la necesidad o no de un reforzamiento estructural.

8.1.2 MICROSOFT EXCEL

“...Excel es una herramienta muy eficaz para obtener información con significado a partir de grandes cantidades de datos. También funciona muy bien con cálculos sencillos y para realizar el seguimiento de casi cualquier tipo de información. La clave para desbloquear todo

este potencial es la cuadrícula de las celdas. Las celdas pueden contener números, texto o fórmulas. Los datos se escriben en las celdas y se agrupan en filas y columnas. Esto permite sumar datos, ordenarlos y filtrarlos, ponerlos en tablas y crear gráficos muy visuales...”(Microsoft, 2024).

Esta herramienta nos servirá para poder realizar tablas de análisis de resultados y generar gráficos para una mejor presentación de las conclusiones que se presenten en el presente estudio

8.1.3 MICROSOFT WORD

“...Microsoft Word es un software informático procesador de texto, uno de los más utilizados a la hora de trabajar con documentos digitales, que nació de la mano de IBM en 1981...”(Enciclopedia Concepto, 2024).

Con el programa procederemos a realizar los diferentes informes y explicar todo el proceso de análisis y desarrollo mediante vayamos elaborando el proyecto.

8.1.4 AUTOCAD

“...AutoCAD es el programa por defecto que muchos arquitectos usan para diseñar bocetos, dibujos, planos, estructuras y piezas que deben cumplir con ciertos parámetros solicitados por los clientes.

Además, AutoCAD es un programa multifacético que permite desarrollar proyectos de índole arquitectónico, industrial, mecánicos, de diseño gráfico y de ingeniería. Gracias a la posibilidad de visualizar los diseños en 2D y 3D, AutoCAD es uno de los programas de diseño digital líderes del mercado..”

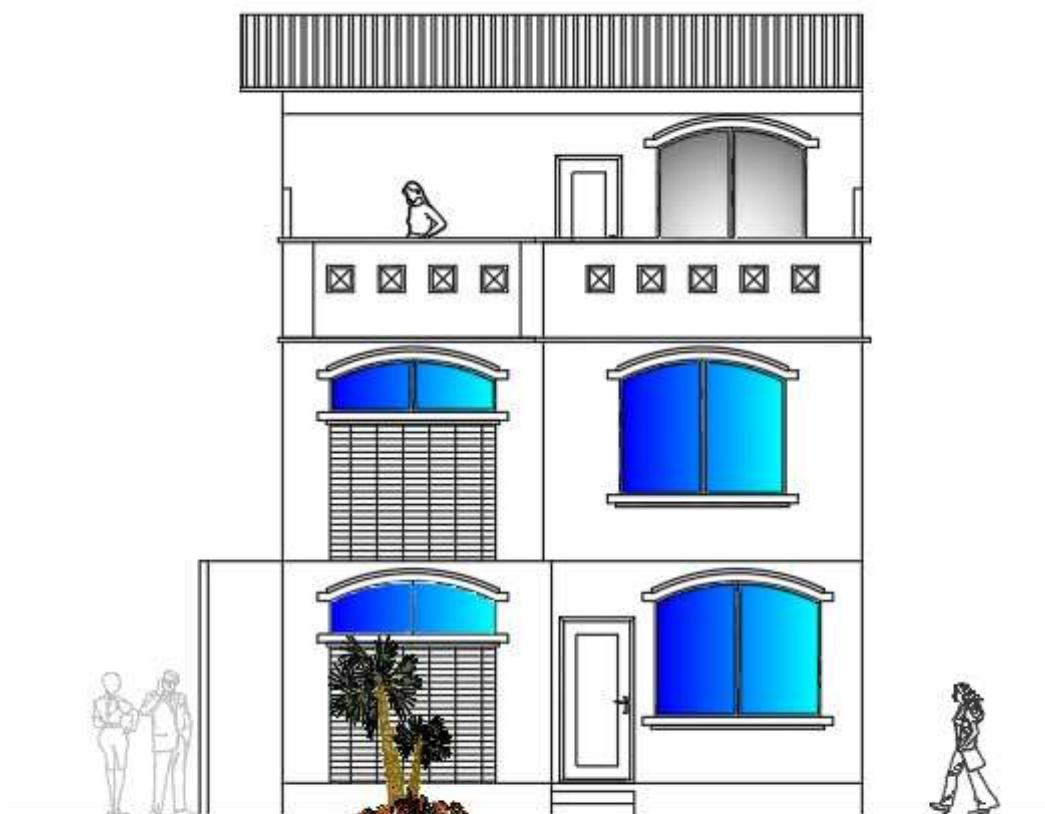
9. DESARROLLO DEL PROYECTO

9.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ACTUAL

Para el desarrollo del análisis estructural de la edificación de estudio, se tomará en consideración:

9.1.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

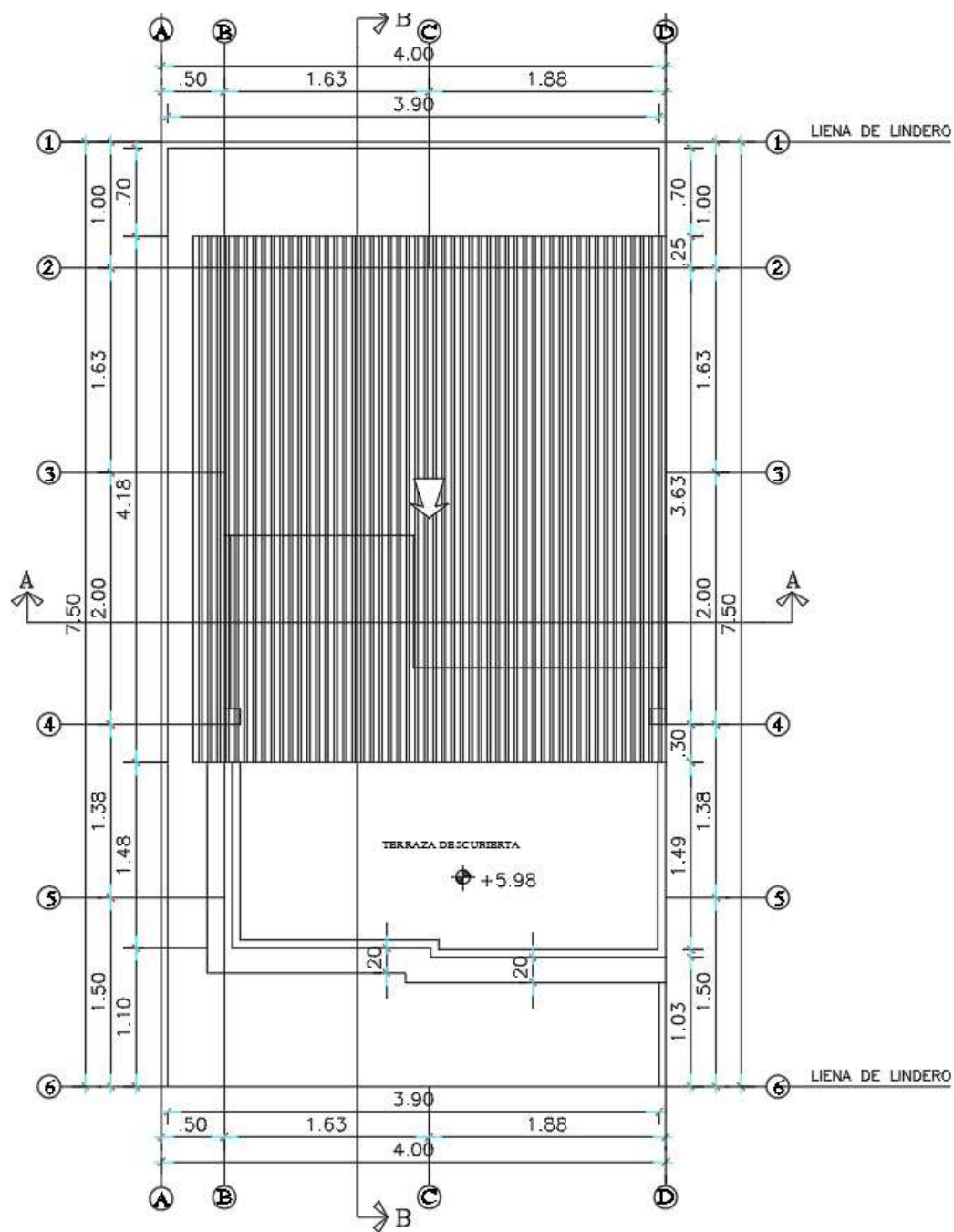
Plano 1: Elevación principal



ELEVACION PRINCIPAL

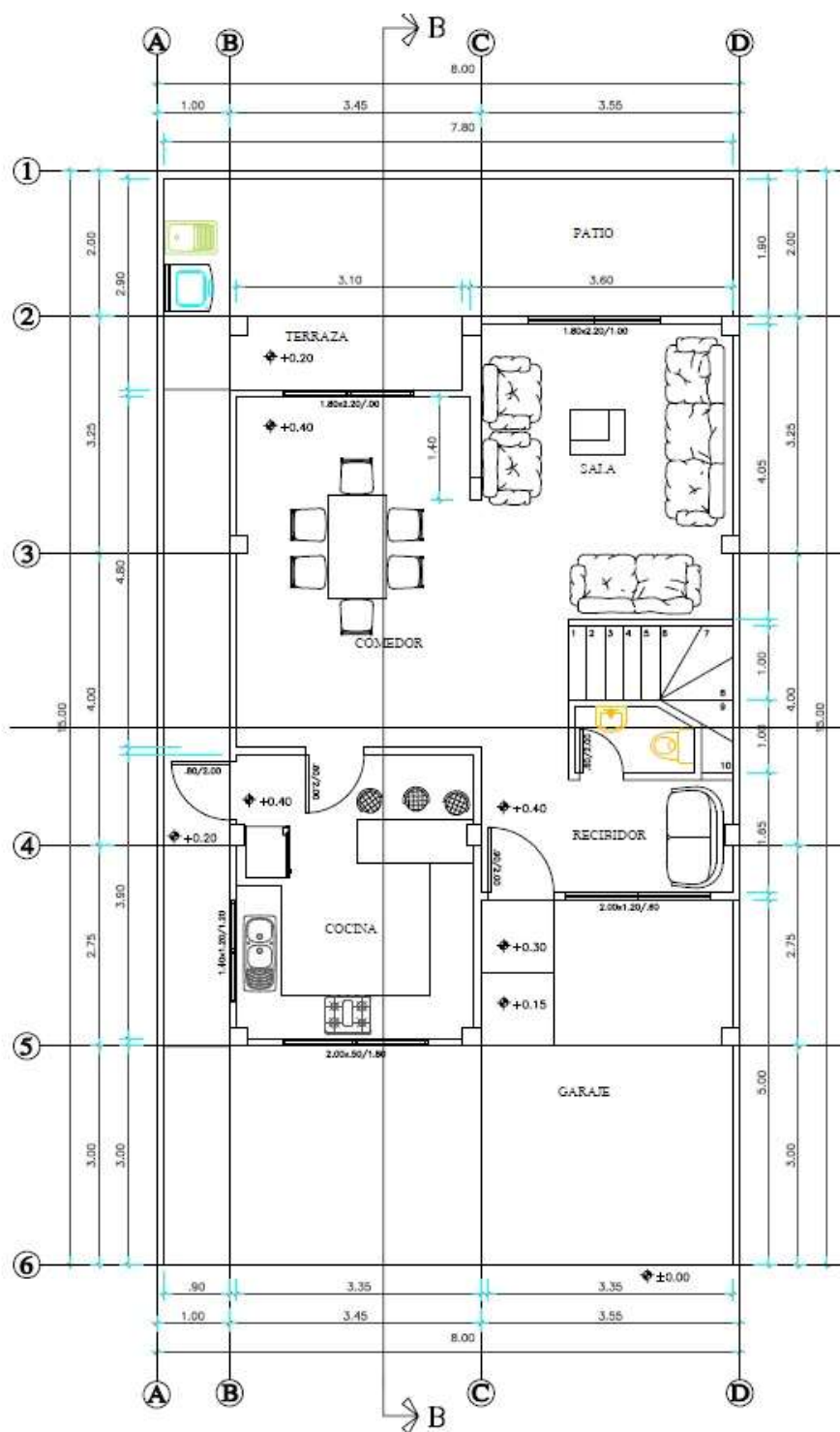
ESCALA : 1:50

Plano 2: Implantación y cubierta



IMPLANTACION Y CUBIERTA

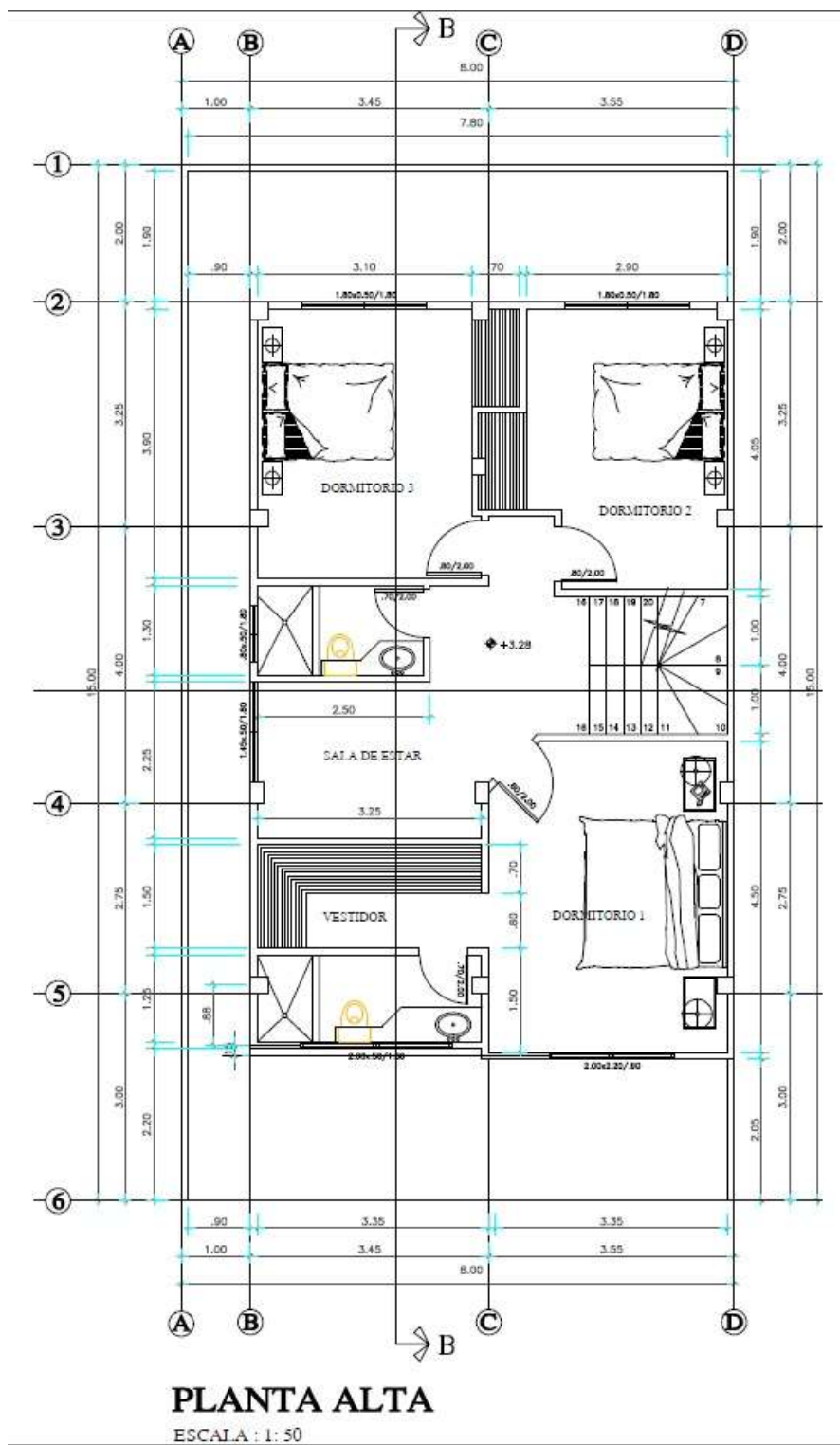
Plano3: Planta baja



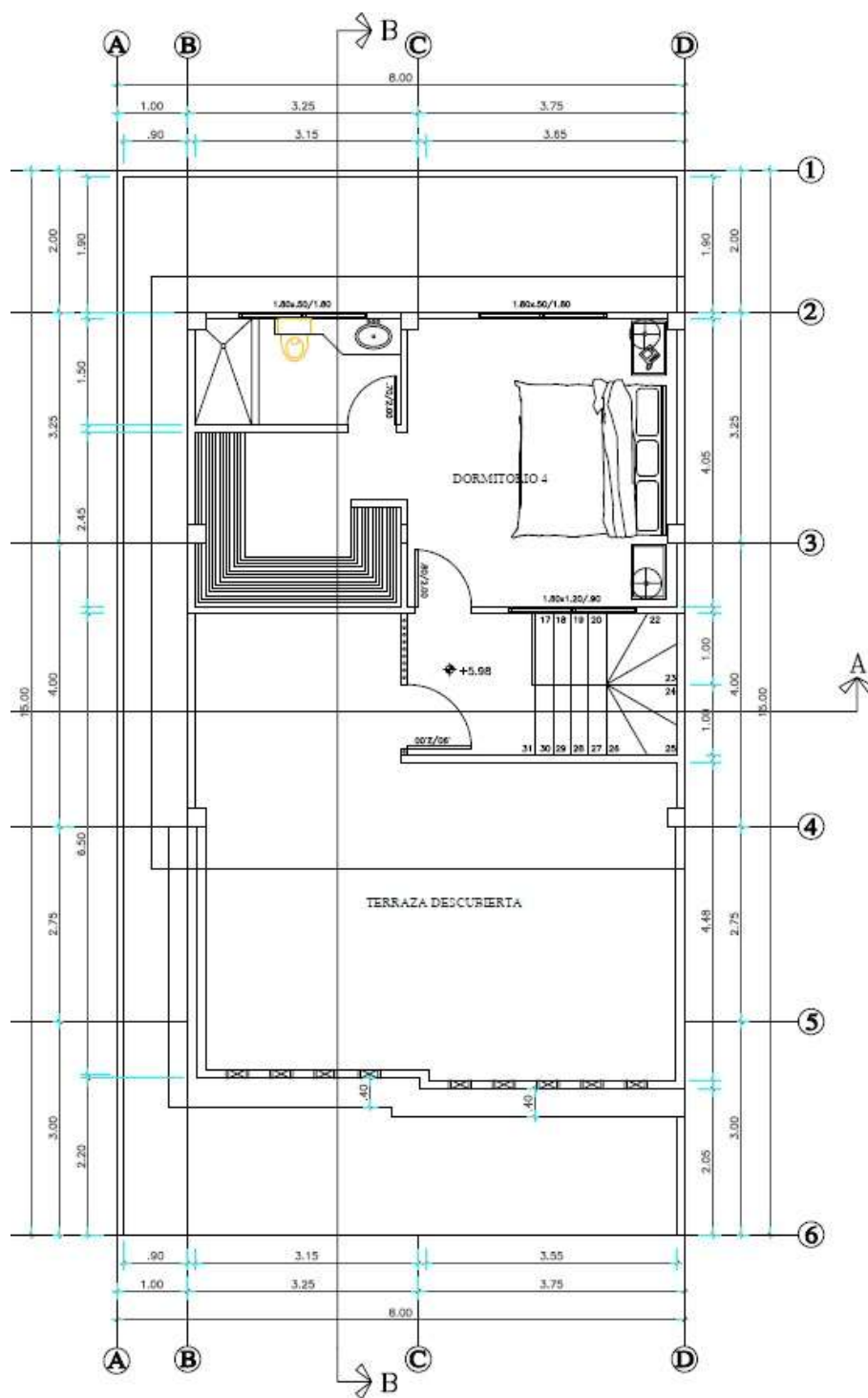
PLANTA BAJA

ESCALA : 1: 50

Plano4: Planta alta



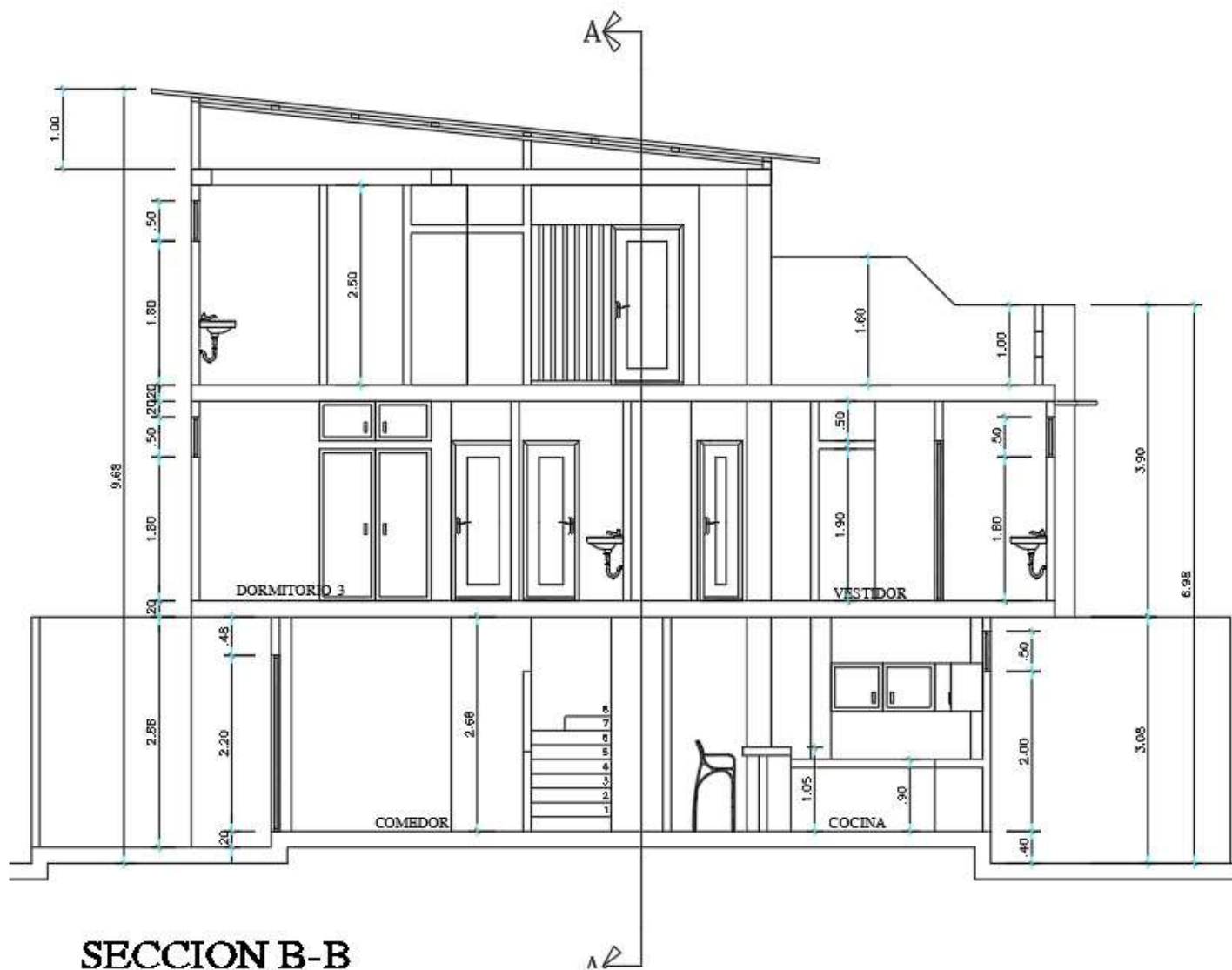
Plano5: Planta terraza



PLANTA TERRAZA

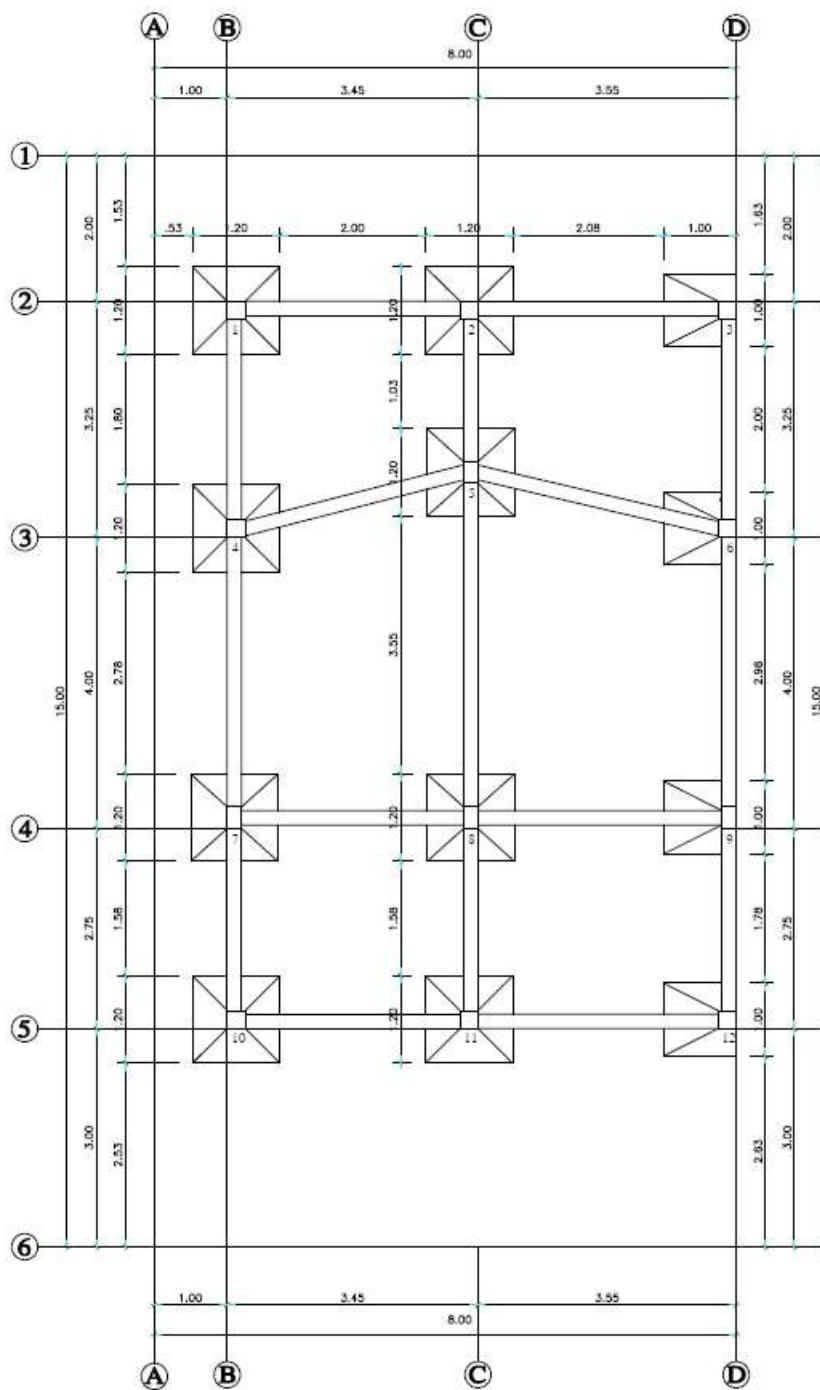
ESCALA: 1:50

Plano 7: Sección B-B



9.1.2 PLANOS ESTRUCTURALES

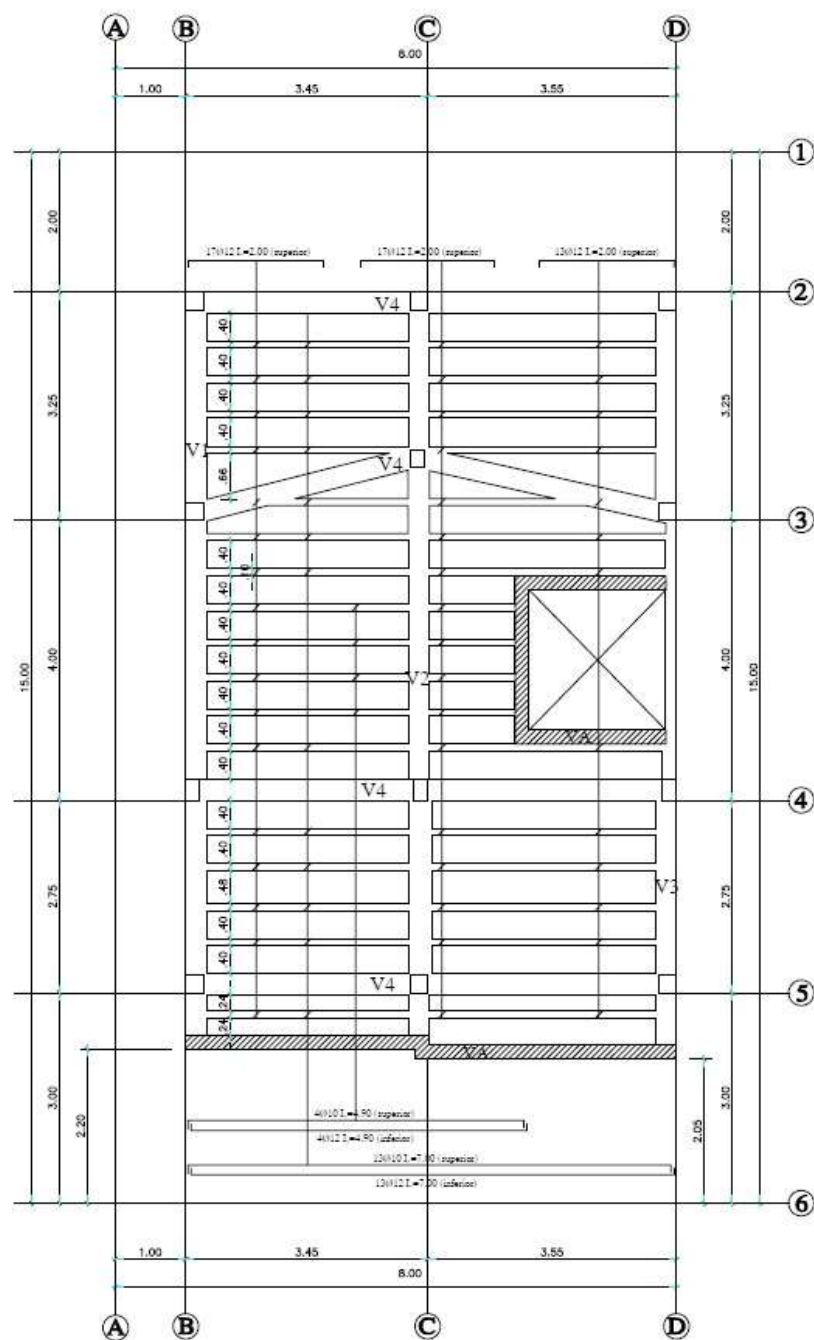
Plano 8: Cimentación



CIMENTACION

ESCALA : 1: 50

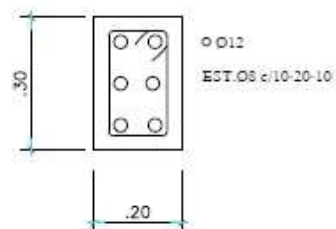
Plano 9: Losa tipo (planta alta – terraza)



LOSA TIPO (PLANTA ALTA - TERRAZA)

ESCALA : 1: 50

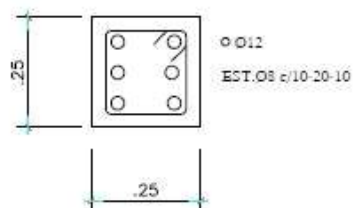
Plano 10: Detalle de columnas



5-7-8-9

COLUMNAS P.BAJA

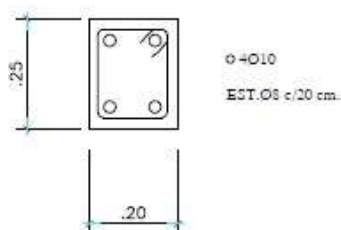
SIN ESCALA



1-2-3-4-6-10-11-12

COLUMNAS P.BAJA

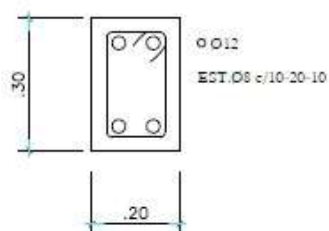
SIN ESCALA



RIOSTRAS (R)

SIN ESCALA

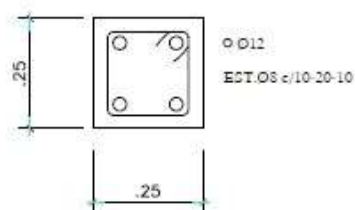
SE USARA

Hormigon: $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$.Acero : $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.

5-7-8-9

COLUMNAS P. ALTA

SIN ESCALA

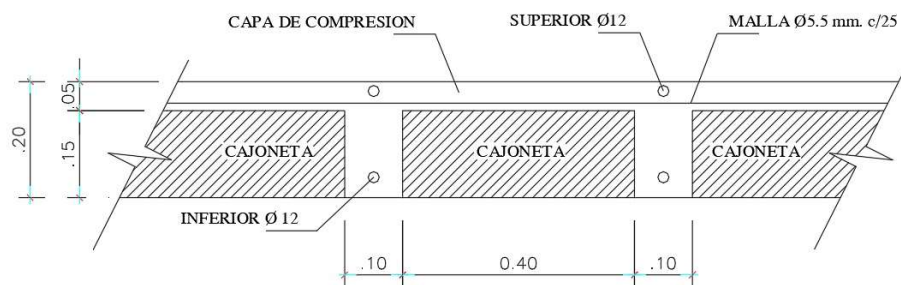


1-2-3-4-6-10-11-12

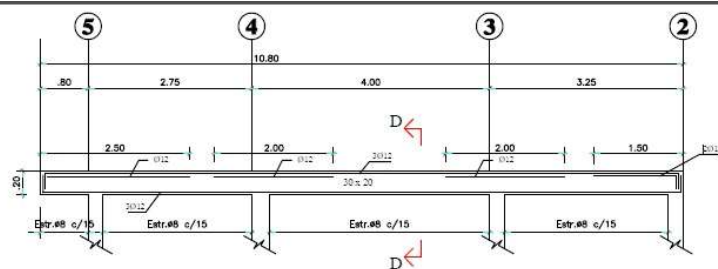
COLUMNAS P. ALTA

SIN ESCALA

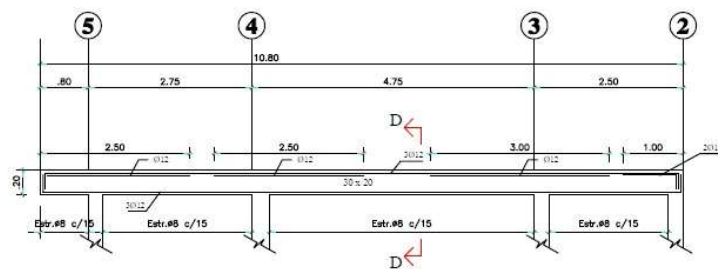
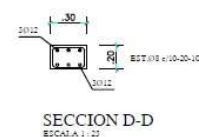
Plano 11: Detalle de vigas



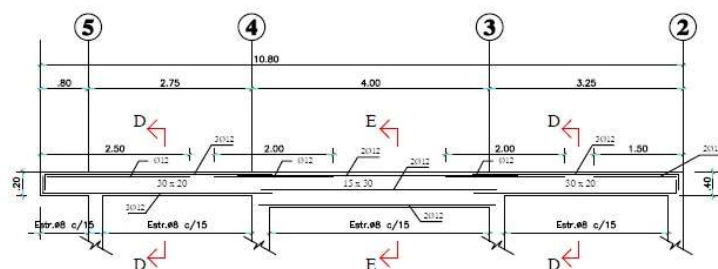
Plano 12: Detalle de vigas



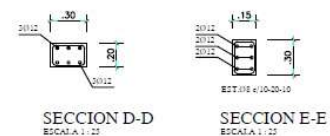
VIGA 1 (EJE B)
SECCION 30 x 20
ESCALA 1:50



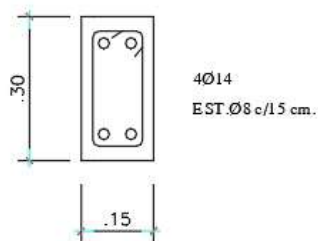
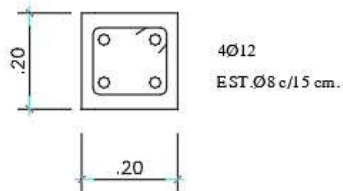
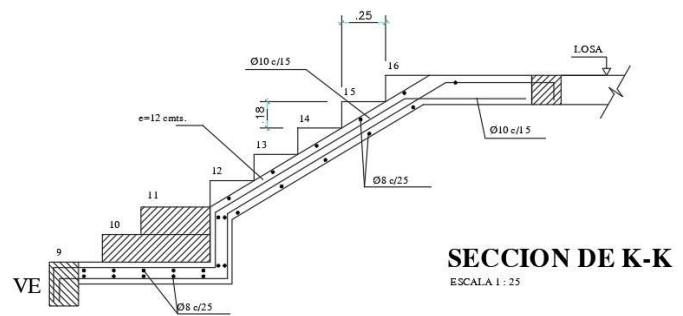
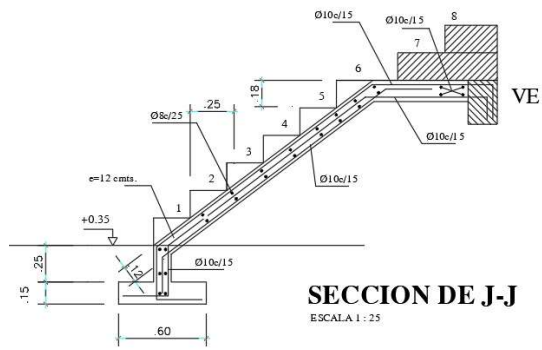
VIGA 2 (EJE C)
SECCION 30 x 20
ESCALA 1:50



VIGA 3 (EJE D)
SECCION 40 x 20
ESCALA 1:50



Plano 13: Detalles de vigas



9.2 UBICACIÓN DE LA VIVIENDA

La construcción se encuentra ubicada en la provincia del Guayas, cantón Guayaquil, en la ciudadela Urdenor 2 manzana 1049 solar 41 de la parroquia Tarqui.

Figura 6: Ubicación de la vivienda

Fuente: Google Earth



Nota: Coordenadas geográficas del proyecto de análisis.

9.3 ANÁLISIS DEL TIPO DE SUELO

Para este apartado se ha utilizado la MICROZONIFICACION SISMICA GEOTECNICA GUAYAQUIL 2011, NEC TOMO DE PELIGROS SISMICOS, Y AUTOCAD para verificar el tipo de suelo.

Se procede con la identificación de la ubicación del predio que se está analizando, obteniendo las siguientes coordenadas geográficas con la ayuda de Google Earth donde identifica la latitud y longitud del lugar analizado, tal como se muestra a continuación:

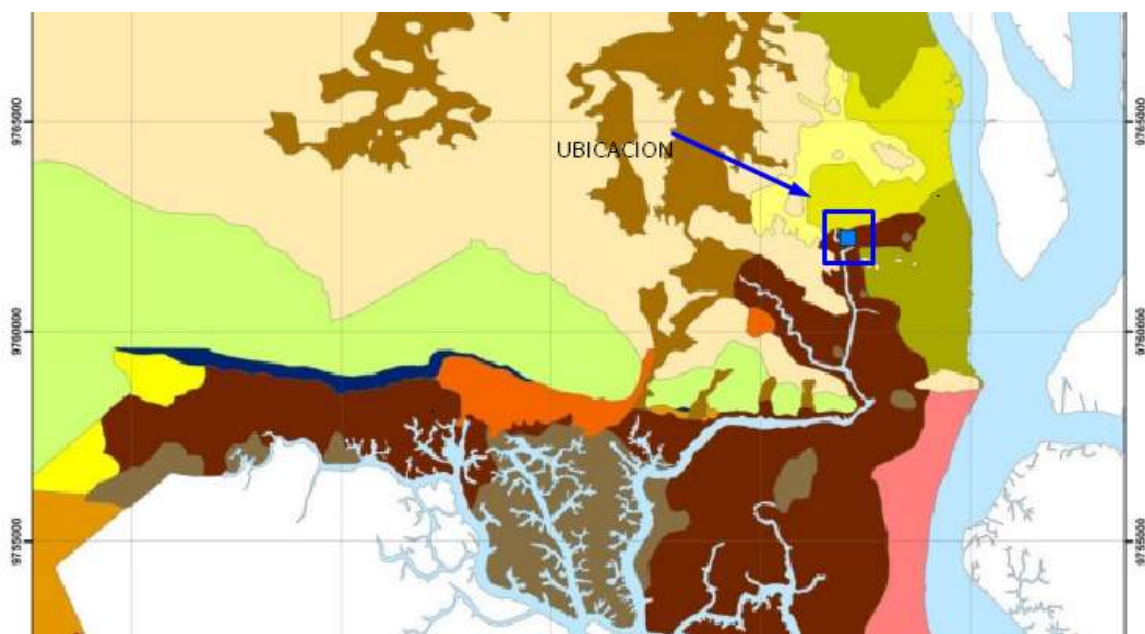
$2^{\circ}09'02''\text{ S} - 79^{\circ}54'40''\text{ W}$

Se realiza una conversión de coordenadas geográficas a coordenadas UTM obteniendo el siguiente resultado:

Zona 17 - Hemisferio S - Este 621089 - Norte 9762255

Con estas coordenadas se procederá a ingresar a AutoCAD donde se tiene el mapa de microzonificación con la finalidad de ingresar estas coordenadas y verificar la ubicación del predio en este plano.

Figura 7: Ubicación del predio



Nota: Ubicación del predio donde se está analizando el proyecto.

Se compara con la tabla de resultados donde nos indica la zona en la que se encuentra el lugar de análisis según los colores que se muestran en el plano adjunto.

Y se obtiene que es un tipo de suelo D3A y nos vamos a la Tabla 5b Valores estadísticos de los parámetros geotécnicos basados en el modelo de GIS para los suelos de la ciudad de Guayaquil para obtener el valor de resistencia al corte no drenado (S_u) y poder comparar con los valores de la NEC, en este caso la tabla nos da que con el suelo D3A se tiene valor tales como

33 KPA para suelo CH, 26 KPA para suelo CL, 21 KPA para suelo MH, y así sucesivamente, como podemos observar los valores son menores a 33KPA y varía dependiendo del tipo de suelo.

Figura 8: Leyenda de mapa de zonificación

Leyenda			D7 Formación Roca	
Zona	Descripción			
D1	Depósitos Deltaico - Estuarino (Este - Centro)		G. Ancón	
D2	Depósitos Deltaico - Estuarino (Sur)		Fm. San Eduardo	
D3A	Depósitos Deltaico - Estuarino (Oeste - Norte - Trinitaria)		Fm. Guayaquil	G. Azúcar
D3B			Fm. Cayo	
D4A	H < 10 m		Rocas Graníticas Indiferenciadas	
D4B	10 m < H < 20 m		Fm. Piñón	
D4C	H > 20 m			
D5	Depósitos Aluvio - Lacustres			
D6	Depósitos Coluviales		Mar	

Figura 4b Leyenda del Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil

Nota: Leyenda de zonificación según mapa de colores.

Ilustración 1: Tabla de valores SU

Zona geotécnica	Conjunto de datos	Prof. Muestras suelo (m) Max/Min	wN / LL			IL			Ra			Contenido de finos (%)			Su _{uc} (kPa)		
			Media	COV	Max/Min	Media	COV	Max/Min	Media	COV	Max/Min	Media	COV	Max/Min	Media	COV	Max/Min
D1	834-1007	38.5/0.25	1.00	0.10	1.11/0.64	0.57	0.22	1.20/-0.36	0.57	0.16	0.81/0.21	94	0.09	100/52	27	0.82	200/1.5
D2	126-155	21.77/0.30	0.85	0.14	0.97/0.17	0.79	0.17	0.96/0.40	0.66	0.09	0.74/0.52	90	0.14	100/51	20	0.87	131/1
D3	694-1191	49.7/0.20	0.93	0.13	1.13/0.50	0.86	0.29	1.17/-0.19	0.61	0.11	0.73/0.45	93	0.11	100/51	33	1.23	200/1
D4	219-396	57/0.25	0.78	0.14	1.13/0.46	0.63	0.36	1.16/-0.24	0.64	0.10	0.81/0.48	90	0.15	100/51	31	0.94	190/3
D5	72-147	16/0.25	0.58	0.20	1.09/0.49	0.29	0.83	1.11/-0.05	0.62	0.11	0.88/0.50	89	0.13	100/54	46	0.59	130/9
D1	137-200	28.30/1.75	1.51	0.20	2.18/0.97	1.95	0.27	2.86/0.20	0.51	0.14	0.84/0.18	79	0.19	100/50	24	0.71	160/2
D2	8-16	21.77/0.30	1.18	0.49	2.47/0.63	1.26	0.85	3.49/0.07	0.54	0.12	0.59/0.39	76	0.20	97/50	14	0.75	31/3
D3	39-110	49.7/0.20	1.14	3.13	1.53/0.59	1.50	0.43	2.6/0.50	0.48	0.18	0.69/0.21	81	0.30	99/50	26	0.51	43/5
D4	14-56	57/0.25	1.15	2.60	1.53/0.60	1.29	0.38	2.22/0.34	0.47	0.19	0.81/0.28	65	0.19	97/51	14	1.30	59/10.5
D5	25-7	16/0.25	0.77	3.06	1.51/0.58	0.53	2	1.64/-0.14	0.5	2.06	0.80/0.37	57	0.53	96/55.0	38	0.48	58/15
D1	85	35.5/1.25	1.03	1.29	0.97/0.24	0.92	0.48	1.83/-2.24	0.50	0.15	0.58/0.14	94	0.16	100/51	24	1.57	190/9
D2	2	20.2/0.25	0.85	2.00	0.95/0.60	0.54	0.73	0.98/-0.16	0.40	0.11	0.46/0.33	80	0.29	91/62	23	0.43	31/20
D3	103-210	36.1/0.75	1.04	0.97	1.64/0.58	1.02	0.25	2.07/-1.07	0.48	0.15	0.61/0.18	95	0.11	100/55	21	0.83	110/4
D4	46-103	35.7/1	0.88	1.27	0.97/0.56	0.79	0.37	0.95/-1.44	0.49	0.14	0.56/0.18	89	0.17	100/51	25	0.72	88/8
D5	8.0-21	17.0/0.2	0.59	1.69	0.88/0.53	0.08	0.25	0.75/-0.36	0.44	0.11	0.53/0.35	83	0.15	100/58	31	0.42	56/15
D1	44-16	35.5/1.25	1.27	2.28	1.81/1.21	1.69	1.427	2.52/2.06	0.39	3	0.53/0.2	79	0.21	100/50	29	0.46	54/8
D2	7-4	20.2/0.25	1.09	1.36	1.21/1.12	1.38	1.09	1.64/2.9	0.24	4.18	0.33/0.06	63	0.10	70/56	18	0.64	33/5
D3	81-30	36.1/0.75	1.41	1.48	1.28/0.93	2.21	1.2	1.6/0.53	0.34	2.35	0.47/0.15	85	0.15	100/52	34	0.99	156/7
D1	67-73	30.2/1	1.12	0.30	1.96/0.49	1.28	0.52	3.07/-0.08	0.52	0.24	1/0.23	93	0.10	100/54	29	0.57	99/6
D2	39-52	19/1	1.03	0.24	1.8/0.50	1.07	0.58	3.48/-0.24	0.44	0.19	0.59/0.18	94	0.07	100/70	24	0.70	99/4
D3	136-198	33/1	1.24	0.32	3/0.20	1.60	0.71	12/-0.17	0.51	0.20	0.82/0.178	94	0.10	100/52	43	0.98	197/1
D4	55	23/0.25	0.98	0.28	1.74/0.44	0.98	0.57	2.47/-0.12	0.53	0.21	0.86/0.29	95	0.11	100/52	25	0.96	119/4
D5	28-38	14/1	0.70	0.37	1.93/0.34	0.43	1.40	3.45/-0.64	0.51	0.18	0.77/0.33	95	0.08	100/95	31	0.49	68/8
D3	29-38	25.2/3.5	1.27	0.20	2.07/1.06	1.50	0.24	2.45/1.09	0.57	0.193	0.74/0.36	78	0.20	99/51	34	1.10	138/9
D1	70-357	48.2/0.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	0.47	49/24	-	-	-
D2	78	35/0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21	0.54	49/3	-	-	-
D4	82-238	40/0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	0.46	49/2	-	-	-

Nota: Valores de Su con respecto al tipo de suelo y zonificación.

Por último, nos vamos a la norma NEC PELIGROS SISMICOS, sección 3.2 geología local, y buscamos el tipo de suelo según los valores de Su encontrados anteriormente, como

resultado seleccionamos que el tipo de suelo que es el tipo E debido a que se cumple con lo especificado en la tabla de la MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA EN GUAYAQUIL 2011.

Ilustración 2: Tabla de tipo de suelo

Fuente: NORMA NEC Diseño sismorresistente

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

NORMA NEC DISEÑO SISMORESISTENTE.

Se procede con la selección del tipo de Suelo, Tipo E.

Con este tipo de suelo se proceden a realizar todos los cálculos del proyecto.

9.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

9.4.1 ANTECEDENTES

La construcción fue iniciada en enero del 2018, finalizando en el mes de junio del mismo año. La construcción constó con un permiso de construcción otorgado por el M.I. Municipalidad de Guayaquil y el proceso se continuó hasta la inspección final.

9.4.2 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA

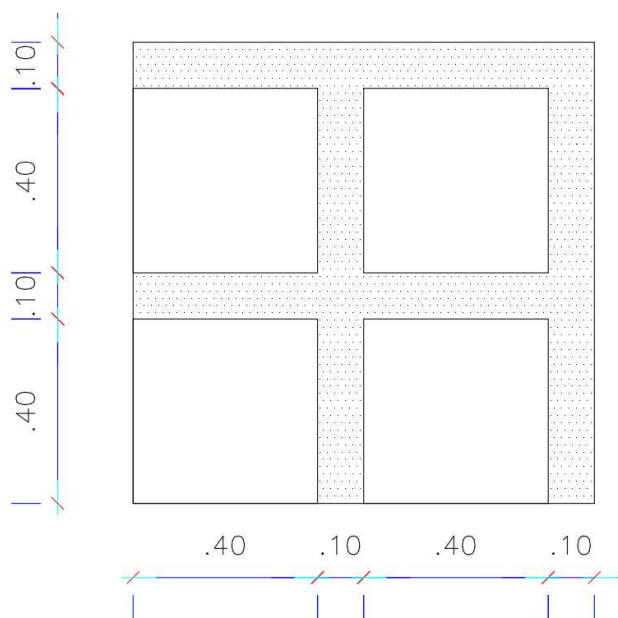
La estructura está compuesta por un sistema de pórticos de hormigón armado. Consta de dos plantas de losa armada en una dirección y alivianamientos de bloque ligero de 39x19x14 cm.

En la planta baja se encuentran las áreas sociales como sala, comedor y cocina; en el primer piso alto se encuentran tres dormitorios y en área de terraza se encuentra otro dormitorio.

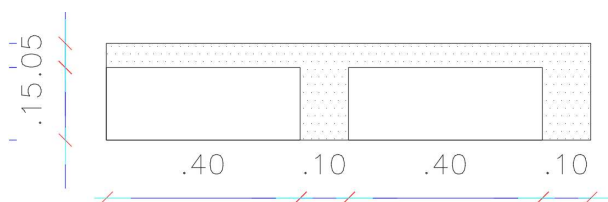
La cubierta que cubre la mitad de la terraza es de estructura metálica con planchas de Eternit. En la terraza se han dejado chicotes de varilla para el aumento de plantas solicitados durante el proceso de construcción.

9.5 DETERMINACIÓN DE CARGAS PARA LA REVISIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO EXISTENTES

9.5.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS MUERTAS EN LOSA



9.5.2 ÁREA DE ANÁLISIS EN PLANTA (ELABORACIÓN PROPIA)



Área de análisis en planta (Elaboración propia)

9.6 VERIFICACION DE SECCION (PREDIMENSIONAMIENTO), DE LA EDIFICACION EXISTENTE

Se procede a calcular las cargas muertas de la losa y cargas muertas de sobrecarga que serán utilizadas para la verificación de los elementos existentes de forma manual, y serán utilizadas para revisión del modelado del proyecto en el software ETABS.

9.6.1 CÁLCULO DETALLADO DE CARGA MUERTA (SOBRECARGA)

En el cálculo de sobrecarga se está considerando, mampostería, con enlucido de dos caras, tumbados, recubrimientos de piso e instalaciones en general.

Tabla 1: Cálculo para peso de sobrecarga de losa

CÁLCULO PARA PESO DE SOBRECARGA DE LOSA (Área de análisis 1 m²).		
Mampostería		
Peso seco (obtenido del catálogo bloques Rocafuerte livianos PL9)	7.00	Kg
Requerimiento para área de análisis	12.50	m ²
Carga distribuida (Peso * Requerimiento) (a)	87.50	Kg/m ²
Enlucido		
Peso específico mortero cemento compuesto y arena 1:3 - 1:5 (Obtenido de la tabla 8 de la NEC -SE-CG- Cargas-No-Sísmicas)	2,000.00	Kg/m ³
Espesor enlucido e=1,5 cm. cada lado. Espesor total 3cm. (b)	60.00	Kg/m ²
Tumbado		
Peso específico mortero cemento compuesto y arena 1:3 - 1:5 (Obtenido de la tabla 8 de la NEC -SE-CG- Cargas-No-Sísmicas)	2,000.00	Kg/m ³
Espesor enlucido e=2 cm. (c)	30.00	Kg/m ²
Recubrimiento para piso.		
Peso por cada cm de espesor	20.00	Kg/m ²

Espesor enlucido e=1,5 cm. (d)	30.00	Kg/m ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias		
Calculado. (e)	20.00	Kg/m ²
Total a + b+ c +d+ e	227.50	Kg/m ²

9.6.2 RESUMEN DEL PESO DE SOBRECARGA

Tabla 2: Peso de sobrecarga

PESO POR SOBRECARGA		
Descripción	Valores	Unidades
Mampostería	87.50	Kg/m ²
Enlucidos	60.00	Kg/m ²
Tumbado	30.00	Kg/m ²
Acabados de piso	30.00	Kg/m ²
Instalaciones eléctricas	10.00	Kg/m ²
Instalaciones sanitarias	10.00	Kg/m ²
TOTAL	227.50	Kg/m ²

9.6.3 CÁLCULO DETALLADO DE CARGA MUERTA (PESO PROPIO DE LOSA)

Las dimensiones estándar de los bloques aligerados en el mercado seleccionados para el análisis del proyecto tienen las siguientes características:

Ilustración 3: Dimensiones estándar de bloque aligerado

LL-14

Largo	: 39 cm
Altura	: 19 cm
Espesor	: 14 cm
Peso Seco	: 9,1 Kg.
Resistencia MPa	: 2
Requerimiento	: 12,5 / m ²
Descripción	: Bloque de hormigón liviano
Utilización	: Cajonetas para losas alivianadas con cinco caras tapadas
Producido en	: Planta Guayaquil
Unid. x paletas 1.22x1.22	: 120



Se procede analizar 1m² de losa, cuyo peso de sobrecarga se ha calculado con anterioridad, con el peso específico del hormigón armado estimado en 2.4 t/m³, que se encuentra en la tabla 8 de la sección 4.1 de la norma Ecuatoriana NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas

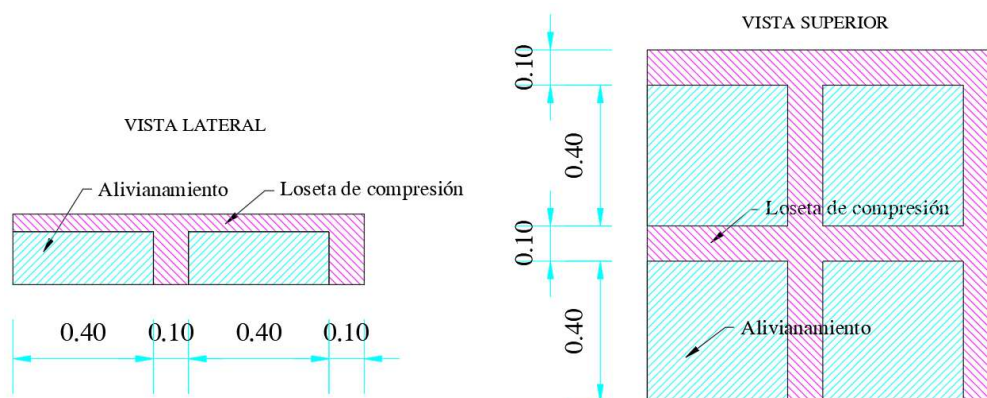
Ilustración 4: Tabla de cargas no sísmicas

Fuente: NEC – SE – CG sección 4.1.

Material	Peso Unitario kN/m ³
A. Rocas	
Basalto	29.0 - 30.0
Granito	26.0 - 28.0
Andesita	26.0 - 28.0
Sienita	27.0 - 29.0
Pórfido	26.0 - 27.0
Gabro	29.0 - 31.0
Arenisca	26.0 - 27.5
Calizas compactas y mármoles	27.0 - 28.0
Pizarra para tejados	28.0
B. Piedras artificiales	
Adobe	16.0
Amianto-cemento	20.0
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0

Ilustración 5: Dimensiones de 1m2 de losa aligerada

Fuente: Autores



9.6.4 DETALLE DE CÁLCULOS DE PESO PROPIO DE LOSA

Tabla 3: Cálculo para peso propio de losa

Fuente: Autores

PESO DE LOSA POR M2					
CAPA DE COMPRESION					
BASE (m)	LONGITUD (m)	ESPESO R (m)	P. ESP. (kg/m3)	PESO DISTRIB. (kg/m2)	
1,00	1,00	0,05	2.400,00	120,00	
NERVIOS					
NUMERO	BASE (m)	ALTURA (m)	LONGITU D (m)	P. ESP. (kg/m3)	PESO DISTRIB. (kg/m2)
2,00	0,10	0,15	1,00	2.400,00	72,00
2,00	0,10	0,15	0,80	2.400,00	57,60
Total					129,60
BLOQUES					
NUMERO	PESO UNITARIO (kg) (LL-14)		PESO DISTRIB. (kg/m2)		
8,00	9,10		72,80		

	PESO	kg/m2
	TOTAL	322,40

9.6.5 RESUMEN DE CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN EL PROYECTO

Se presentarán las cargas vivas utilizadas en el proyecto, tanto para el modelado de la edificación existente como para la proyección de esta con el aumento de 2 pisos adicionales cumpliendo el cambio de uso de vivienda a almacenamiento.

Tabla 4: Carga viva

Fuente: Autores

CARGA VIVA		
Descripción	Valores	Unidades
Por uso o ocupación bodegas de almacenamiento (Obtenido de la tabla 9 de la NEC -SE-CG-Cargas-No-Sismicas)	600,00	Kg/m ²
Por uso o ocupación de residencia (Obtenido de la tabla 9 de la NEC -SE-CG-Cargas-No-Sismicas)	200,00	Kg/m ²
Carga viva de techo	70,00	Kg/m ²

9.6.6 VERIFICACIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Losa

Esta losa fue construida en una dirección con alivianamientos compuesto de bloques de 39x19x14 cm, con una altura total de 20 cm y nervios de 10 cm de ancho con dos varillas, una superior Ø 12mm. y una inferior Ø 12mm.

La NEC-SE-HM-Hormigón-Armado 7. Diseño de losas, nos indica que el diseño se realizará conforme al ACI 318, complementando con el libro AIS-ACI- Colombia AIS 114 (Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado de tamaño y alturas limitados de acuerdo con el reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes NSR – 10.

Los datos de la losa existente son las siguientes:

Tabla 5: Datos de losa

Fuente: Autores

DATOS DE LOSA		
Descripción	Valores	Unidades
Altura de losa (Ht)	20.00	cm.
Espesor de la loseta (tc)	5.00	cm.
Ancho de nervio (bn)	10.00	cm.
Espacio libre entre nervios (ba)	40.00	cm.
Luz máxima de sección en revisión	4.75	metros
Altura mínima de losa (hmin)	14.24	cm.
Inercia mínima de losa (Imin)	24,037.60	cm ⁴

Como descripción general se tiene que se cuenta con una losa construida en una dirección con alivianamientos compuesto de bloques de 39x19x14 cm, con una altura total de 20 cm y nervios de 10 cm de ancho con dos varillas, una superior $\varnothing$ 12mm. y una inferior $\varnothing$ 12mm.

9.6.7 VERIFICACIÓN DEL TIPO DE LOSA

Se analiza el paño de mayor influencia obtenido en el proyecto.

Ilustración 6: Paño de mayor influencia, para realizar predimensionamiento de losa

Fuente: Autores



Se obtiene un paño con una longitud larga de 4.75m, y una longitud pequeña de 3.55m, se procede a analizar el tipo de losa, obtenido que es una losa en dos direcciones motivo a que la longitud mayor es menor que 2 veces la longitud menor del paño.

$$L_{ma} < 2 \cdot L_{me}$$

$$4.75 < 2 \cdot (3.55)$$

$$4.75 < 7.1$$

Bajo estos resultados se debió considerar una losa de dos direcciones.

9.6.8 CÁLCULO DE INERCIA DE LOSA

Tabla 6: Cuadro de resultados del cálculo de inercia

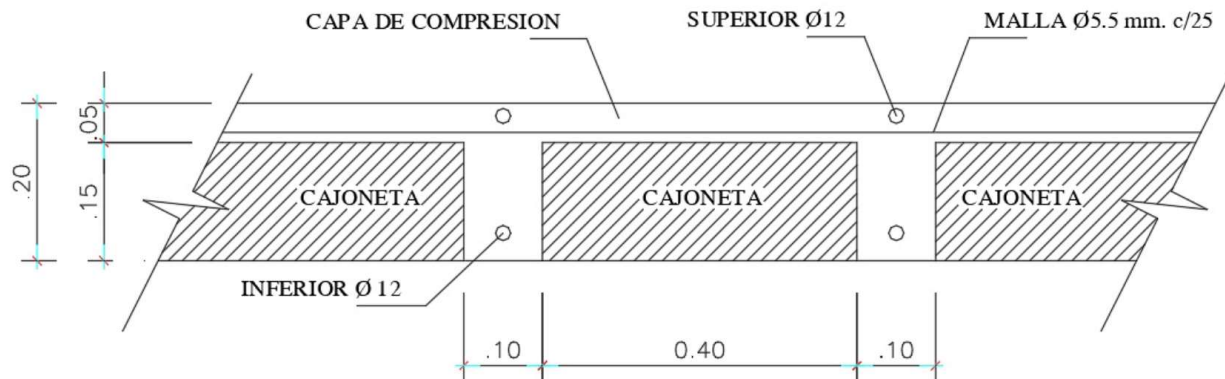
Fuente: Autores

INERCIA DE LOSA NERVADA DE 20 CM. DE ESPESOR						
Sección	Área (cm ²) a	centroide y (cm) b	a x b (cm ³)	Inercia (cm ⁴)	Distancia efectiva	Inercia total (cm ⁴)
1	150.00	7.50	1,125.00	2,812.50	39.06	8,671.88
2	150.00	7.50	1,125.00	2,812.50	39.06	8,671.88
3	500.00	17.50	8,750.00	1,041.67	14.06	8,072.92
Σ	800.00		11,000.00			25,416.67

9.6.9 DETALLE DE LOSA ALIVIANADA

Ilustración 7: Corte de losa existente

Fuente: Autores



9.6.10 DETALLE DE CÁLCULOS REALIZADOS

Punto 1 de análisis = nervio

Punto 2 de análisis = nervio

Punto 3 de análisis = loseta de compresión

Procedimiento

Cálculo de área

Sección 1 Nervio 1 y Nervio 2

$b_1=0.1\text{mt}$; $h_1=0.15\text{mt}$

$$A_1 = b_1 \times h_1$$

$$A_1 = 0.10 \times 0.15$$

$$A_1 = 0.015\text{m}^2 = 150\text{cm}^2$$

Sección 3 Loseta de compresión

$b_1=1\text{mt}$; $h_1=0.05\text{mt}$

$$A_2 = b_1 x h_1$$

$$A_2 = 1 \times 0.05$$

$$A_2 = 0.05m^2 = 500cm^2$$

Cálculo de A total

$$A_{total} = A_1 + A_2 + A_3$$

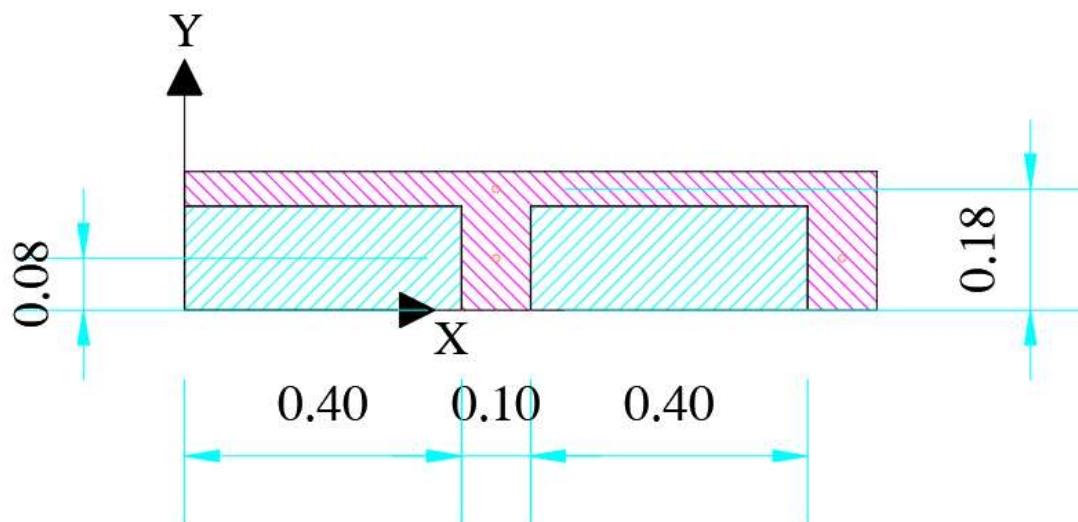
$$A_{total} = 150 + 150 + 500$$

$$A_{total} = 800cm^2$$

9.6.11 CÁLCULO DE CENTROIDE O CENTRO DE GRAVEDAD

Ilustración 8: Ubicación de centroide

Fuente: Autores



Sección 1 y Sección 2

$$y_1 = \frac{h_t - t_c}{2}$$

$$y_1 = \frac{h_1}{2}$$

$$y_1 = \frac{20 - 5}{2}$$

$$\mathbf{y_1 = 15cm}$$

Sección 3

$$y_2 = h_t - \frac{t_2}{2}$$

$$y_2 = 20 - \frac{5}{2}$$

$$\mathbf{y_2 = 17.5cm}$$

Cálculo de Ay

Sección 1 y sección 2

$$Ay_1 = A_1 * y_1$$

$$Ay_1 = 150 * 7.5$$

$$\mathbf{Ay_1 = 1125cm^3}$$

Sección 3

$$Ay_2 = A_2 * y_2$$

$$Ay_2 = 500 * 17.5$$

$$\mathbf{Ay_2 = 8750cm^3}$$

Cálculo de Ay total

$$Ay_{total} = Ay_1 + Ay_1 + Ay_2$$

$$Ay_{tot} = 1125 + 1125 + 8750$$

$$\mathbf{Ay_{total} = 11000cm^3}$$

Cálculo de centro de gravedad total

$$y_t = \frac{Ay_{total}}{A_{total}}$$

$$y_t = \frac{11000}{800}$$

$$\mathbf{y_t = 13.75cm}$$

Cálculo de Inercia I_{oi}

Sección 1 y sección 2

$$I_1 = \frac{b_1 * h_1^3}{12}$$

$$I_1 = \frac{10 * 15^3}{12}$$

$$\mathbf{I_1 = 2813cm^4}$$

Sección 3

$$I_2 = \frac{b_2 * h_2^3}{12}$$

$$I_2 = \frac{100 * 5^3}{12}$$

$$\mathbf{I_2 = 1042cm^4}$$

Steiner

Sección 1 y sección 2

$$E_1 = (y_1 - y_t)^2$$

$$E_1 = (7.5 - 13.75)^2$$

$$E_1 = 39.06cm^2$$

Sección 3

$$E_2 = (y_2 - y_t)^2$$

$$E_2 = (17.5 - 13.75)^2$$

$$E_2 = 14.06cm^2$$

INERCIA TOTAL

Sección 1 y sección 2

$$It_1 = I_1 + A_1 * E_1$$

$$It_1 = 2813 + 150 * 39.06$$

$$It_1 = 8671.875cm^4$$

Sección 3

$$It_2 = I_2 + A_2 * E_2$$

$$It_2 = 1042 + 500 * 14.06$$

$$It_2 = 8072.92cm^4$$

Inercia total

$$It = It_1 + It_1 + It_2$$

$$It = 8671.875 + 8671.875 + 8072.92$$

$$It = 25416.67cm^4$$

Altura máxima de losa maciza

$$H_{max} = \left(\frac{12 * It}{100} \right)^{0.3333}$$

$$H_{max} = \left(\frac{12 * 25416.67}{100} \right)^{0.3333}$$

$$H_{max} = 14.5 \text{ cm}$$

Luz máxima de losa maciza

$$L_{max} = \frac{H_{max}}{0.03 * 100}$$

$$L_{max} = \frac{14.5}{0.03 * 100}$$

$$L_{max} = 4.8 \text{ m}$$

Como resultado final se tiene que la losa puede cumplir las siguientes características:

<i>Altura losa maciza (cm)</i>	<i>14,5</i>
<i>Luz máxima (m)</i>	<i>4,8</i>

9.7 DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

CÁLCULOS REALIZADOS.

9.7.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Para calcular las cargas de diseño de la losa aligerada, se consideraron los siguientes parámetros:

- Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²
- Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².
- Carga viva por uso de ocupación= 200 kg/m²
- Cálculo de ancho tributario

Se calcula con la ayuda de las dimensiones arquitectónicas de la losa propuesta.

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

$$b_a = 40 \text{ cm}$$

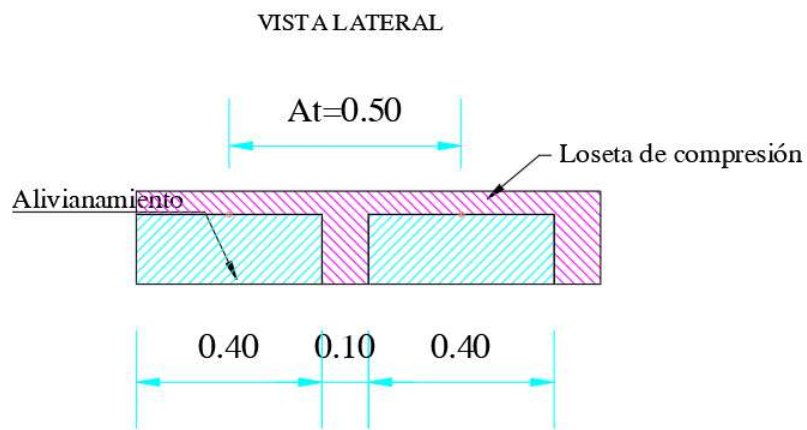
$$At = \frac{(bn + ba)}{100}$$

$$At = \frac{10 + 40}{100}$$

$$At = 0.5 m$$

Ilustración 9: Distancia del ancho tributario

Fuente: Autores



9.7.2 CÁLCULO DE CARGA ULTIMA

Se calcula con la ayuda de las cargas muertas y vivas consideradas en el proyecto.

Carga muerta peso de losa = 322.40 kg/m²

Carga muerta de sobrepeso = 227.50 kg/m².

Carga viva por uso de ocupación = 200 kg/m²

$$Qu = 1.2 * (322.40 + 227.50) + 1.6 * L$$

$$Qu = 1.2 * (549.90) + 1.6 * 200$$

$$Qu = 979.88 \text{ kgf/m}^2$$

9.7.3 CÁLCULO DE CARGA DISTRIBUIDA

Se calcula con los datos anteriormente obtenidos carga ultima y ancho tributario.

$$W_u = Q_u * A_t$$

$$W_u = 979.88 * 0.5$$

$$W_u = 489.94 \text{ kgf/m}$$

9.7.4 CÁLCULO DE MOMENTO ULTIMO

El momento último se lo calcula con la carga distribuida y con las dimensiones arquitectónicas del proyecto.

$$L_t = \text{Longitud transversal} = 3.55\text{m}$$

$$L_p = \text{Longitud principal} = 4.72\text{m}$$

$$M_o = \frac{W_u * L_t * L_p^2}{8}$$

$$M_o = \frac{489.94 * 3.55 * (4.75)^2}{8}$$

$$M_o = 4905.33 \text{ kgf} * \text{m/m}$$

9.7.5 CÁLCULO DE NUMERO DE NERVIOS

$$\# \text{ de nervios} = \frac{L_p}{A_t}$$

$$\# \text{ de nervios} = \frac{4.75}{0.5}$$

de nervios = 9,5 entonces se considera 10 nervios

9.7.6 CÁLCULO DE MOMENTO DE NERVIO

$$M \text{ nervio} = \frac{M_o}{\# \text{ nervios}}$$

$$M \text{ nervio} = \frac{4905.33}{10}$$

$$M_{\text{nervio}} = 490.53 \text{kgf} * m = 49053 \text{kgf} * cm$$

9.7.7 CÁLCULO DE CORTE ULTIMO

$$\text{Corte ultimo} = \frac{W_u * L_p}{2}$$

$$\text{Corte ultimo} = \frac{489.94 * 4.75}{2}$$

$$\text{Corte ultimo} = 1163.61 \text{kgf}$$

9.7.8 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 7: cargas de diseño

CARGAS DE DISEÑO		
Carga muerta Peso losa =	322.40	kgf/m ²
Carga muerta SCP =	227.50	kgf/m ²
Carga viva L =	200.00	kgf/m ²
ancho tributario =	0.50	m
Carga última Qu =	979.88	kgf/m ²
Carga distribuida (Wu)	489.94	kgf/m
Longitud principal (Lp)	4.75	m
Longitud transversal (Lt)	3.55	m
Momento último (Mo)	4905.33	kgf-m/m
Número de nervios	10.00	u
Momento de nervio	490.53	kgf-m
Momento último nervio	49053.33	Kgf-cm
Resistencia de corte final (Vu)	1163.61	kgf

9.7.9 COMPROBACIÓN DE PERALTE

Cálculo de d utilizado:

$$\text{Recubrimiento} = 2.5 \text{cm}$$

$$D_{\text{utilizado}} = \text{altura de losa} - \text{recubrimiento}$$

$$D \text{ utilizado} = 20\text{cm} - 2.5\text{cm}$$

$$D \text{ utilizado} = 17.50 \text{ cm}$$

Como dato del proyecto se considera una resistencia de compresión del acero de:

$$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Ancho del nervio, forma parte de las dimensiones propuestas de la losa:

$$\text{Ancho de nervio} = Bn = 10\text{cm}$$

Cálculo de d partiendo por el análisis de deflexión.

$$D \text{ flexión} = \sqrt{\frac{M \text{ nervio}}{0.145 * F'c * bn}}$$

$$D \text{ flexión} = \sqrt{\frac{490.53}{0.145 * 250 * 10}}$$

$$D \text{ flexión} = 11.63\text{cm}$$

Comparación d utilizado > d flexión

Se realiza la comparativa entre las distancias d obtenidas, para verificar si la distancia utilizada es mayor que la calculada en deflexión cumpliendo con los parámetros de análisis del proyecto.

$$d \text{ utilizado} > d \text{ flexión.}$$

$$17.50 > 11.63$$

OK se cumple la condición.

Cálculo de d partiendo por el análisis de corte.

$$D \text{ corte} = \frac{Vu}{0.75 * 0.53 * bn * \sqrt{F'c}}$$

$$D_{\text{corte}} = \frac{1163.61}{0.75 * 0.53 * 10 * \sqrt{250}}$$

$$D_{\text{corte}} = 18.51 \text{ cm}$$

Comparación d utilizado > d corte

Se realiza la comparativa entre las distancias d obtenidas, para verificar si la distancia utilizada es mayor que la calculada en deflexión cumpliendo con los parámetros de análisis del proyecto.

$$d_{\text{utilizado}} > d_{\text{corte}}.$$

$$17.50 > 18.51$$

NO se cumple la condición.

Motivo al cual se propone colocar estribos de refuerzo (vinchas) en el nervio para cumplir esta condición.

9.7.10 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 8: Comprobación del peralte

COMPROBACION DE PERALTE		
Distancia efectiva (d)	17.50	cm
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250.00	kgf/cm ²
Ancho nervio (bn)	10.00	cm
Distancia efectiva mínima a flexión	11.63	cm
d útil > d flexión	CUMPLE	
Distancia efectiva mínima a corte	18.51	cm
d útil > d corte	NO CUMPLE	
	Se coloca estribos (vincha)	

9.7.11 ANÁLISIS DE ACERO DE REFUERZO

Para realizar este análisis se toma en consideración los siguientes datos y el siguiente procedimiento para el cálculo.

Se considera un $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Cálculo de A_s

se procede realizar iteraciones con A_s y a con la finalidad de obtener el Área de la varilla más adecuado en el análisis, tomando como premisa inicial que:

$$a = \frac{d_{\text{utilizado}}}{5} = \frac{17.5}{5} = 3.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{nervio}}}{0.9 * F_y * \left(d_{\text{utilizado}} - \frac{a_{\text{variable}}}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{49053.33}{0.9 * 4200 * \left(17.5 - \frac{1.53}{2} \right)}$$

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2$$

Cálculo de a

$$a_{\text{calculado}} = \frac{A_s f_y}{(0.85 * f'_c * b)}$$

$$a_{\text{calculado}} = \frac{0.78 * 4200}{(0.85 * 250 * 10)}$$

$$a_{\text{calculado}} = 1.53 \text{ cm}$$

Análisis del diámetro de la varilla a utilizar, y cálculo del área.

Se considera utilizar un $\phi 12 \text{ mm}$

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * 12^2}{4}$$

$$A = 1.13cm^2$$

Comparación NORMA ϕ varilla > 12mm

Se realiza comparación con el diámetro de la varilla propuesta, versus el diámetro mínima según la NEC.

$$\phi \text{ varilla} > 12mm$$

$$12mm > 12mm$$

OK se cumple con la condición.

Se realiza comparación con el área de refuerzo propuesta, versus el área de refuerzo necesaria en el proyecto.

$$\phi \text{ varilla propuesta} > \phi \text{ varilla necesaria}$$

$$12mm > 12mm$$

OK se cumple con la condición.

Selección de # de varillas.

Se realiza el cálculo del número de varilla necesaria para el refuerzo.

$$\# \text{ varilla} = \frac{A_s}{A_s \text{ colocada}}$$

$$\# \text{ varilla} = \frac{0.78}{1.13}$$

$$\# \text{ varilla} = 0.69 \text{ u por lo que se necesita 1 varilla}$$

9.7.12 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 9: Área de acero de refuerzo

Fuente: Autores

AREA DE ACERO DE REFUERZO		
Fluencia del acero (y)	4200.00	kgf/cm ²
a variable	1.53	cm
ha calculado	1.53	cm
Área de acero (As)	0.78	cm ²
ϕ varilla colocado	12.00	mm
NORMA ϕ varilla > 12mm		CUMPLE
As variable	1.13	cm ²
# varillas	0.69	u
	1.00	u

9.7.13 RESUMEN DE RESULTADOS

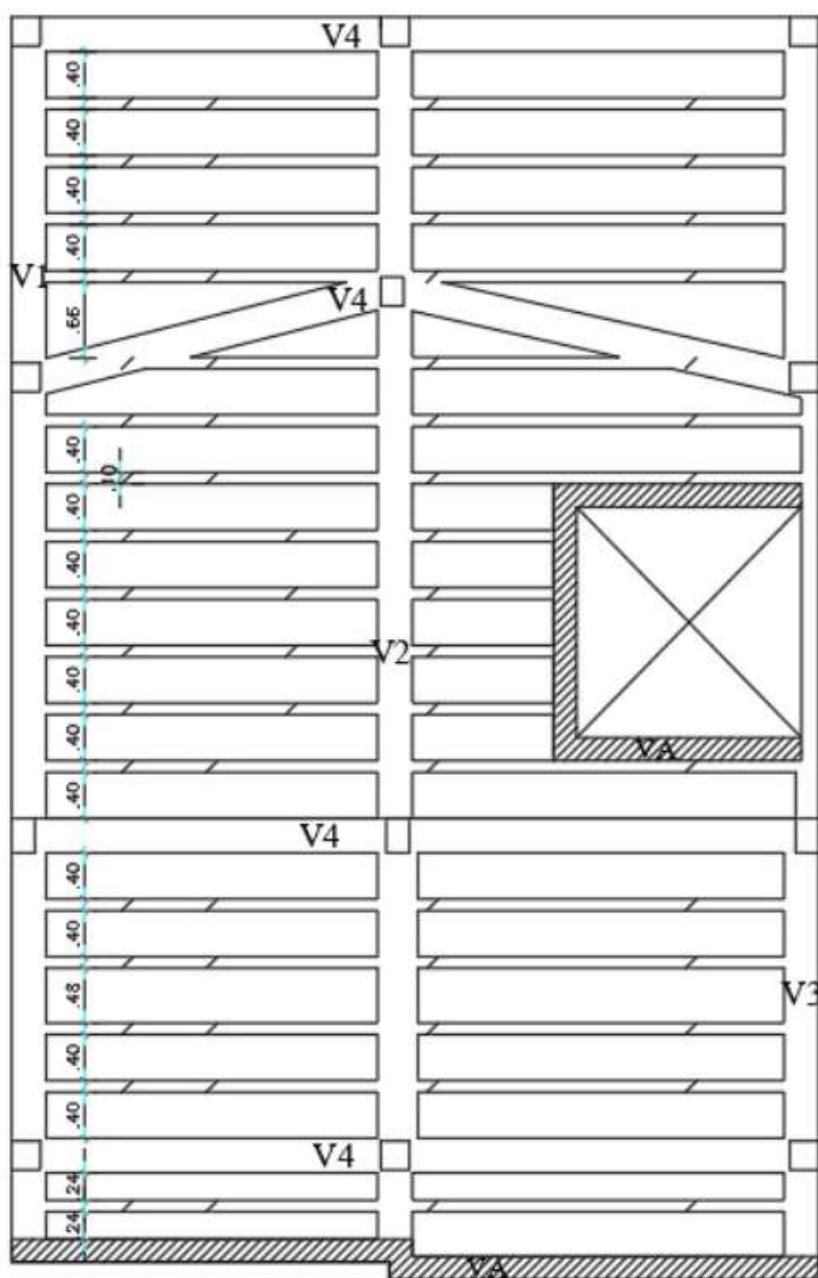
Tabla 10: Verificaciones de losa

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE LOSA		
Descripción	Cumple	No cumple
Tipo		x
Altura mínima	x	
Inercia min	x	
Estado de resistencia a flexión	x	
Estado de resistencia a cortante		x
Área de acero	x	

Plano 14: Estructurales de losa

Fuente: Autores



LOSA TIPO (PLANTA ALTA - TERRAZA)

ESCALA : 1: 50

9.8 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS - VIGAS PRINCIPALES SECCIÓN (20X30)

9.8.1 ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO

Para analizar las cargas de diseño de las vigas principales, se consideraron los siguientes parámetros:

- Longitud de la viga= 4.75 m.
- Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²
- Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².
- Carga viva por uso de ocupación= 200 kg/m²
- Cálculo de ancho tributario

Se calcula con la ayuda de las dimensiones arquitectónicas de la losa propuesta.

$$L1 = 323 \text{ cm}$$

$$L2 = 353 \text{ cm}$$

$$At = \frac{(L1 + L2)}{2}$$

$$At = \frac{323 + 353}{2}$$

$$At = 3.38 \text{ cm} = 3.40 \text{ m}$$

9.8.2 CÁLCULO DE CARGA DISTRIBUIDA (WU)

$$W_U = 1,2 * (\text{carga muerta} + \text{carga muerta SCP}) + 1,6 * (\text{Carga viva } L)$$

$$W_U = 1,2 * (322,40 + 227,50) + 1,6 * (200)$$

$$W_U = 979,88 \text{ Kg/m}$$

- Se considera un factor de amplificación de 1.2 para el cálculo siguiente.
- Cálculo de carga distribuida sísmica (Wu sism)

$$W_{U\ sism} = W_U * \text{Factor de amplificación}$$

$$W_{U\ sism} = 979.88 \frac{Kgf}{m} * 1,2$$

$$W_{U\ sism} = 1175.86 \frac{Kgf}{m}$$

9.8.3 CÁLCULO DE MOMENTO ULTIMO (MU)

$$M_U = \frac{(W_{U\ sism} * L^2)}{10}$$

$$M_U = \frac{(1175.86 * 4.75^2)}{10}$$

$$M_U = 2653.03 Kgf * m$$

$$M_U = 265302,51 Kgf * cm$$

9.8.4 CÁLCULO DE CORTANTE ULTIMO (VU)

$$V_U = \frac{(M_U * L)}{2}$$

$$V_U = \frac{(265302.51 * 4,75)}{2}$$

$$V_U = 6300.93 kgf$$

9.8.5 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 11: Cargas de diseño viga 20 x 30

Fuente: Autores

VIGA 20X30	
CARGAS DE DISEÑO	
Longitud	4.75 m
Carga muerta	322.40 kgf/m ²

Carga muerta SCP	227.50	kgf/m ²
Carga viva L	200.00	kgf/m ²
ancho tributario	3.38	m
Carga distribuida (Wu)	979.88	Kgf/m
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1.20	
Carga distribuida con el factor sísmico (Wu)	1175.86	Kgf/m
Momento último de la sección (Mu)	2653.03	Kgf-m
Mu	265302.51	kgf-cm
Cortante último (Vu)	6300.93	kgf

9.8.6 ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA

Para analizar las dimensiones de las vigas principales, se consideraron los siguientes parámetros:

- Se considera un $F'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.
- Se considera un $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- Se considera una base de ($b = 30 \text{ cm}$).
- Cálculo de d min por flexión

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_u}{(0,145 * f'c * b)}}$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{2653,03}{(0,145 * 250 * 30)}}$$

$$d_{min} = 15,62 \text{ cm}$$

- Se considera un recubrimiento de (e= 3 cm).
- Cálculo de altura de la viga

$$H_{calc} = d \text{ min flexión} + \text{recubrimiento}$$

$$h_{cal} = 15,62 + 3$$

$$h_{cal} = 18,62 \text{ cm}$$

- Verificación de cumplimiento de dimensiones mínimas según norma.

$$h_{cal} \geq 25 \text{ cm}$$

$$18,62 \geq 25 \text{ cm}$$

No se cumple esta condición

- Se considera una altura de viga de h=20 cm.
- Si cumple la condición de dimensiones mínimas.
- Cálculo de relación de esbeltez h/b.

$$r = \frac{h}{b}$$

$$r = \frac{20}{30}$$

$$r = 0,66$$

- Verificación de cumplimiento de relación de esbeltez.

$$< r < 1.6$$

$$< 0,66 < 1.6$$

No se cumple esta condición

- Cálculo de final de viga.

$$d_{\text{final}} = h_{\text{adoptado}} - \text{recubrimiento}$$

$$d_{\text{final}} = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm}$$

$$d_{\text{final}} = 17 \text{ cm}$$

9.8.7 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 12: Dimensiones de viga

Fuente: Autores

DIMENSIONES DE VIGA		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'_c)	250,00	kgf/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200,00	kgf/cm ²
Ancho (b)	30,00	cm
Distancia efectiva mínima a flexión	15,62	cm
Recubrimiento	3,00	cm
Altura calculada (h_c)	18,62	cm
NORMA >25mm	no cumple dim min	
Altura adoptada	20,00	cm
Relación altura/ancho (h/b)	0,67	
NORMA	no cumple relación h/b	
Distancia efectiva final	17,00	cm

9.8.8 CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO

Para analizar el cálculo de área de acero de refuerzo, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un a iterativo que tiene un valor de $d/5$.

$$a_{iterativo} = 2.98 \text{ cm}$$

Cálculo de A_s

$$A_s = \frac{M_u}{\left(0.9 * f_y * \left(d_{final} - \frac{a_{iterativo}}{2}\right)\right)}$$

$$A_s = \frac{2653.03}{\left(0.9 * 4200 * \left(17 - \frac{2.98}{2}\right)\right)}$$

$$A_s = 4.53 \text{ cm}^2$$

Cálculo de a

$$A_{calculado} = \frac{A_s * f_y}{(0.85 * f'_c * b)}$$

$$A_{calculado} = \frac{4.53 * 4200}{(0.85 * 250 * 30)}$$

$$A_s = 2.98 \text{ cm}^2$$

Los procedimientos que anteceden se repiten varias veces hasta que se encuentre que los valores de a de cada iteración no varíen.

Se obtiene los siguientes resultados para a y para A_s :

$$a = 2.98 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.53 \text{ cm}^2$$

Cálculo de $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.0033 * b * d_{final}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0033 * 30 * 17$$

$$As_{min} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Se considera utilizar una varilla de 12 mm

Se considera utilizar 3 varillas en esta sección.

Cálculo de As a utilizar

$$As_{utilizar} = N^{\circ} \text{ de varillas} * \pi * \left(\frac{\phi \text{ varilla}}{10} \right)^2 / 4$$

$$As_{utilizar} = 3 * \pi * \left(\frac{12}{10} \right)^2 / 4$$

$$As_{utilizar} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Se realiza comparación de As utilizar versus As min y As solicitado.

$$As_{utilizar} \geq As_{min}$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.68 \text{ cm}^2$$

$$As_{utilizar} \geq As_{solicitado}$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 2.98 \text{ cm}^2$$

OK se considera que cumplen ambas condiciones

Cálculo de relación entre sección de acero versus el área de la viga.

$$r = \frac{As_{utilizar}}{hadoptado * b}$$

$$r = \frac{3.39}{20 * 30}$$

$$r = 0.57\%$$

Se realiza comparación de la relación calculada versus valor permitido de la norma.

$$r_{calculada} < 1\%$$

$$0.57\% < 1\%$$

OK se considera la condición

9.8.9 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 13: Área de acero de refuerzo

Fuente: Autores

AREA ACERO DE REFUERZO		
a iterativo	2.98	cm
a calculado	2.98	cm
Área de acero (As)	4.53	cm2
Área de acero mínimo (Asmin)	1.68	cm2
Diámetro de varilla	12.00	mm
Número de varillas	3.00	u
Área de acero a usar	3.39	cm2
As a usar > As	no cumple	
Cuantía de acero	0.57%	
NORMA <=1%	Cumple	

9.8.10 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE

Para analizar el cálculo de resistencia a corte, se consideraron los siguientes parámetros:

Cálculo cortante último

$$V_U = \frac{(M_U * L)}{2}$$

$$V_U = \frac{(2653,03 * 4,75)}{2}$$

$$V_U = 6300,93 \text{ kgf}$$

Cálculo de ΦV_c

$$\Phi V_c = 0,53 * 0,75 * b * d_{final} * \sqrt{f'_c}$$

$$\Phi V_c = 0,53 * 0,75 * 30 * 17 * \sqrt{250}$$

$$\phi V_c = 3205,36 \text{ kgf}$$

Cálculo de 30% de ϕV_u

$$30\% V_u = 0.3 * 6300.93$$

$$30\% V_u = 1890,28 \text{ kgf}$$

Se realiza comparativa entre V_c versus 30% V_u

$$\phi V_c > 30\% V_u$$

$$3205,36 \text{ kgf} > 1890,28 \text{ kgf}$$

OK se considera la condición

Se considera un diámetro de estribo de 8mm.

Se considera 2 ramales en los estribos.

Se realiza comparativo número de ramales y los mínimos ramales permitidos.

$$\# \text{ ramales propuestos} \geq \# \text{ de ramales permitidos}$$

$$2 u \geq 2 u$$

OK se cumple la condición

Cálculo de A_v .

$$A_v = \frac{\# \text{ ramas } \pi \sqrt{db \text{ estribo} / 10}}{4}$$

$$A_v = \frac{2\pi \sqrt{8/10}}{4}$$

$$A_v = 1,01 \text{ cm}^2$$

Se establece el valor d calculado anteriormente.

$$d = 17 \text{ cm}$$

Se establece el punto de fluencia del material utilizado.

$$f_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$$

9.8.11 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 14: Resistencia a corte

Fuente: Autores

RESISTENCIA A CORTE		
Cortante último (Vu)	6300.93	kgf
Resistencia al corte del concreto (Vc)	3205.36	kgf
30 % Cortante último	1890.28	kgf
$\Phi V_c > 30\% V_u$	Cumple	
Diámetro de varilla	8.00	mm
Número de ramas	2.00	
# ramales ≥ 2	Cumple	
Área a corte (Av)	1.01	cm ²
Distancia efectiva (d)	17.00	cm
Fluencia del acero (fy)	4200.00	kgf/cm ²

9.8.12 CÁLCULO EN ZONA PROTEGIDA Y ZONA CENTRAL

Zona protegida

Separación mínima

Se verifica cual es la mínima separación entre las diferentes opciones:

$$S \leq \begin{cases} d/4 \\ 6 \text{ db} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Se tiene como resultado que la separación mínima es:

$$S1 = \frac{d}{4}$$

$$S1 = \frac{17}{4}$$

$$S1 = 4,25cm$$

$$S2 = 6 * \text{diametro de varilla de acero de refuerzo}$$

$$S2 = 6 * 1.2$$

$$S2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$S3 = \text{separacion minima segun norma} = 10cm$$

Se escoge la separación mínima entre las 3 calculadas.

$$\text{sep mínima} = 4,25 \text{ cm}$$

Separación adoptada es de 10 cm.

Cálculo de Vs

$$\phi V_s = \frac{0,75 * A_v * f_y * d}{\text{seccion adoptada}}$$

$$\phi V_s = \frac{0,75 * 1.01 * 4200 * 17}{10}$$

$$\phi V_s = 5383,43 \text{ Kgf}$$

Condición $\phi V_c * 4$

$$\text{condicion} = \phi V_c * 4$$

$$\text{condicion} = 4 * 3205,36$$

$$\text{condicion} = 12821,45 \text{ Kgf}$$

Comparativa entre $\Phi V_s < 4V_c$

$$\Phi V_s < 4V_c$$

$$5383,43 \text{ kgf} < 12821,45 \text{ kgf}$$

OK se cumple la condición

Cálculo de zona central

Separación mínima

$$S \leq \begin{cases} d/2 \\ 8 \text{ db} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Se tiene como resultado que la separación mínima es:

$$S1 = \frac{d}{2}$$

$$S1 = \frac{17}{2}$$

$$S1 = 8,50 \text{ cm}$$

$$S2 = 8 * \text{diametro de varilla de acero de refuerzo}$$

$$S2 = 8 * 1.2$$

$$S2 = 9.60 \text{ cm}$$

$$S3 = \text{separacion minima segun norma} = 20 \text{ cm}$$

Se escoge la separación mínima entre las 3 calculadas.

$$\text{sep mínima} = 8,5 \text{ cm}$$

Separación adoptada es de 20 cm.

Cálculo de longitud de zona protegida

$$\text{Long } z \text{ proteg} = 2 * h_{\text{adoptado}}$$

$$\text{Long } z \text{ proteg} = 40 \text{ cm}$$

Cálculo de resistencia a corte de concreto

$$V_s = \frac{0,75(A_v)(f_y)(d)}{sep\ adoptado}$$

$$V_s = \frac{0,75(1,01)(4200)(17)}{10}$$

$$V_s = 5383,43\ Kg/cm^2$$

Cálculo demanda – capacidad.

$$Demanda - capacidad = \frac{D}{C} = \frac{V_u}{V_s}$$

$$Demanda - capacidad = \frac{6300.93}{5383.43}$$

$$Demanda - capacidad = 1.17$$

Para finalizar se tiene la siguiente sección adoptada

$$Sección\ adoptada = 30\ x\ 20\ cm$$

9.8.13 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 15: Tabla de resultados (zona protegida y central)

Fuente: Autores

ZONA PROTEGIDA		
Separación mínima zona protegida	4.25	cm
Separación mínima adoptada	10.00	cm
Sep zona central	no cumple	
Resistencia al corte del acero (Vs)	5383.43	kgf
4 veces resistencia al corte del concreto	12821.45	kgf
$\Phi V_s < 4V_c$	Cumple	

ZONA CENTRAL		
Separación mínima zona central	8.50	cm
Separación mínima adoptada zona central	20.00	cm
Separación zona central	no cumple	
Longitud zona protegida	40.00	cm
Resistencia al corte del acero (Vs)	5383.43	kgf/cm ²
D/C	1.17	
	no cumple	
SECCION ADOPTADA	30X20 CM	

9.8.14 RESUMEN DE RESULTADOS

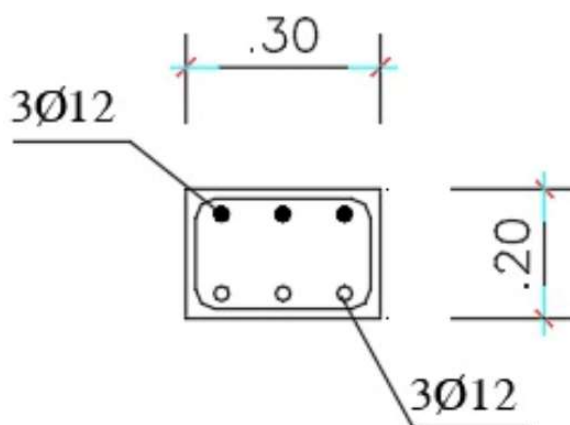
Tabla 16: verificaciones de viga

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE VIGA 20x30		
Descripción	Cumple	No cumple
Relación de esbeltez		x
Dimensiones mínimas de sección		x
Peralte mínimo a flexión	x	
Altura calculada		x
Área de acero		x
Cuántía de acero	x	
Relación cortante concreto > 30% cont	x	
Separación de estribos zona protegida		x
Relación resistencia a corte acero < 4 veces la resistencia a corte concreto	x	
Separación de estribos zona central		x
Separación de estribos zona protegida		x
Relación demanda capacidad		x

Ilustración 10: Detalle de sección de viga

Fuente: Autores



SECCION D-D

ESCALA 1 : 25

9.9 VIGAS TRANSVERSALES (SECCIÓN 15X30)

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las vigas transversales son los mismos que se realizaron para las vigas detalladas anteriormente, en esta sección solo se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.9.1 ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO

Tabla 17: Cargas de diseño de viga

Fuente: Autores

VIGA 15X30		
CARGAS DE DISEÑO		
Longitud	4.00	m
Carga muerta	322.40	kgf/m ²
Carga muerta SCP	227.50	kgf/m ²
Carga viva L	200.00	kgf/m ²
ancho tributario	1.78	m
Carga distribuida (Wu)	979.88	Kgf/m
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1.20	

Carga distribuida con el factor sísmico (W_u)	1175.86	Kgf/m
Momento último de la sección (M_u)	1881.37	Kgf-m
M_u	188136.96	kgf-cm
V_u	3762.74	kgf

9.9.2 ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA

Tabla 18: Dimensiones de viga

DIMENSIONES DE VIGA		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'_c)	250.00	kgf/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200.00	kgf/cm ²
Ancho (b)	15.00	cm
Distancia efectiva mínima a flexión	18.60	cm
Recubrimiento	3.00	cm
Altura calculada (h_c)	21.60	cm
NORMA >25mm	no cumple dim min	
Altura adoptada	30.00	cm
relación h/b	2.00	
NORMA	no cumple relación h/b	
Distancia efectiva final	27.00	cm

9.9.3 CÁLCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO

Tabla 19: área de acero de refuerzo

Fuente: Autores

AREA ACERO DE REFUERZO		
a iterativo	2.68	cm
a calculado	2.56	cm

Área de acero (A_s)	1.94	cm ²
Área de acero mínimo (A_{smin})	1.34	cm ²
Diámetro de varilla	12.00	mm
Número de varillas	3.00	u
Área de acero a usar	3.39	cm ²
A_s a usar > A_s	Cumple	
Cuantía de acero	0.75%	
NORMA $\leq 1\%$	Cumple	

9.9.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE

Tabla 20: Resultados de resistencia a corte

Fuente: Autores

RESISTENCIA A CORTE		
Cortante último (V_u)	3762.74	kgf
Resistencia al corte del concreto (V_c)	2545.44	kgf
30 % Cortante último	1128.82	kgf
$\Phi V_c > 30\% V_u$	Cumple	
Diámetro de varilla	8.00	mm
Número de ramas	2.00	
# ramales ≥ 2	Cumple	
Área a corte (A_v)	1.01	cm ²
Distancia efectiva (d)	27.00	cm
Fluencia del acero (f_y)	4200.00	kgf/cm ²
ZONA PROTEGIDA		
Separación mínima zona protegida	6.75	cm
Separación mínima adoptada	10.00	cm
Sep zona central	no cumple	
Resistencia al corte del acero (V_s)	8550.16	kgf
4 veces resistencia al corte del concreto	10181.74	kgf
$\Phi V_s < 4V_c$	Cumple	

ZONA CENTRAL		
Separación mínima zona central	9.60	cm
Separación mínima adoptada zona central	20.00	cm
Separación zona central	no cumple	
Longitud zona protegida	60.00	cm
Vs	8550.16	kgf/cm ²
D/C	0.44	
	sí cumple	
SECCION ADOPTADA	15X30 CM	

9.9.5 RESUMEN DE RESULTADOS

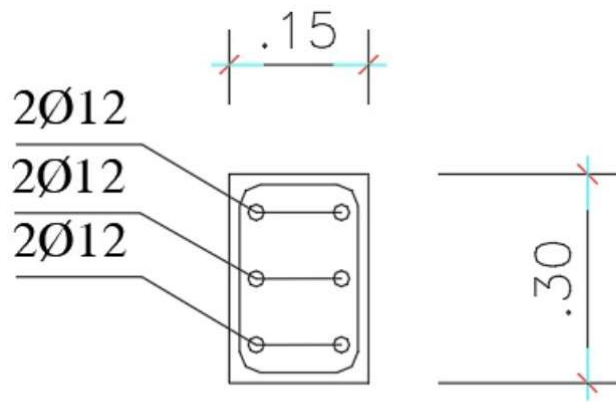
Tabla 21: Verificaciones de viga

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE VIGA 15x30		
Descripción	Cumple	No cumple
Relación de esbeltez		x
Dimensiones mínimas de sección		x
Peralte mínimo a flexión	x	
Altura calculada	x	
Área de acero	x	
Cuantía de acero	x	
Relación cortante concreto > 30% contante última	x	
Separación de estribos zona protegida		x
Relación resistencia a corte acero < 4 veces la resistencia a corte concreto	x	
Separación de estribos zona central		x
Separación de estribos zona protegida		x
Relación demanda capacidad		x

Ilustración 11: Detalle de viga 15 x30

Fuente: Autores



EST.Ø8 c/10-20-10

SECCION E-E

ESCALA 1 : 25

9.10 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS - COLUMNAS PISO BAJO – 20X30

9.10.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Para analizar las cargas de diseño de las columnas, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un $F'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.

Se considera un $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Se considera un ancho de 3.23 m.

Se considera un largo de 4.75 m.

Cálculo de área tributaria

$$A_t = a \times b$$

$$A_t = 3,23 * 4.75$$

$$A_t = 15,34 \text{ m}^2$$

Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²

Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².

Carga viva por uso de ocupación=200kg/m².

Número de pisos del proyecto= 3 unidades.

Cálculo de carga última

$$Q_u = (1,2 * (\text{carga muerta} + \text{carga muerta SCP}) + 1,6 * \text{Carga viva}) * n^{\circ} \text{pisos}$$

$$Q_u = (1,2 * (322,40 + 227,5) + 1,6 * 200) * 3$$

$$Q_u = 1959,76 \frac{Kgf}{m^2}$$

Se considera un factor de amplificación de 1.2

Cálculo de Pu

$$P_u = \frac{A_t(Q_u)(F.A)}{0,85}$$

$$P_u = \frac{15.35(1959.76)(1,2)}{0,85}$$

$$P_u = 42448.4 \text{ Kgf}$$

$$P_u = 42,45 \text{ Tonf}$$

Valor de Ag calculado

$$A_g \text{ calculado} = 3(P_u) / (0,85 * f'_c + 0,02 * f'_y)$$

$$A_g \text{ calculado} = 3(42488.40) / (0,85 * 250 + 0,02 * 4200)$$

$$A_g \text{ calculado} = 484.39 \text{ cm}^2$$

9.10.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 22: Carga de diseño - Columna planta baja 20 x 30

Fuente: Autores

COLUMAN PLANTA BAJA 20X30		
CARGAS DE DISEÑO		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250.00	Kgf/cm2
Fluencia del acero (fy)	4200.00	kgf/cm2
Ancho	3.23	m
Largo	4.75	m
Área tributaria	15.34	m2
Carga muerta	322.40	kgf/m2
Carga muerta SCP	227.50	kgf/m2
Carga viva L	200.00	kgf/m2
Número de pisos	2.00	
Carga última Qu =	1959.76	Kgf/m2
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1.20	
Carga axial (Pu)	42448.40	Kgf
Pu	42.45	Tonf
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión (Ag)	484.39	cm2

9.11 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Para realizar el análisis de dimensionamiento de las columnas, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera una base $b = 20\text{cm}$.

Se considera un ancho $a = 30\text{cm}$.

Se considera una altura $H = 300\text{cm}$.

Cálculo de A_g asignado

$$A_g \text{ asignado} = a \text{ columna} * b \text{ columna}$$

$$A_g \text{ asignado} = 600,00 \text{ cm}^2$$

Comparativa entre $A_g \text{ asig} > A_g \text{ calcula}$

$$A_g \text{ asig} > A_g \text{ calcula}$$

$$600 \text{ cm}^2 > 484.39 \text{ cm}^2$$

OK se cumple la condición

Comparativa entre $A_g \text{ asig} > A_g \text{ mínima}$

$$A_g \text{ asig} > A_g \text{ mínima}$$

$$600 \text{ cm}^2 > 900 \text{ cm}^2$$

NO se cumple la condición

Cálculo de A_g mínimo

$$A_s \text{ minimo} = 0.01 * A_{g \text{ asignada}}$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.01 * 600$$

$$A_s \text{ minimo} = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se considera un diámetro de varilla esquineras de $\phi 12\text{mm}$.

Se considera un diámetro de varilla internas de $\phi 12\text{mm}$.

Cálculo de A_s db esquineras e interiores.

$$A_s \text{ db interior} = \frac{\pi \sqrt{\text{Varilla db longitud interior}/10}}{4}$$

$$As \text{ db esquineras} = \frac{\pi \sqrt{\frac{12}{10}}}{4}$$

$$As \text{ db esquineras} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ db interiores} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Se considera 4 varillas en las esquinas.

Se considera 2 varillas en el área interior.

Cálculo de # de varillas.

$$No. \text{ varillas} = 4 + (N^{\circ} \text{ varillas } x * 2 - 4) + (N^{\circ} \text{ varillas } y * 2 - 4)$$

$$No. \text{ varillas} = 4 + (2 * 2 - 4) + (3 * 2 - 4)$$

$$No. \text{ varillas} = 6 \text{ unidades}$$

Cálculo de As de varillas.

$$As = 4 * As \text{ db esquinera} + (N^{\circ} \text{ varilla} - 4) * As \text{ db interior}$$

$$As = 4 * 1.13 + (6 - 4) * 1.13$$

$$As = 6.79 \text{ cm}^2$$

Comparativa entre $As > As_{min}$

$$As > As_{min}$$

$$6.79 > 6.00$$

OK se cumple la condición

Cálculo de cuantía

$$Cuantía = \frac{As}{Ag \text{ asignado}}$$

$$Cuantía = \frac{6.79}{600.00}$$

$$Cuantía = 1,15\%$$

Comparativa entre cuantía > 1%

$$cuantía > 1\%$$

$$1.13\% > 1\%$$

OK se cumple la condición

9.11.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 23: Dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	20.00	cm
a columna	30.00	cm
Altura columna	300.00	cm
Ag asignada	600.00	cm2
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m2	no cumple	
Área de acero mínimo (Asmin)	6.00	cm2
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	12.00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	12.00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1.13	cm2
Área de varilla longitudinal interior	1.13	cm2
Número de varillas eje x	2.00	
Número de varillas eje y	3.00	
Número de varillas	6.00	u
Área de acero	6.79	cm2
As > As min	Cumple	

Cuantía de acero	1.13%
cuantía > 1%	Cumple

9.12 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Para realizar el análisis de dimensionamiento de las columnas, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un recubrimiento de 3cm.

Se considera una separación de varillas del eje x

Separacion long – x

$$= \left(b \text{ columna} - 2 * \text{recubrimiento} - 2 * \frac{\phi \text{varilla db long esquinera}}{10} - (N^{\circ} \text{ varilla } x - 2) * \frac{\phi \text{varilla db long interior}}{10} \right) / (N^{\circ} \text{ varilla} - x - 1)$$

$$\text{Separacion long} - x = \left(20 - 2 * 3 - 2 * \frac{12}{10} - (2 - 2) * \frac{12}{10} \right) / (2 - 1)$$

$$\text{Separacion long} - x = 11,60 \text{ cm}$$

Comparativa de separación de varillas del eje x

$$2.5 < \text{Separación de varillas} > 15$$

$$2.5 < 11.60 > 15$$

OK se cumple la condición

Se considera una separación de varillas del eje y

Separacion long – y

$$= \left(a \text{ columna} - 2 * \text{recubrimiento} - 2 * \frac{\phi \text{varilla db long esquinera}}{10} - (N^{\circ} \text{ varilla } y - 2) * \frac{\phi \text{varilla db long interior}}{10} \right) / (N^{\circ} \text{ varilla} - y - 1)$$

$$Separacion\ long - y = \left(30 - 2 * 3 - 2 * \frac{12}{10} - (3 - 2) * \frac{14}{10} \right) / (3 - 1)$$

$$Separacion\ long - y = 10,20\ cm$$

Comparativa de separación de varillas del eje y

$$2.5 < Separación\ de\ varillas > 15$$

$$2.5 < 10.20 > 15$$

OK se cumple la condición

Se considera un diámetro de estribo de 8mm.

Cálculo de área de acero de estribo.

$$As\ est = \frac{\pi \left(\frac{db\ estribo}{10} \right)^2}{4}$$

$$As\ est = \frac{\pi \left(\frac{8}{10} \right)^2}{4}$$

$$As\ est = 0,50\ cm^2$$

Cálculo de longitud de zona protegida

Se debe elegir el mayor de los siguientes valores:

$$L1 = b = 30cm$$

$$L2 = a = 20cm$$

$$Por\ norma\ L3 = 45cm$$

$$L4 = H = \frac{h}{6}$$

$$L4 = \frac{300}{6}$$

$$L4 = 50cm$$

Por lo tanto, como el mayor que es 50cm, se escoge una longitud de zona protegida de 50cm.

Cálculo de separación de estribos Lo

Se escoge el menor de los siguientes valores:

$$\text{separación de estribos} = \frac{6 * \Phi \text{ de varilla}}{10}$$

$$\text{separación de estribos} = \frac{6 * 12}{10}$$

$$\text{separación de estribos} = 7.20 \text{ mm}$$

Por norma puede ser:

$$\text{separación de estribos} = 10\text{mm}$$

$$\text{en el proyecto está} = \text{cada } 10 \text{ cm}$$

Cálculo de separación de estribos centro

Se escoge el menor de los siguientes valores:

$$\text{separación de estribos} = \frac{6 * \Phi \text{ de varilla}}{10}$$

$$\text{separación de estribos} = \frac{6 * 12}{10}$$

$$\text{separación de estribos} = 7.20 \text{ mm}$$

Por norma puede ser:

$$\text{separación de estribos} = 15\text{mm}$$

Por lo tanto, se escoge lo siguiente:

$$\text{en el proyecto está cada } 20 \text{ cm.}$$

Cálculo de ancho confinado bc

$$bc = bc_{columna} - 2(recubrimiento)$$

$$bc = 20 - 2(3)$$

$$bc = 14cm$$

Cálculo de área confinada

$$Ac = bc * (acolumna - 2 * recubrimiento)$$

$$Ac = 14 * (30 - 2 * 3)$$

$$Ac = 336 cm^2$$

Cálculo de Ash1

$$Ash1 = \frac{0,3(bc)(separación estribo)(f'c)(ag \frac{calculado}{Ac} - 1)}{fy}$$

$$Ash1 = \frac{0,3(14)(7.20)(250)(\frac{484.39}{336} - 1)}{4200}$$

$$Ash1 = 0,79 cm^2$$

Cálculo de Ash 2

$$Ash2 = 0,009 * bc * separador estribo * \left(\frac{f'c}{fy}\right)$$

$$Ash2 = 0,009 * 14 * 7.20 * \left(\frac{250}{4200}\right)$$

$$Ash2 = 0,05 cm^2$$

Cálculo de Ash máx.

Se toma el valor más alto de los 2 últimos valores

$$Ash max = 0.79 cm^2$$

Cálculo de N° de vinchas

$$N^{\circ} \text{ vinchas} = \frac{Ash \text{ max}}{\frac{\pi * \left(\frac{db \text{ estribo}}{10}\right)^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ vinchas} = \frac{0.79}{\frac{\pi \left(\frac{8}{10}\right)^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ vinchas} = 1.58 u$$

Se escoge 2 vinchas

Como resultado final se tiene la siguiente sección:

SECCION 40 X 40 CM

9.12.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 24: Separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3.00	cm
Separación de varillas eje x	11.60	cm
Distancia permitida	Cumple	
Separación de varillas eje y	10.20	cm
Distancia permitida	Cumple	
Diámetro de varilla de estribo	8.00	mm
Área de acero de estribo	0.50	cm ²
Longitud zona protegida	50.00	cm
Separación de estribo zona protegida	7.20	cm
Separación de estribo área central	7.20	cm
Ancho confinado bc	14.00	cm
Área confinada Ac	336.00	cm
Factor de resist conc Kf	1.00	

Factor efect confi Kn	1.20	
Área de separación de varilla h 1	0.79	cm2
Área de separación de varilla h 2	0.05	cm2
Ash max	0.79	cm2
No. Vinchas	1.58	u

9.12.2 RESUMEN DE RESULTADOS

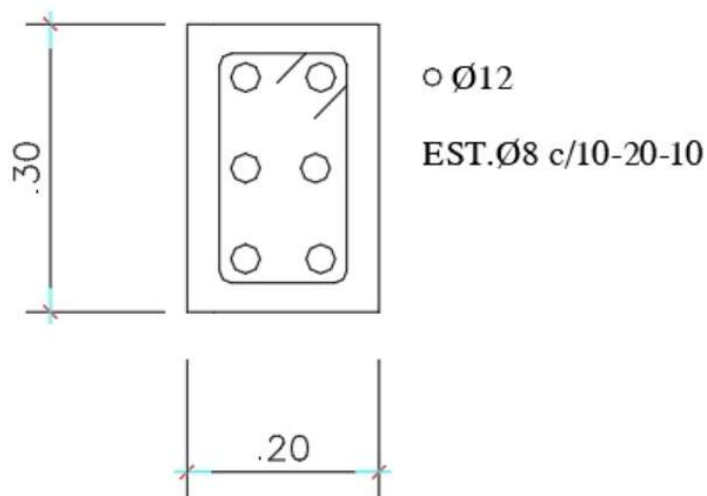
Tabla 25: Verificaciones de columna de planta baja

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE COLUMNA PLANTA BAJA 20X30		
Descripción	Cumple	No cumple
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión	x	
Área mínima de sección según norma (900cm^3)		x
Área de acero	x	
Cuantía de acero	x	
Separación de varillas eje x	x	
Separación de varillas eje y	x	
Vinchas		x

Ilustración 12: Detalles de columna de 20 x 30

Fuente Autores



5-7-8-9

COLUMNAS P.BAJA

SIN ESCALA

9.13 COLUMNAS PISO BAJO – SECCIÓN 25X25

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las columnas en esta sección son los mismos que se realizaron en la sección anterior, en este apartado se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.13.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Tabla 26: Cargas de diseño planta baja

Fuente: Autores

COLUMNA PLANTA BAJA 25X25
CARGAS DE DISEÑO

Resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$)	250.00	Kgf/cm2	
Fluencia del acero (f_y)	4200.00	kgf/cm2	
Ancho	3.23	m	
Largo	4.75	m	
Área tributaria	15.34	m2	
Carga muerta	322.40	kgf/m2	
Carga muerta SCP	227.50	kgf/m2	
Carga viva L	200.00	kgf/m2	
Número de pisos	2.00		
Carga última $Q_u =$	1959.76	Kgf/m2	
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1.20		
Carga axial (P_u)	42448.40	Kgf	
P_u	42.45		Tonf
Ag calculada	484.39		cm2

9.13.2 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Tabla 27: Resultados de dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	25.00	cm
a columna	25.00	cm
Altura columna	300.00	cm
Ag asignada	625.00	cm2
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m2	no cumple	
Área de acero mínimo (A_{smin})	6.25	cm2
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	12.00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	12.00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1.13	cm2
Área de varilla longitudinal interior	1.13	cm2
Número de varillas eje x	2.00	
Número de varillas eje y	3.00	
Número de varillas	6.00	u
Área de acero	6.79	cm2
As > As min	Cumple	

Cuantía de acero	1.09%
cuantía > 1%	Cumple

9.13.3 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Tabla 28: Resultados de separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3.00	cm
Separación de varillas eje x	16.60	cm
Distancia permitida	no cumple, disminuir separación	
Separación de varillas eje y	7.70	cm
Distancia permitida	Cumple	
Diámetro de varilla de estribo	8.00	mm
Área de acero de estribo	0.50	cm ²
Longitud zona protegida	50.00	cm
Separación de estribo zona protegida	7.20	cm
Separación de estribo área central	7.20	cm
Ancho confinado bc	19.00	cm
Área confinada Ac	361.00	cm
Factor de resist conc Kf	1.00	
Factor efect confi Kn	1.20	
Área de separación de varilla h 1	0.83	cm ²
Área de separación de varilla h 2	0.07	cm ²
Ash max	0.83	cm ²
No. Vinchas	1.66	u

9.13.4 RESUMEN DE RESULTADOS

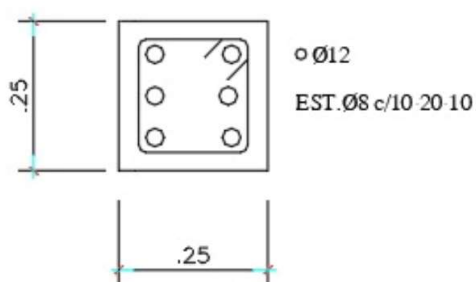
Tabla 29: Verificaciones de columna planta baja

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE COLUMNA PLANTA BAJA 25x25		
Descripción	Cumple	No cumple
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión	x	
Área mínima de sección según norma (900cm^3)		x
Área de acero	x	
Cuantía de acero	x	
Separación de varillas eje x	x	
Separación de varillas eje y	x	
Vinchas		x

Ilustración 13: Detalle de columna 25 x 25

Fuente: Autores



1-2-3-4-6-10-11-12

COLUMNAS P.BAJA

SIN ESCALA

9.14 COLUMNAS PISO ALTO – SECCIÓN 20X30

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las columnas en esta sección son los mismos que se realizaron en la sección anterior, en este apartado se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.14.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Tabla 30: Cargas de diseño - columna planta alta 20 x30

Fuente: Autores

COLUMNA PLANTA ALTA 20X30		
CARGAS DE DISEÑO		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250.00	Kgf/cm2
Fluencia del acero (fy)	4200.00	kgf/cm2
Ancho	3.23	m
Largo	4.75	m
Área tributaria	15.34	m2
Carga muerta	322.40	kgf/m2
Carga muerta SCP	227.50	kgf/m2
Carga viva L	200.00	kgf/m2
Número de pisos	1.00	
Carga última Qu =	979.88	Kgf/m2
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1.20	
Carga axial (Pu)	21224.20	Kgf
Pu	21.22	Tonf
Ag calculada	242.19	cm2

9.14.2 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Tabla 31: Cálculos de dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	20.00	cm
a columna	30.00	cm
Altura columna	300.00	cm
Ag asignada	600.00	cm2
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m2	no cumple	

Área de acero mínimo (Asmin)	6.00	cm2
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	12.00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	12.00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1.13	cm2
Área de varilla longitudinal interior	1.13	cm2
Número de varillas eje x	2.00	
Número de varillas eje y	2.00	
Número de varillas	4.00	u
Área de acero	4.52	cm2
As > As min	no cumple	
Cuantía de acero	0.75%	
cuantía > 1%	no cumple	

9.14.3 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Tabla 32: Separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3.00	cm
Separación de varillas eje x	11.60	cm
Distancia permitida	Cumple	
Separación de varillas eje y	21.60	cm
Distancia permitida	no cumple, disminuir separación	
Diámetro de varilla de estribo	8.00	mm
Área de acero de estribo	0.50	cm2
Longitud zona protegida	50.00	cm
Separación de estribo zona protegida	7.20	cm
Separación de estribo área central	7.20	cm
Ancho confinado bc	14.00	cm
Área confinada Ac	336.00	cm
Factor de resist conc Kf	1.00	
Factor efect confi Kn	1.20	

Área de separación de varilla h 1	-0.50	cm2
Área de separación de varilla h 2	0.05	cm2
Ash max	0.05	cm2
No. Vinchas	0.11	u

9.14.4 RESUMEN DE RESULTADOS

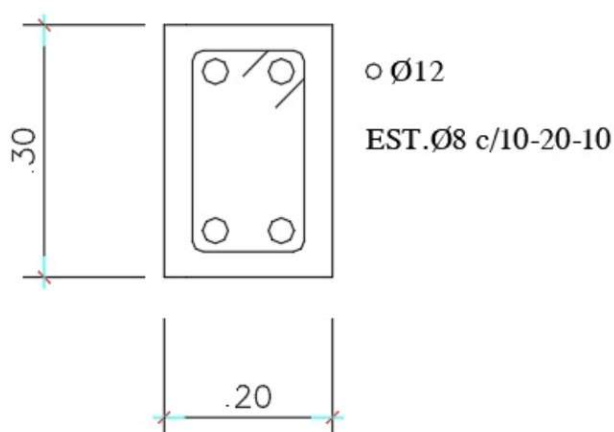
Tabla 33: Verificaciones de columna 20 x 30 planta alta

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE COLUMNA PLANTA ALTA 20x30		
Descripción	Cumple	No cumple
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión	x	
Área mínima de sección según norma (900cm ³)		x
Área de acero		x
Cuantía de acero		x
Separación de varillas eje x	x	
Separación de varillas eje y		x
Vinchas		x

Ilustración 14: Detalle de columnas 20 x 30 p.alta

Fuente: Autores



5-7-8-9

COLUMNAS P. ALTA

SIN ESCALA

9.15 COLUMNAS PISO ALTO – SECCIÓN 25X25

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las columnas en esta sección son los mismos que se realizaron en la sección anterior, en este apartado se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.15.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Tabla 34: Carga de diseño- columna P.alta 25 x 25

Fuente: Autores

COLUMNA PLANTA ALTA 25X25		
CARGAS DE DISEÑO		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250.00	Kgf/cm2
Fluencia del acero (fy)	4200.00	kgf/cm2
Ancho	3.23	m
Largo	4.75	m
Área tributaria	15.34	m2
Carga muerta	322.40	kgf/m2
Carga muerta SCP	227.50	kgf/m2

Carga viva L	200.00	kgf/m2
Número de pisos	1.00	
Carga última $Q_u =$	979.88	Kgf/m2
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1.20	
Carga axial (Pu)	21224.20	Kgf
Pu	21.22	Tonf
Ag calculada	242.19	cm2

9.15.2 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Tabla 35: Cálculos de dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	25.00	cm
a columna	25.00	cm
Altura columna	300.00	cm
Ag asignada	625.00	cm2
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m2	no cumple	
Área de acero mínimo (Asmin)	6.25	cm2
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	12.00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	12.00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1.13	cm2
Área de varilla longitudinal interior	1.13	cm2
Número de varillas eje x	2.00	
Número de varillas eje y	2.00	
Número de varillas	4.00	u
Área de acero	4.52	cm2
As > As min	no cumple	
Cuantía de acero	0.72%	
cuantía > 1%	no cumple	

9.15.3 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Tabla 36: Análisis de separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3.00	cm
Separación de varillas eje x	16.60	cm
Distancia permitida	no cumple, disminuir separación	
Separación de varillas eje y	16.60	cm
Distancia permitida	no cumple, disminuir separación	
Diámetro de varilla de estribo	8.00	mm
Área de acero de estribo	0.50	cm ²
Longitud zona protegida	50.00	cm
Separación de estribo zona protegida	7.20	cm
Separación de estribo área central	7.20	cm
Ancho confinado bc	19.00	cm
Área confinada Ac	361.00	cm
Factor de resist conc Kf	1.00	
Factor efect confi Kn	1.20	
Área de separación de varilla h 1	-0.80	cm ²
Área de separación de varilla h 2	0.07	cm ²
Ash max	0.07	cm ²
No. Vinchas	0.15	u

9.15.4 RESUMEN DE RESULTADOS

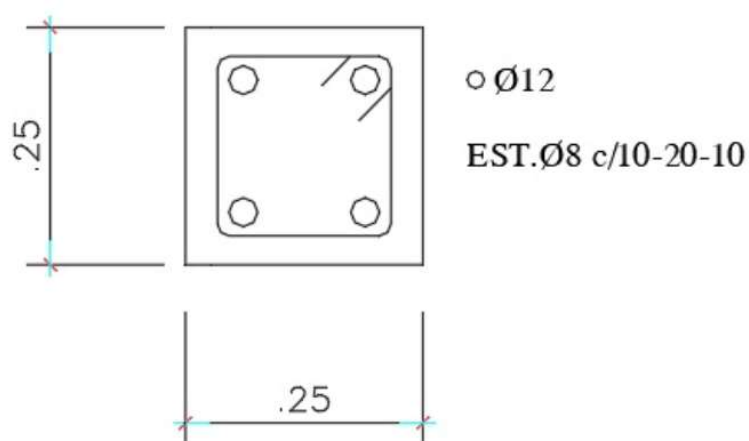
Tabla 37: Verificaciones de columna 20 x 30 planta alta

Fuente: Autores

VERIFICACIONES DE COLUMNA PLANTA ALTA 25x25		
Descripción	Cumple	No cumple
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión	x	
Área mínima de sección según norma (900cm^3)		x
Área de acero		x
Cuantía de acero		x
Separación de varillas eje x		x
Separación de varillas eje y		x
Vinchas		x

Ilustración 15: Detalle de columnas 25 x 25 p.alta

Fuente: Autores



1-2-3-4-6-10-11-12

COLUMNAS P. ALTA

SIN ESCALA

9.16 ANÁLISIS DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

Una vez dimensionado las vigas longitudinales, vigas transversales, y las columnas principales, laterales y esquineras, se procederá a verificar el cumplimiento de la comprobación columnas fuertes – vigas, con respecto al siguiente procedimiento:

9.16.1 CÁLCULO DE INERCIA DE VIGAS

Análisis en el eje X.

Inercia en vigas para analizar con columnas esquineras

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 30x35cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I = 107187.5cm^4$$

Inercia en vigas para analizar con columnas laterales y centrales

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 30x35cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I_{viga} = 107187.5cm^4$$

$$I = I_{viga} + I_{viga}$$

$$I = 107187.5 + 107187.5$$

$$I = 214375cm^4$$

Análisis en el eje Y.

Inercia en vigas para analizar con columnas esquineras

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 30x35cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I = 107187.5cm^4$$

Inercia en vigas para analizar con columnas laterales y centrales

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 25x40cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I_{viga} = 107187.5cm^4$$

$$I = I_{viga} + I_{viga}$$

$$I = 107187.5 + 107187.5$$

$$I = 214375cm^4$$

9.16.2 CÁLCULO DE INERCIA DE COLUMNAS

Análisis en el eje X y análisis en el eje Y

Inercia de columnas centrales C1

Teniendo unas columnas con sección de 40x40cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{40 * 40^3}{12}$$

$$I = 213333.33cm^4$$

Inercia de columnas laterales C2 y esquineras C3

Teniendo unas columnas con sección de 30x30cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 30^3}{12}$$

$$I_{viga} = 67500cm^4$$

Se realiza la comparativa entre las inercias de las vigas versus las inercias de las columnas de cada uno de cada eje, se corrobora que la inercia de la columna es mayor que el de la viga.

9.16.3 COMPARATIVA DE INERCIA EN EL EJE X PARA CUMPLIMIENTO DE COLUMNA FUERZA – VIGA DÉBIL.

Comparativa en columnas esquineras con vigas longitudinales

Viga sección 30x35 cm.

Columna sección 30x30 cm.

$$I_v = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 67500.0 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

NO SE CUMPLE POR LO TANTO TOCA CAMBIAR SECCION

Se procede a realizar los mismos cálculos que se han realizado cambiando la sección de la columna hasta cumplir con esta condición de columna fuerte y viga débil obteniendo los siguientes resultados:

Viga sección 30x35 cm.

Columna corregida sección 35x35 cm.

Las inercias de estas secciones son las siguientes:

$$I_v = 107187.50 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 125052.08 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

OK SE CUMPLE CON LA CONDICION

Comparativa en columna laterales con vigas longitudinales

Viga sección 30x35 cm.

Columna sección 30x30 cm.

$$I_v = 214375.0 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 67500.0 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

NO SE CUMPLE POR LO TANTO TOCA CAMBIAR SECCION

Se procede a realizar los mismos cálculos que se han realizado cambiando la sección de la columna hasta cumplir con esta condición de columna fuerte y viga débil obteniendo los siguientes resultados:

Viga sección 30x35 cm.

Columna corregida sección 45x45 cm.

Las inercias de estas secciones son las siguientes:

$$I_v = 214375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 341718.75 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

OK SE CUMPLE CON LA CONDICION

Comparativa en columna centrales con vigas longitudinales

Viga sección 30x35 cm.

Columna sección 40x40 cm.

$$I_v = 214375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

NO SE CUMPLE POR LO TANTO TOCA CAMBIAR SECCION

Se procede a realizar los mismos cálculos que se han realizado cambiando la sección de la columna hasta cumplir con esta condición de columna fuerte y viga débil obteniendo los siguientes resultados:

Viga sección 30x35 cm.

Columna corregida sección 45x45 cm.

Las inercias de estas secciones son las siguientes:

$$I_v = 214375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 341718.75 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

OK SE CUMPLE CON LA CONDICION

Comparativa de inercias en el eje y para cumplimiento de columna fuerza – viga débil.

Los cálculos realizados para el cumplimiento de esta condición son los mismos que se realizaron y analizaron en la comparativa de inercias en el eje x.

Como resultado final del dimensionamiento de las secciones se tiene los siguientes resultados:

Tabla 38: Tabla de cálculos de columna fuerte – viga débil

Fuente: Autores

<i>Dirección X-X</i>							
VIGAS			Zona	Columnas		Columna (CM4)	Verificación
B(CM)	H(CM)	I (CM4)		a(cm)	b(cm)		I_Columna > I_Viga
20	30	45000.000	C3	25	25	32552.08333	No cumple
Esquinera							
20	30	45000.000	C2	25	25	32552.08	No cumple
20	30	45000.000					
Laterales 1		90000.000					
20	30	45000.000	C2	20	30	45000.00	No cumple
Laterales 2		45000.000					
20	30	45000.000	C1	20	30	45000.00	No cumple
20	30	45000.000					

Centrales		90000.000					
Dirección Y-Y							
VIGAS			Columnas				Verificación
B(CM)	H(CM)	I (CM4)	Zona	a(cm)	b(cm)	I_Columna (CM4)	I_Columna > I_Viga
20	30	45000.000	C3	25	25	32552.08333	No cumple
Esquinera							
20	30	45000.000	C2	25	25	32552.08	No cumple
20	30	45000.000					
Laterales 1		90000.000					
20	30	45000.000	C2	30	20	20000.00	No cumple
Laterales 2		45000.000					
20	30	45000.000	C1	30	20	20000.00	No cumple
20	30	45000.000					
Centrales		90000.000					

Como podemos evidenciar en las verificaciones realizadas ninguna unión columna – viga satisface lo indicado en este concepto de revisión.

9.17 REVISION DEL CORTANTE BASAL

DETERMINACIÓN DE FACTORES PARA CALCULO DE CORTANTE BASAL SEGÚN
NEC-SE-DS-PELIGRO-SISMICO

9.17.1 DETERMINACIÓN DE FACTOR DE IMPORTANCIA I.

Se realiza un análisis del tipo del tipo de estructura con la que se esta trabajando, para en función de eso obtener el factor de importancia en la tabla #6 de la norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Ilustración 16: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Como la edificación de análisis en un edificio de 5 pisos que su uso va ser de almacenamiento entonces se escoge una categoría OTRAS ESTRUCTURAS, con la que obtiene un factor de importancia de 1.

$$I = 1.00$$

9.17.2 DETERMINACIÓN DEL VALOR Z.

Este valor lo determinamos según el lugar donde se vaya a realizar el diseño estructural, como en este caso se realiza un análisis en la ciudad de Guayaquil se considera un valor $Z=0.40$.

Ilustración 17: Tabla del valor z

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
LA PUNTILLA	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.40
LAUREL	JUNQUILLAL	SALITRE	GUAYAS	0.40
LAUREL	LAUREL	DAULE	GUAYAS	0.40
PUEBLO NUEVO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
KILOMETRO VEINTE Y SEIS	VIRGEN DE FATIMA	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO (DURAN)	DURAN	GUAYAS	0.40
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40
CARPUELA	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40

Además, se analiza la zona sísmica en la tabla 1 de la norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico, revisando el valor de Z obtenido anteriormente, como se obtuvo un valor Z igual a 0.40 entonces se tiene una Zona sísmica de V.

Ilustración 18: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

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

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Con los datos obtenidos se procede a encontrar Fa, Fd, Fs, en la tabla 3 norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico, la misma que estará en función del tipo de suelo y el valor z del proyecto.

Ilustración 19: Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Tipo de perfil del 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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Por lo tanto, se concluye que:

$$F_a = 1.0$$

Posteriormente se procede a obtener el valor de la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d), con la ayuda de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo.

Ilustración 20: Tipo de suelo y factores de sitio F_d

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Tipo de perfil del 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	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Por lo tanto, se concluye que:

$$F_d = 1.6$$

Adicional se procede a obtener el valor del comportamiento no lineal de los suelos (F_s), con la ayuda de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo.

Ilustración 21: Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Tipo de perfil del 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	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Por lo tanto, se concluye que:

$$\underline{F_s = 1.90}$$

Posteriormente se selecciona η que es la Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, este valor se lo selecciona en función de la ubicación del proyecto, como en este caso el proyecto se encuentra en Guayaquil, provincia de la Costa se selecciona $\eta=1.8$.

Ilustración 22: η en función de la ubicación del proyecto.

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Por lo tanto, se concluye que:

$$\underline{\eta = 1.80}$$

Se analiza el factor r que es 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, por lo que como este proyecto estará ubicado en una geográfica que cuenta con suelo tipo E se tendrá un $r=1.5$.

Ilustración 23: Valor de R para tipo de suelo

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Se procede a analizar el factor de reducción de resistencia R en la tabla 15, que está en función del sistema estructural existente, según norma se utiliza un $R=5$.

Ilustración 24: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Fuente: Norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sísmo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sísmo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sísmo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

$$R = 5$$

9.17.3 ANÁLISIS Y CALCULAR S_a .

Se procede a calcular la aceleración.

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.40 * 1.0$$

$$S_a = 0.72$$

Además, se verifica en peso total de la estructura (W), para proceder con el cálculo del cortante basal, entonces en el caso sacamos el peso total del modelado realizado en ETABS, en este caso tenemos un valor de 39159.48 kgf que es igual a 39.16 toneladas

TABLE: Mass Summary by Group					
Group	Self Mass kgf-s ² /cm	Self Weight kgf	Mass X kgf-s ² /cm	Mass Y kgf-s ² /cm	Mass Z kgf-s ² /cm
All	0	39159,48	90,8037	90,8037	0

- ❖ Se considera $\emptyset_P=0.9$ debido a que se tiene irregularidades en planta.
- ❖ Se considera $\emptyset_E=1.0$ debido a que todos los niveles tienen la misma altura.

Se procede con el cálculo del cortante basal basándose en los valores calculados y encontrados anteriormente.

9.17.4 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL – ESPECTRO ELÁSTICO.

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas ultimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_A T_A * W}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

Donde:

- ❖ $S_A T_A$ = 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.

❖ T_a = Periodo de vibración.

$$V = \frac{I * S_A T_A * W}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

$$V = \frac{1 * (0.72) * 39.16}{5 * 0.9 * 1}$$

$$V = 6.27 \text{ Tonf}$$

9.18 ANALISIS DEL ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro de diseño se lo realiza con los datos obtenidos anteriormente tales como:

Tabla 39: Datos del período

Fuente: Autores

Datos del periodo		
Ct	0,055	
H	8,10	m
α	0,90	
T	0,36	s

Tabla 40: Datos para espectro elástico

Fuente: Autores

Espectro Elástico	
I	1,00
$\emptyset_p$	0,90
$\emptyset_e$	1,00
R	5,00
n	1,80
Z	0,40

Tabla 41: Factores de comportamiento inelástico

Fuente: Autores

	<i>E</i>
<i>Fa</i>	1,00
<i>Fd</i>	1,60
<i>Fs</i>	1,90
<i>r</i>	1,50
<i>Tc</i>	1,67

Se procede a analizar los límites para estimar un aproximado del periodo de suelo donde estará ubicado la edificación de análisis.

Límites en el eje x se coloca el valor del periodo de vibración calculado mientras que en el eje y se considera el máximo valor el máximo valor del S_a del suelo

Tabla 42: Límites para gráficos de periodo del suelo

Fuente: Autores

Límites x	Límites y
0,36	0,72
0,36	0,00

Con los datos anteriormente encontrados se procede a calcular la siguiente tabla para posteriormente realizar la gráfica del espectro elástico.

Tabla 43: Tabla de resultados para graficar el espectro de diseño

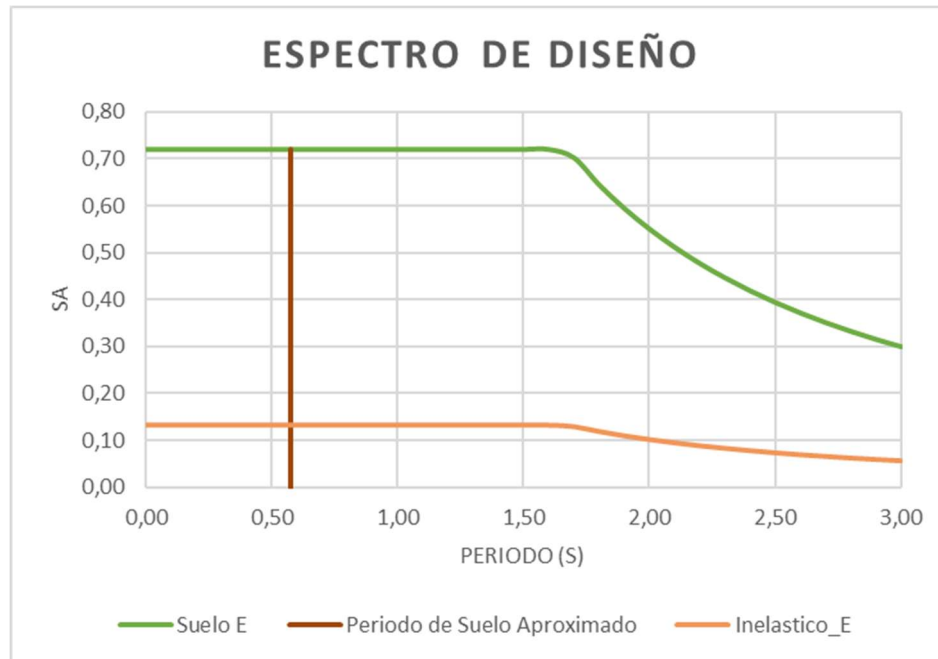
Fuente: Autores

<i>T(s)</i>	<i>Sa_Suelo E</i>	<i>Sa_Inelastico_e</i>
0,00	0,72	0,160
0,10	0,72	0,160
0,20	0,72	0,160
0,30	0,72	0,160
0,40	0,72	0,160
0,50	0,72	0,160
0,60	0,72	0,160
0,70	0,72	0,160
0,80	0,72	0,160
0,90	0,72	0,160
1,00	0,72	0,160
1,10	0,72	0,160
1,20	0,72	0,160
1,30	0,72	0,160
1,40	0,72	0,160
1,50	0,72	0,160
1,60	0,72	0,160
1,70	0,70	0,156
1,80	0,64	0,143
1,90	0,59	0,132
2,00	0,55	0,122
2,10	0,51	0,114
2,20	0,48	0,106
2,30	0,45	0,099
2,40	0,42	0,093
2,50	0,39	0,088
2,60	0,37	0,083
2,70	0,35	0,078
2,80	0,33	0,074
2,90	0,32	0,070
3,00	0,30	0,067

Con los datos obtenidos se realizar el espectro de diseño obteniendo el siguiente resultado:

Ilustración 25: Espectro de diseño

Fuente: Autores



9.19 ANALISIS DINAMICO EN ETABS

Para el análisis dinámico del proyecto se considera realizar un modelado de la edificación en el programa ETABS con las siguientes consideraciones:

Columnas de hormigón armado las cuales serán elementos que soportarán las cargas distribuidas por las vigas transversales, longitudinales y losa, y serán transmitidas hacia las zapatas de cimentación.

La edificación tendrá la resistencia ante fuerzas laterales, los elementos de la edificación soportaran sismos de diseños, que tendrán la capacidad de permanecer en el rango elástico, y en caso de que el sismo sea mayor al de diseño la edificación tendrá un comportamiento dúctil.

El proyecto cuenta con losas aligeradas con bloque de ladrillo, una losa de 1 dirección existente en dos niveles inferiores y en los niveles superiores (nuevos) se considerarán losas de dos direcciones, la explicación del porque se está considerando losa de dos direcciones se encuentra en el parte del predimensionamiento.

Adicional se tiene otros miembros estructurales en la edificación como es la escalera de hormigón armado, la cual no es un elemento sismorresistente por lo que, en su uso normal, deberá permanecer en el rango elástico.

9.19.1 MODELACION ESTRUCTURAL

Para la modelación se considera realizar un análisis de la edificación existente como también de la edificación modificada, (5 pisos), estudiando los resultados finales tales como, la cantidad de acero, el periodo fundamental de la edificación, la máxima rotación que tendrá, el máximo desplazamiento obtenido, la máxima deriva, y entre otros parámetros igual de importantes.

En la modelación se considera utilizar la herramienta computacional ETABS las cuales obtendremos y analizaremos los resultados anteriormente indicados. Para esto debemos partir con la siguiente información que se colocará en el programa, FRAME, SHELL, NUDOS, que son los elementos estructurales que formarán parte en la estructura de la edificación, además se debe tener claro lo siguiente:

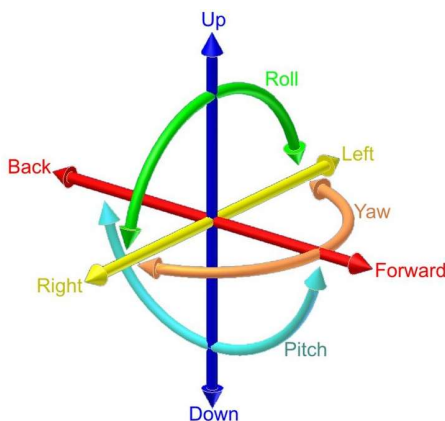
FRAME: nos ayudará a simular elementos estructurales de la edificación a lo largo de los ejes considerado en el proyecto tales como columnas, vigas, varillas.

SHELL: nos permite colocar el tipo de losa considerada en un proyecto, en este proyecto se está considerando losa maciza, y losa alivianada de 1 y 2 direcciones.

NUDOS: nos ayudará a obtener los puntos de conexión de los elementos estructurales de la edificación, nos da de que punto hasta qué punto se coloca un FRAME, nos permite colocar el tipo de restricciones en el proyecto. Cada uno de los nudos cuenta con su sistema de coordenadas para poder definir varias propiedades del proyecto tales como restricciones, resultados, carga en nudos, etc.

Además, también se tiene que analizar los desplazamientos de los nudos para poder controlar las deflexiones de un proyecto, se tiene 6 componentes de desplazamiento en cada nudo en un modelo, debido a que en cada eje se puede medir el desplazamiento y rotación que tiene la edificación de un análisis, por lo que como son 3 ejes, finalmente se obtiene los 6 grados de libertad.

Figura 9: Grados de libertad de nudos



Como resultados finales tenemos que fuerzas axiales, cortantes en los planos, momento torsor, y momentos flexionantes, en los puntos de interés.

Las normas aplicadas en el proyecto son las siguientes:

- ❖ Norma ACI 318.14 y AISC 360.-10.
- ❖ Norma ecuatoriana de la construcción NEC-15

❖ Norma ASCE SEI 7-16

❖ Norma AISC 360-16

Las consideraciones para el análisis estructural son las combinaciones utilizadas en el proyecto que se colocaran mas adelante, estado de límite de resistencia que nos permitirá obtener la capacidad que tiene la edificación de resistir cargas, obteniendo los diferentes esfuerzos del proyecto, y estado de limite de servicio, que nos permite verificar las deformaciones vibraciones, agrietamientos, etc, que tendrá la edificación producto a las cargas a las que estará sometida.

Las combinaciones utilizadas en el proyecto son las siguientes:

- $1.4D+1.4Scp$
- $1.2D+1.2Scp+1,6L+0.5Lr$
- $1.2D+1.2Scp+1,6Lr+0,5L$
- $1.2D+1.2Scp+1L+0.5Lr$
- $1.2D+1.2Scp+1Sex+1L$
- $1.2D+1.2Scp-1Sex+1L$
- $1.2D+1.2Scp+1Sey+1L$
- $1.2D+1.2Scp-1Sey+1L$
- $1.2D+1.2Scp+1Sdx+1L$
- $1.2D+1.2Scp-1Sdx+1L$
- $1.2D+1.2Scp+1Sdy+1L$
- $1.2D+1.2Scp-1Sdy+1L$
- $0,9D+0,9Scp$
- $0,9D+0,9Scp+Sex$
- $0,9D+0,9Scp-Sex$

- $0,9D+0,9Scp+Sey$
- $0,9D+0,9Scp-Sey$
- $0,9D+0,9Scp+Sdx$
- $0,9D+0,9Scp-Sdx$
- $0,9D+0,9Scp+Sdy$
- $0,9D+0,9Scp-Sdy$

Donde:

D: Carga muerta, elementos estructurales de la edificación.

Scp: Carga muerta de sobrecarga, elementos no estructurales.

L: Carga viva, tipo de uso de edificación.

Lr: Carga viva de techo.

Sex: Sismo estático en x.

Sey: Sismo estático en y.

Sdx: sismo dinámico en x.

Sdy: Sismo dinámico en y.

En la tabla de a continuación se procede a realizar y revisar el periodo, torsión de la edificación y la cantidad de masa que influye en cada uno de los casos modales.

Tabla 44: Resultados obtenidos del software

Fuente: Autores

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.603	0.7054	0.096	0	0.7054	0.096	0	0.0232	0.1432	0.1008	0.0232	0.1432	0.1008
Modal	2	0.581	0.1752	0.595	0	0.8806	0.6909	0	0.1476	0.0117	0.095	0.1709	0.1549	0.1958
Modal	3	0.475	0.0267	0.1529	0	0.9073	0.8438	0	0.0426	0.0091	0.6951	0.2135	0.164	0.8909
Modal	4	0.222	0.0367	0.0211	0	0.944	0.8649	0	0.1095	0.38	0.0131	0.323	0.5439	0.9041
Modal	5	0.213	0.0113	0.0942	0	0.9554	0.9592	0	0.4931	0.1209	0.0013	0.8162	0.6648	0.9054
Modal	6	0.176	0.0251	0.0015	0	0.9805	0.9607	0	0.0053	0.2646	0.0501	0.8215	0.9294	0.9555
Modal	7	0.139	0.017	0.0004	0	0.9974	0.9611	0	0.001	0.0673	0.0191	0.8225	0.9967	0.9746
Modal	8	0.116	0.0011	0.0328	0	0.9985	0.9939	0	0.1441	0.0018	0.0016	0.9667	0.9986	0.9762
Modal	9	0.102	0.0015	0.0061	0	1	1	0	0.0333	0.0014	0.0238	1	1	1

En la tabla que antecede se puede obtener los resultados de periodos de cada uno de los modos, la rotación de cada uno de los ejes y modos, y se analiza la participación de la masa de la estructura en cada uno de los modos que se esta analizando en el proyecto, y por ultimo se observa la cantidad de los modos que tiene considerado el proyecto.

9.20 CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN

9.20.1 CÁLCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN NEC-15 CP 6.33 NEC

Para calcular el periodo de vibración de una edificación se utiliza la siguiente formula basándose en la norma NEC-15:

$$T = C_t * h_n^{\alpha}$$

Donde:

- C_t = coeficiente que depende del tipo del edificio.
- H_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- T = periodo de vibración.

9.20.2 ANÁLISIS DEL C_t Y α

Para encontrar el C_t se utiliza la norma y nos vamos a la siguiente tabla y en función del tipo de la estructura escogemos los valores solicitados, para este caso se escoge una estructura sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.

Ilustración 26: Tabla de tipos de estructuras

Fuente: Nec-15 Cp 6.33

Ilustración 27: Espectro de diseño

Fuente: Autores

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Como nuestro modelo no tiene rigidizadores, ni muros, entonces de esta manera se obtiene que:

$$C_t = 0.055 \text{ y } \alpha = 0.90$$

9.20.3 CÁLCULO DE H_n

Para el cálculo del H_n se utiliza la siguiente formula:

$$H_n = \text{altura entre piso} * \text{numero de pisos}$$

Donde:

- Altura entre piso = 2.70m.
- Número de pisos de la edificación= 3u.

$$H_n = \text{altura entre piso} * \text{numero de pisos}$$

$$H_n = 2.70 * 3$$

$$H_n = 8.10m$$

9.20.4 CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN:

Para el cálculo del periodo de vibración se utiliza la siguiente formula con los datos obtenidos anteriormente:

$$T = C_t * h_n^{\alpha}$$

$$T = 0.055 * 8.10^{0.90}$$

$$T = 0.361s$$

Rangos de periodos permitidos

$$T \text{ calculado} * 1.3 = 0.361 * 1.3 = 0.469$$

$$T \text{ calculado} * 0.7 = 0.361 * 0.7 = 0.253$$

Por lo tanto, se compara el periodo de vibración obtenido en el ETABS que es $T=0.361$ con el rango de periodo calculo que es de (0.25 - 0.47), por lo que como el valor que nos arroja el software está dentro del rango calculado, se puede decir que el proyecto tiene un periodo aceptable.

Tabla 45: Periodo de vibración

Fuente: Autores

PERÍODO DE VIBRACIÓN			0,469831963
Case	Mode	Period	
Modal	1	0,603	
Modal	2	0,581	
Modal	3	0,475	
Modal	4	0,222	
Modal	5	0,213	
Modal	6	0,176	
Modal	7	0,139	
Modal	8	0,116	
Modal	9	0,102	
El período fundamental debería ser +/- 30% del cálculo por la NEC, por lo tanto este NO CUMPLE			

9.21 ANALISIS DE TORSION

Se procede analizar la torsión del proyecto sabiendo que la relación entre la sumatoria de los tres ejes (x, y, z), con el eje z como recomendación no debe ser mayor al 20%, para que el proyecto sea aceptable, como resultado se tiene lo siguiente:

Tabla 46: Análisis de torsión

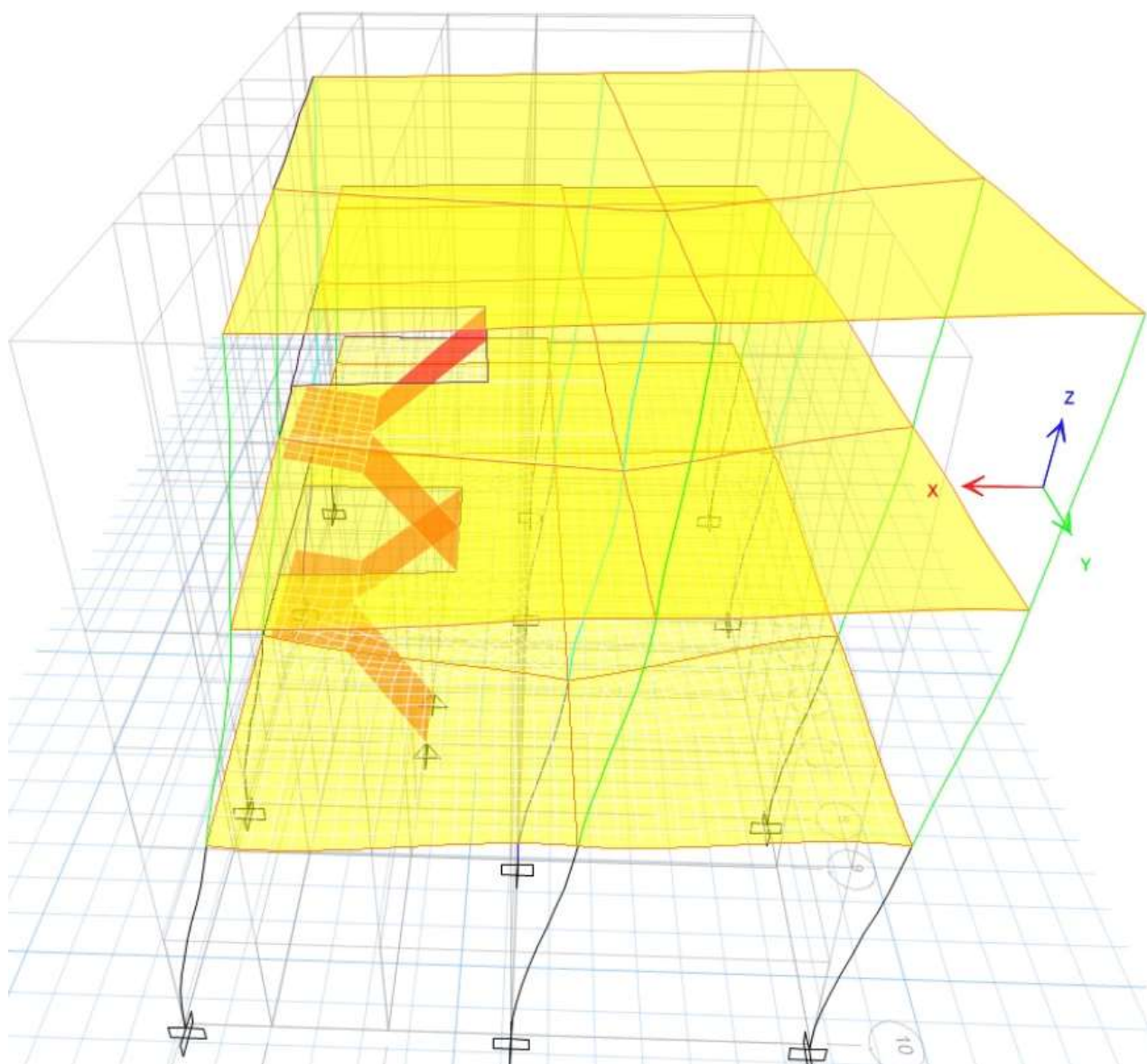
Fuente: Autores

ANÁLISIS DE TORSIÓN						
Case	Mode	RX	RY	RZ	Σ	Σ/RZ
Modal	1	0,02320	0,14320	0,10080	0,26720	38%
Modal	2	0,14760	0,01170	0,09500	0,25430	37%
Modal	3	0,04260	0,00910	0,69510	0,74680	93%
Modal	4	0,10950	0,38000	0,01310	0,50260	3%
Modal	5	0,49310	0,12090	0,00130	0,61530	0%
Modal	6	0,00530	0,26460	0,05010	0,32000	16%
Modal	7	0,00100	0,06730	0,01910	0,08740	22%
Modal	8	0,14410	0,00180	0,00160	0,14750	1%
Modal	9	0,03330	0,00140	0,02380	0,05850	41%
NOTA : Se presenta una rotación del 38% por lo que se supera lo recomendado						

Se observa que el porcentaje de rotación en el modo fundamental es del 38% por lo que está elevado con lo recomendado, además se observa que en el modal 2 se tiene un porcentaje del 37% que se considera un poco alto debido a las recomendaciones de este análisis, lo que se puede concluir con estos resultados es que la estructura es demasiado dúctil.

Plano 15: Rotación en el modo fundamental – Modelado

Fuente: Autores



9.22 ANALISIS DE LAS DERIVAS

Se realiza los análisis de las derivas máximas obtenidas en el ETABS, obteniendo los siguientes valores:

Tabla 47: Análisis de derivas inelásticas

Fuente: Autores

MAX DRIFT (Deriva máxima)				
Tipo de análisis	Valor	Factor	R	V * F * R
Sismo estático X	0,002958	0,75	5,00	0,0111
Sismo estático Y	0,002770	0,75	5,00	0,0104
Sismo dinámico X	0,003145	0,75	5,00	0,0118
Sismo dinámico Y	0,003412	0,75	5,00	0,0128
NOTA: Se seleccionan los valores mayores tanto en el sismo dinámico en "X", como en el sismo estático en "Y".				

Por lo que se escoge los valores máximos tanto en el eje x como en el eje y, para poder realizar las comparaciones respectivas de las derivas.

Ilustración 28: Derivas máximas en sismo dinámico en x

Fuente: Autores

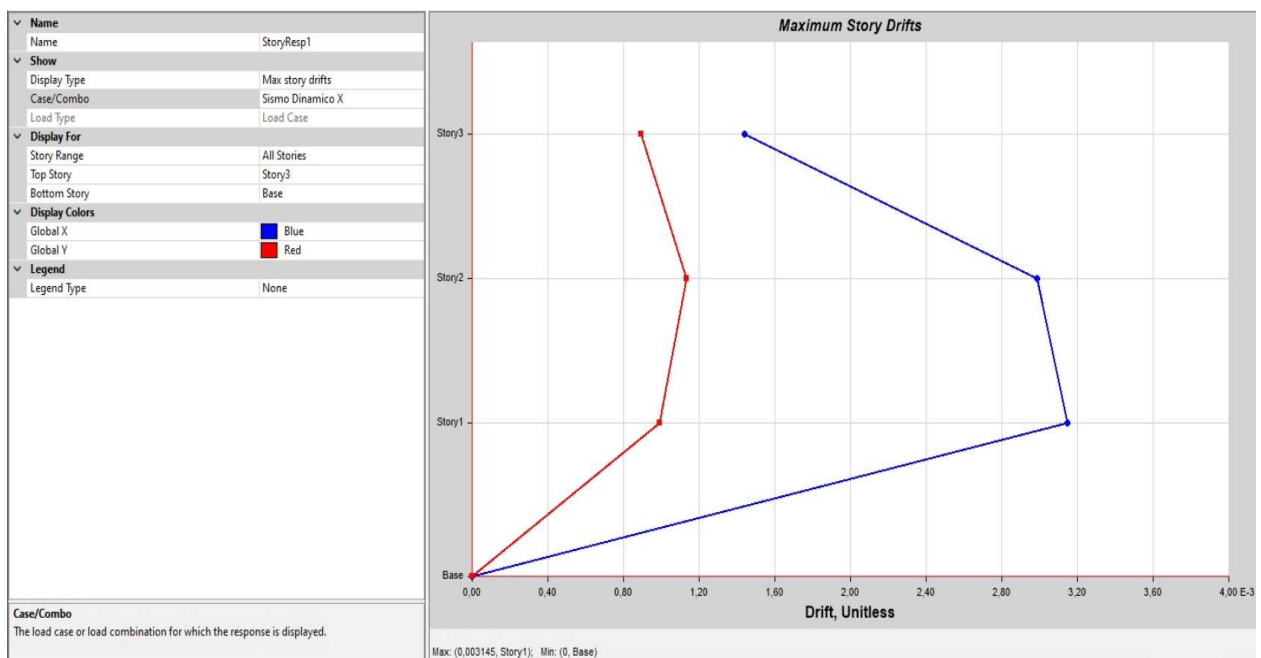
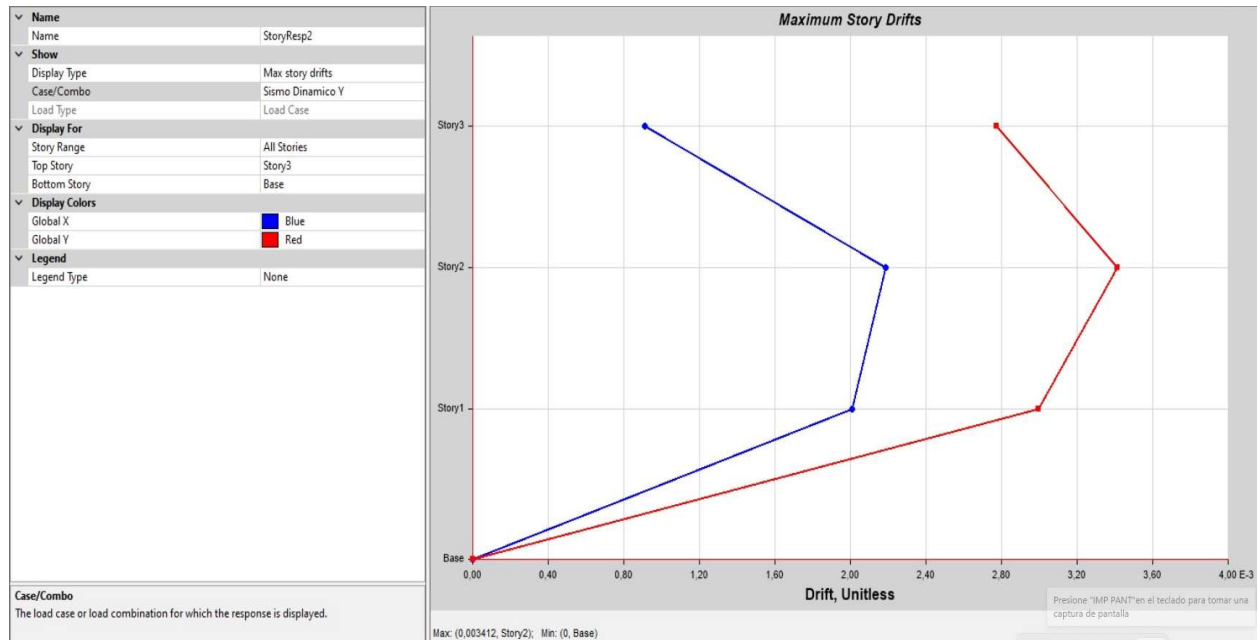


Ilustración 29: Derivas máximas en sismo dinámico en y

Fuente: Autores



Se procede a realizar las siguientes comparativas sabiendo que el resultado no debe ser mayor al 2%, para calcular se considera los siguientes datos:

- ❖ Sismo dinámico en x= 0.003145
- ❖ Sismo dinámico en y= 0.003412
- ❖ R=5
- ❖ Constante =0.75

Análisis en el eje x

$$\% \text{ derivas inelásticas en x} = 0.003145 \cdot 0.75 \cdot 5 = 0.01179 = 1.18\%$$

Por lo que el valor obtenido es menor al 2% se concluye que se cumple este criterio.

Análisis en el eje y

$$\% \text{ derivas inelásticas en y} = 0.003412 \cdot 0.75 \cdot 5 = 0.01280 = 1.28\%$$

Por lo que el valor obtenido es menor al 2% se concluye que se cumple este criterio.

9.23 ANALISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Se realiza los análisis de los desplazamientos máximos obtenidos en el ETABS, consiguiendo los siguientes valores:

Tabla 48: Resultados de cálculos de desplazamientos

Fuente: Autores

MAX DISPLACEMENT (cm)		
Tipo de análisis	Valor	MÁXIMO PUEDE SER 2% DE LA ALTURA TOTAL DE LA ESTRUCTURA EN ESTE CASO 16,20 CMS
Sismo estático _X	2,001534	
Sismo estático _Y	2,050947	
Sismo dinámico _X	2,094779	
Sismo dinámico _Y	2,508309	

Por lo que se escoge los valores máximos tanto en el eje x como en el eje y, para poder realizar las comparaciones respectivas de los desplazamientos.

Ilustración 30: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en x

Fuente: Autores

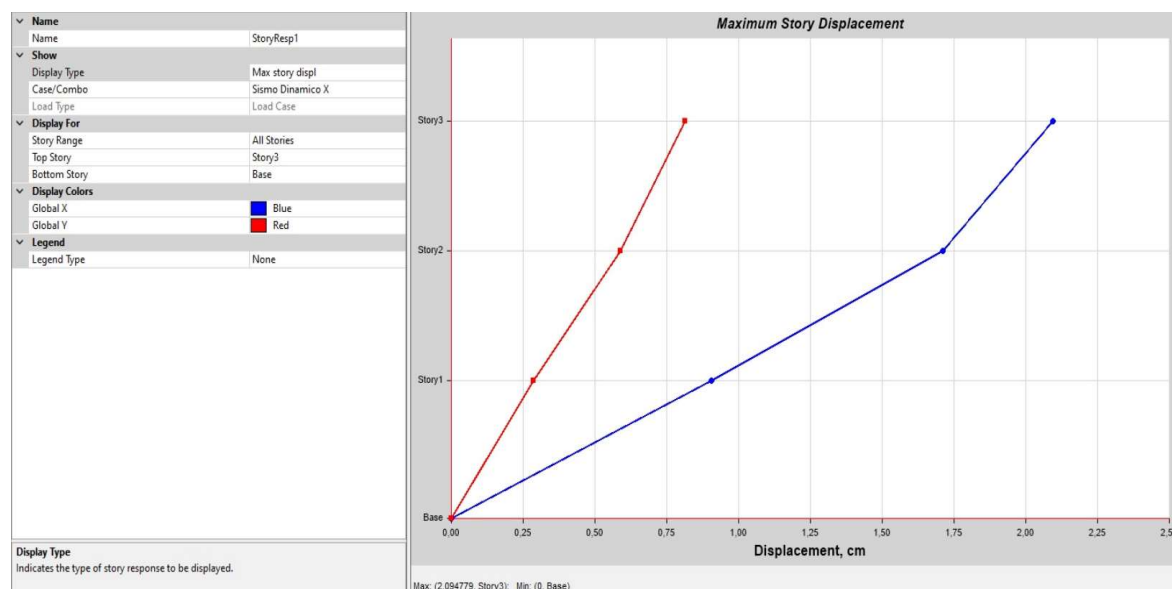
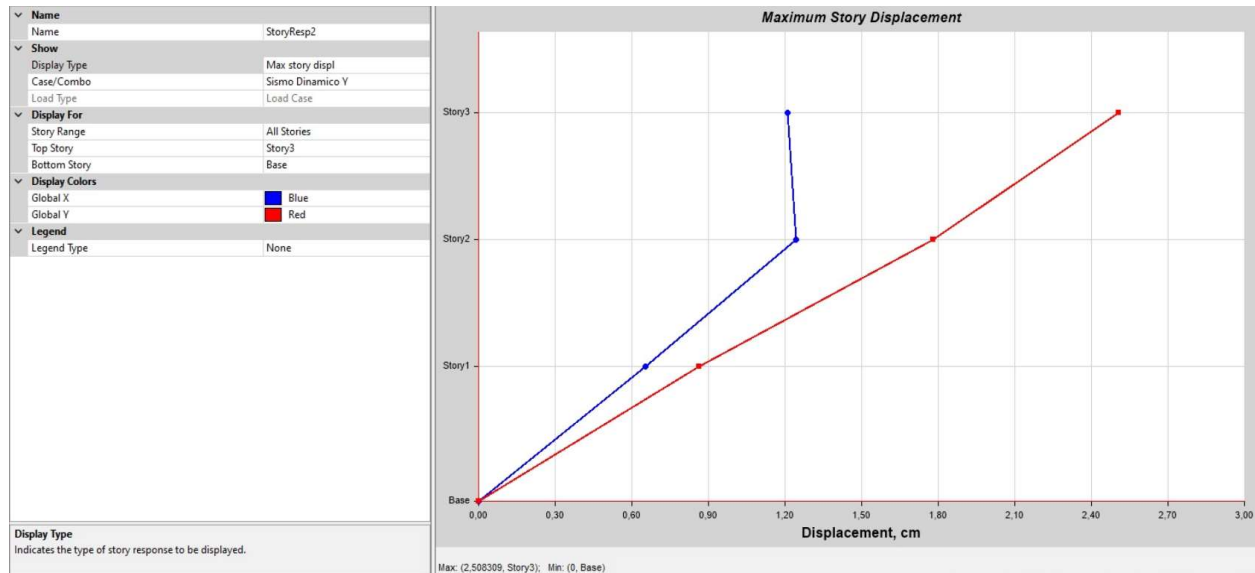


Ilustración 31: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en y

Fuente: Autores



Se procede a realizar las siguientes comparativas sabiendo que el resultado no debe ser mayor al 2% de la altura total de la edificación, para calcular se considera los siguientes datos:

- ❖ Sismo dinámico en x= 2.09 cm
- ❖ Sismo dinámico en y= 2.51 cm
- ❖ R=5
- ❖ Constante= 0.75
- ❖ Altura máxima de la edificación= 8.10 m
- ❖ # de pisos= 3 unidades

Calculo de desplazamiento máximo permitido

Se permitirá el 2% de la altura máxima de la edificación.

$$\text{Desplazamiento máximo} = 8.10 \times 0.02 = 0.162\text{m} = 16.20\text{cm}$$

Análisis en el eje x

$$\% \text{ desplazamiento en } x = 2.09 \cdot 0.75 \cdot 5 = 7.84 \text{ cm}$$

En el eje x tiene un desplazamiento de 7.84cm, por lo que el valor obtenido es menor a 16.20cm se concluye que se cumple este criterio.

Análisis en el eje y

$$\% \text{ desplazamiento en } y = 2.09 \cdot 0.75 \cdot 5 = 7.84 \text{ cm}$$

En el eje y tiene un desplazamiento de 7.84cm, por lo que el valor obtenido es menor a 16.20cm se concluye que se cumple este criterio.

9.24 CORRECCION DEL CORTANTE BASAL

Para este apartado se debe analizar los valores de las reacciones (Fx, Fy), en la base de la edificación en los sismos estáticos en X y en Y, versus los sismos dinámicos en X y en Y, se sabe que para que se cumpla esta condición, el 85% de la fuerza en el sismo estático en cualquier eje deberá ser mayor que el sismo dinámico analizado en el mismo eje.

Tabla 49: Resultados de reacciones en la base de la edificación

Fuente: Autores

TABLE: Base Reactions									
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
Sismo Estatico X	LinStatic	Step By Step	1	-17806,39	0	0	0,001313	-10601991,95	10948586,16
Sismo Estatico X	LinStatic	Step By Step	2	-17806,39	0	0	0,001312	-10601991,95	11597779,28
Sismo Estatico X	LinStatic	Step By Step	3	-17806,39	0	0	0,001313	-10601991,95	10299393,05
Sismo Estatico Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-17806,39	0	10601991,94	0,0005076	-17016243,92
Sismo Estatico Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-17806,39	0	10601991,94	0,0005164	-17499284,65
Sismo Estatico Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-17806,39	0	10601991,94	0,0004989	-16533203,18
Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max		17860,72	5602,41	0	3320328,61	10337935,31	13088759,21
Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max		7485,94	18027,85	0	10650848,75	4238167,93	17178695,46

Ilustración 32: Cortante basal en sismo estático en x

Fuente: Autores

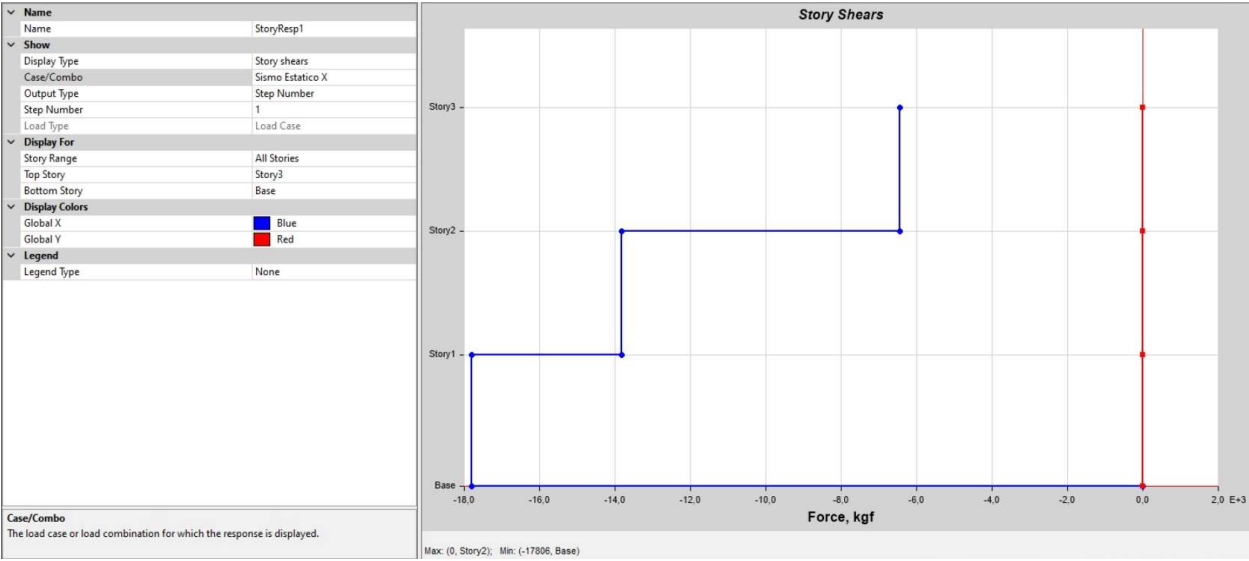


Ilustración 33: Cortante basal en sismo dinámico x

Fuente: Autores

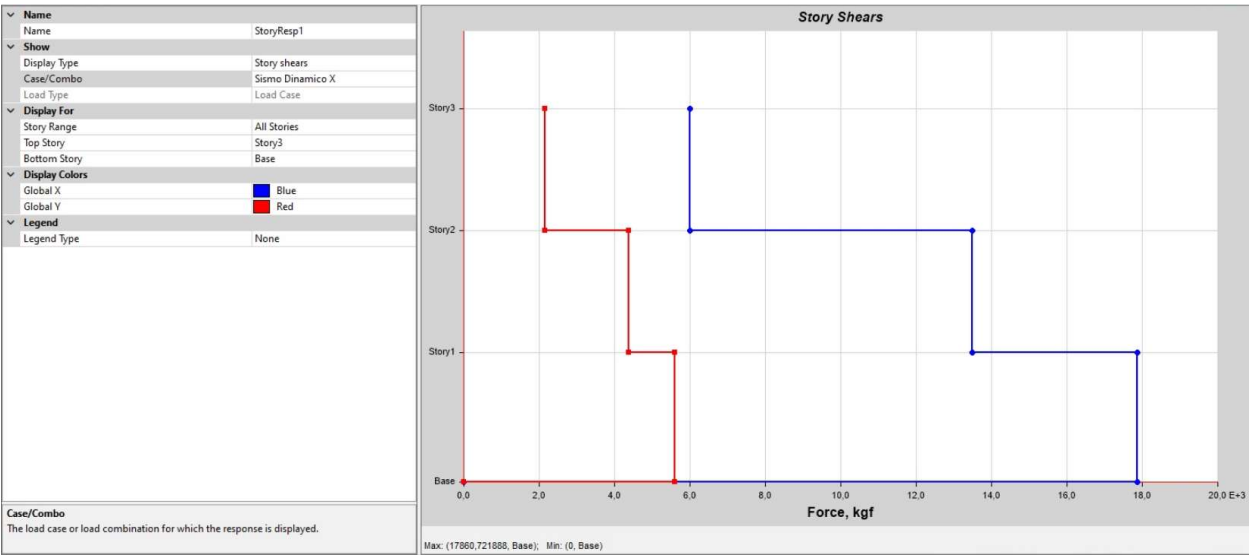
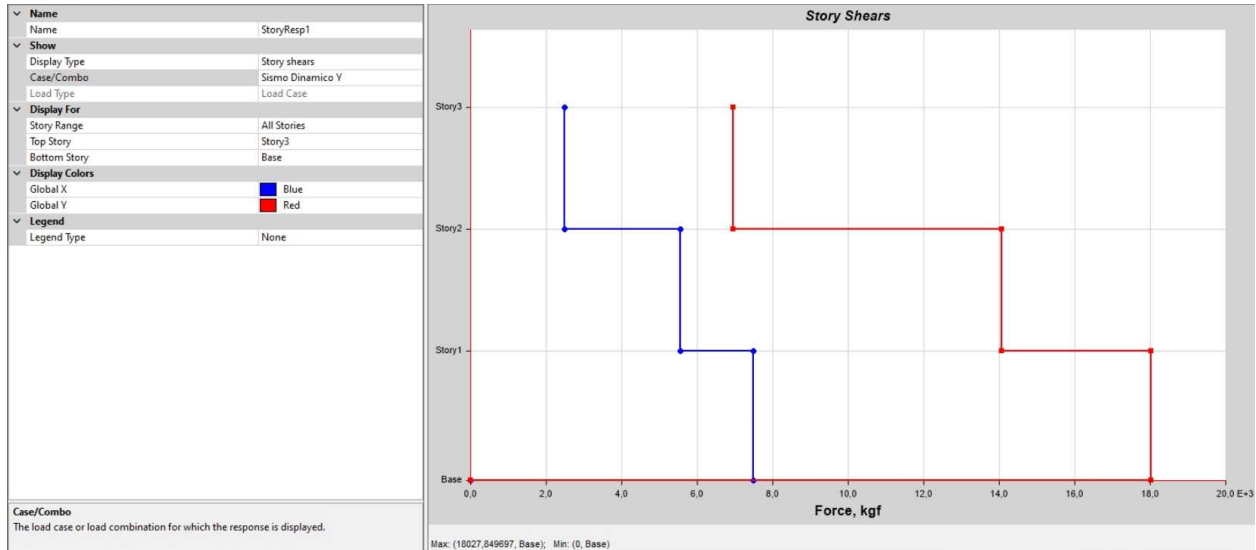


Ilustración 34: Cortante basal en sismo dinámico y

Fuente: Autores



Los resultados para realizar las comparativas son los siguientes:

- Sismo estático en x = $F_x = 17806.00 \text{ Kg}$
- Sismo estático en y = $F_y = 17806.00 \text{ Kg}$
- Sismo dinámico en x = 17860.72 kgf
- ❖ Sismo dinámico en y = 18027.85 kgf

Cálculo

$$F_x \text{ reducida} = F_y \text{ reducida} = 0.85 * \text{Sismo estático en X}$$

$$F_x \text{ reducida} = F_y \text{ reducida} = 0.85 * (17806)$$

$$F_x \text{ reducida} = F_y \text{ reducida} = 15135.10 \text{ kgf}$$

Comparativa en el eje x

$$F_x \text{ sismo dinámico en x} > F_x \text{ reducida}$$

$$17860.72 \text{ kgf} > 15135.10 \text{ kgf}$$

OK CUMPLE LA CONDICION

Comparativa en el eje y

Fy sismo dinámico en y > Fy reducida

18027.85 kgf > 15135.10 kgf

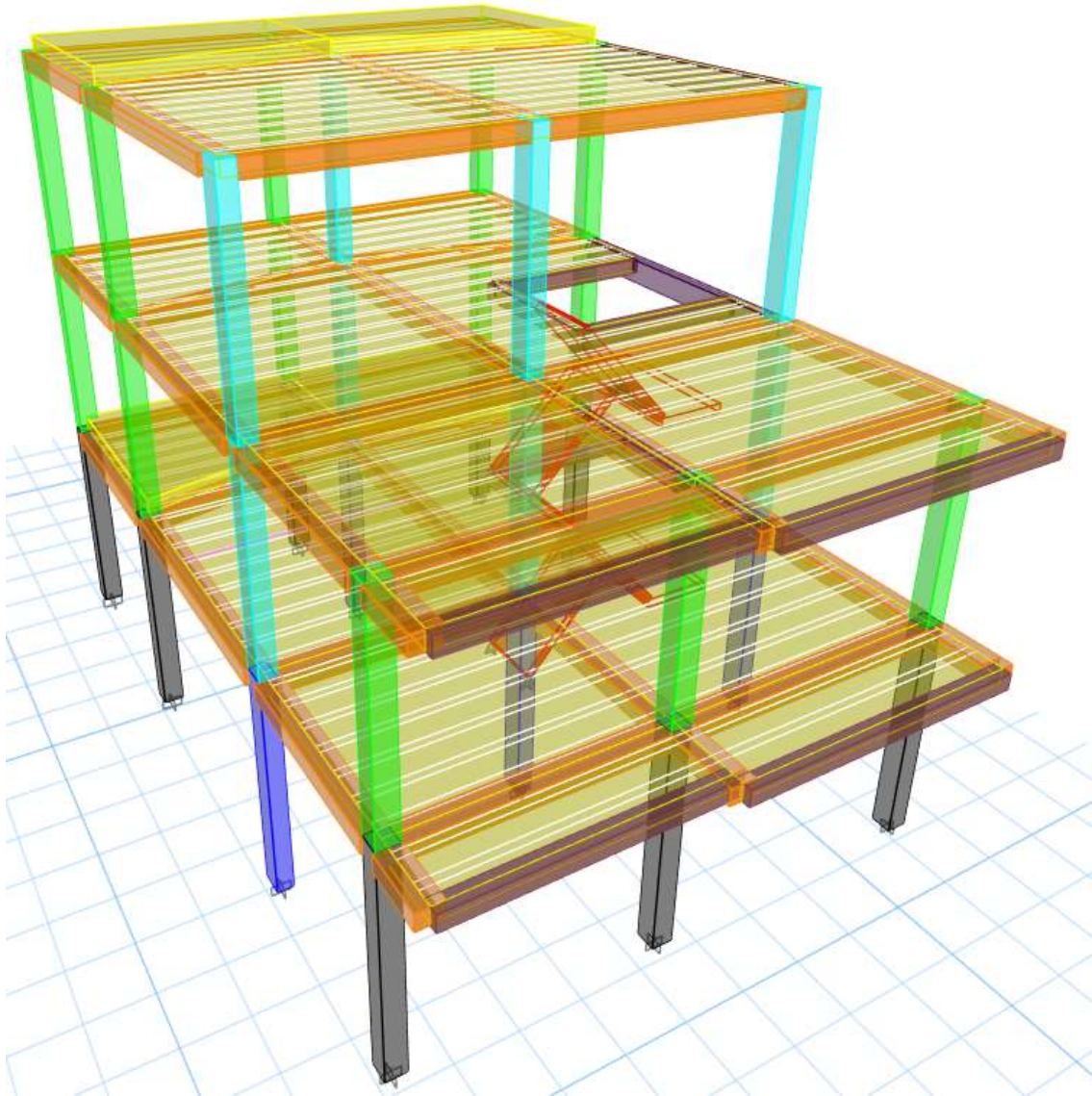
OK CUMPLE LA CONDICION

9.25 MODELO TRIDIMENSIONAL

Se refleja todas las secciones tanto de las vigas transversales, longitudinales, como las losas y demás secciones que se consideraron en el proyecto para realizar la modelación estática y dinámica de la edificación.

Plano 16: Modelo tridimensional de la estructura – Modelado

Fuente: Autores



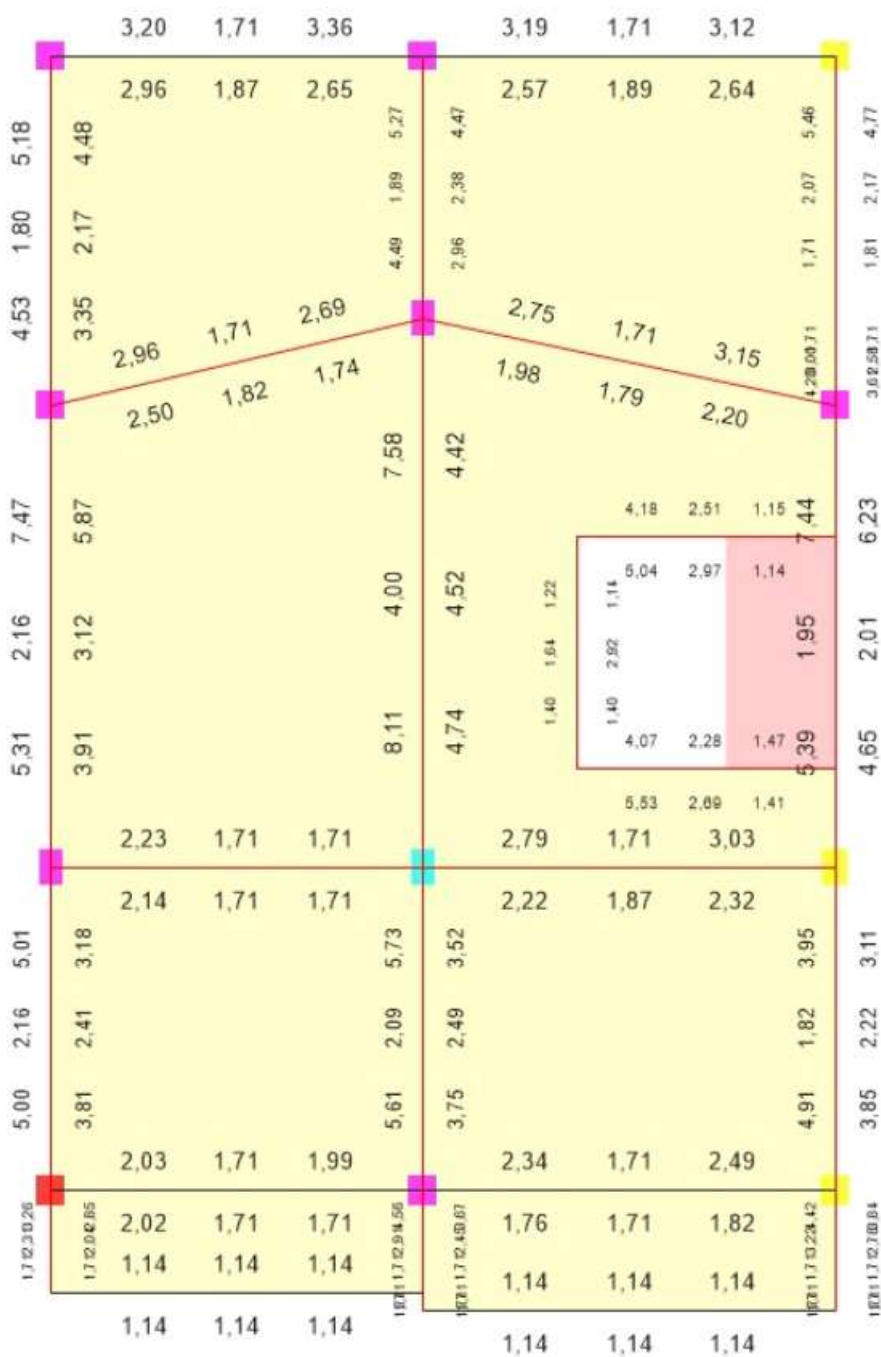
9.26 REVISION DE CUANTIA DE ACERO

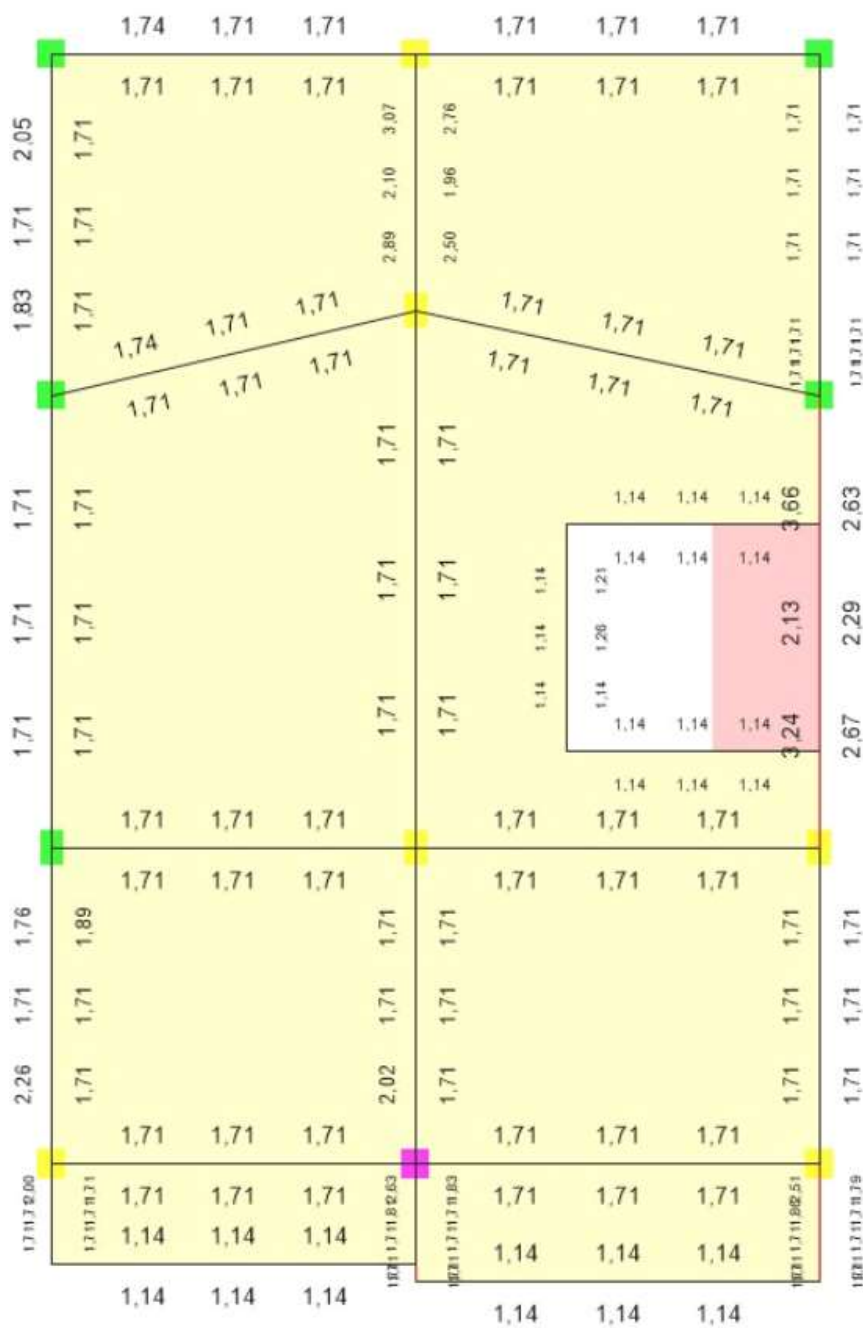
Para la revisión se deberá observar que cada uno de los miembros estructurales considerados en el modelo no presente errores, sabiendo que, si el miembro estructural esta de color negro significa que esta OK, mientras que, si esta de color rojo significa que tiene un problema, y toca analizar si tiene problema de torsión, corte o falta acero.

9.26.1 REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 1

Plano 17: Cuantia de acero en piso 1 – Modelado

Fuente: Autores

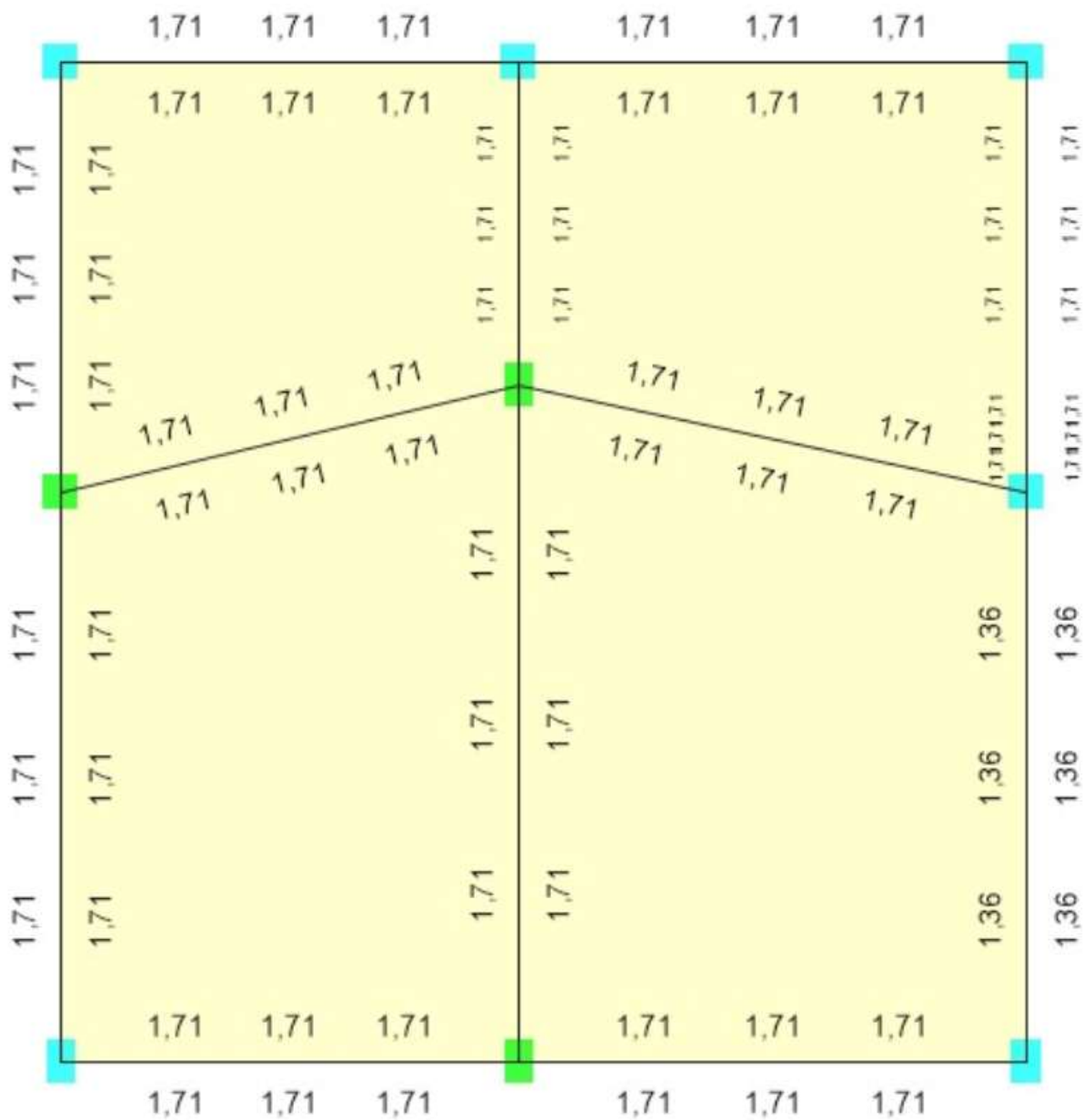




9.26.3 REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 3

Plano 19: Cuantia de acero en piso 3 – Modelado

Fuente: Autores



9.26.4 REVISION DE FALLAS CON SOFTWARE ETABS

Ilustración 35: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores

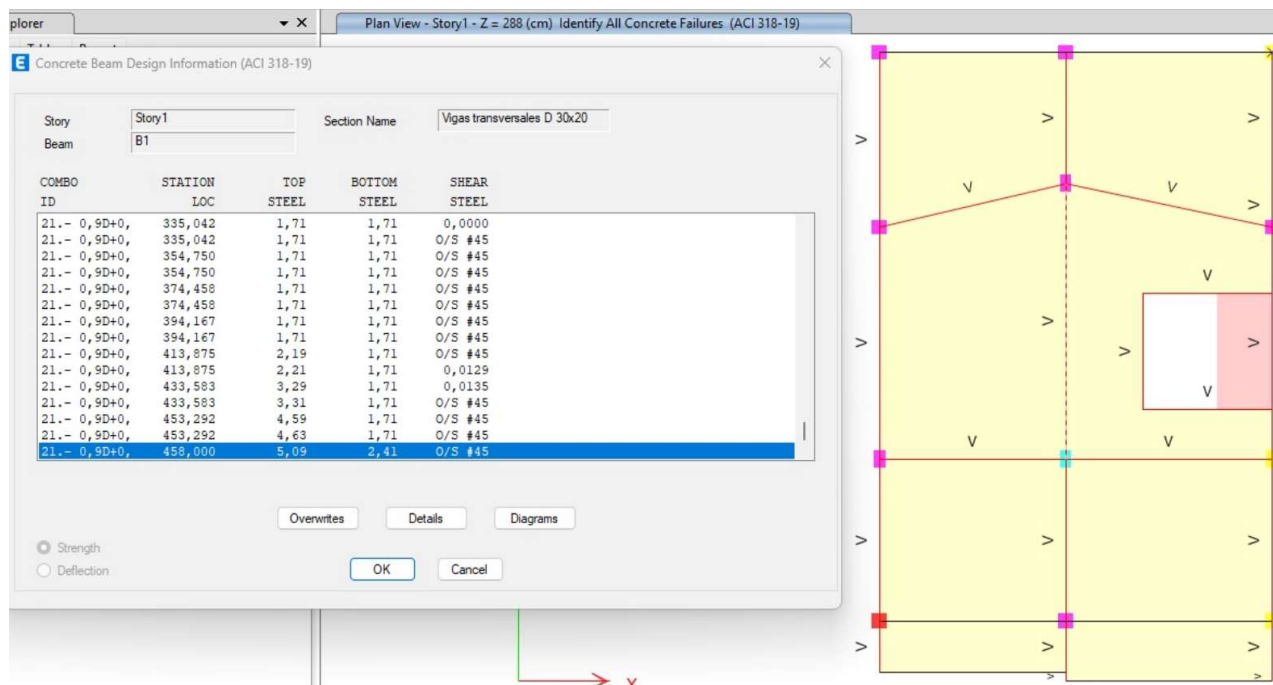


Ilustración 36: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores

ACI 318-19 Concrete Beam Design

Geometric Properties (Part 1 of 2)

Beam Label	Section Property	Length	Section Width	Section Depth	Distance to Top Rebar Center
52	Vigas transversales D 30x20	473 cm	30 cm	20 cm	3 cm

Geometric Properties (Part 2 of 2)

Distance to Bot Rebar Center
3 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength	Concrete Modulus	Longitudinal Rebar Yield	Shear Rebar Yield
250 kgf/cm ²	222940,58 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²

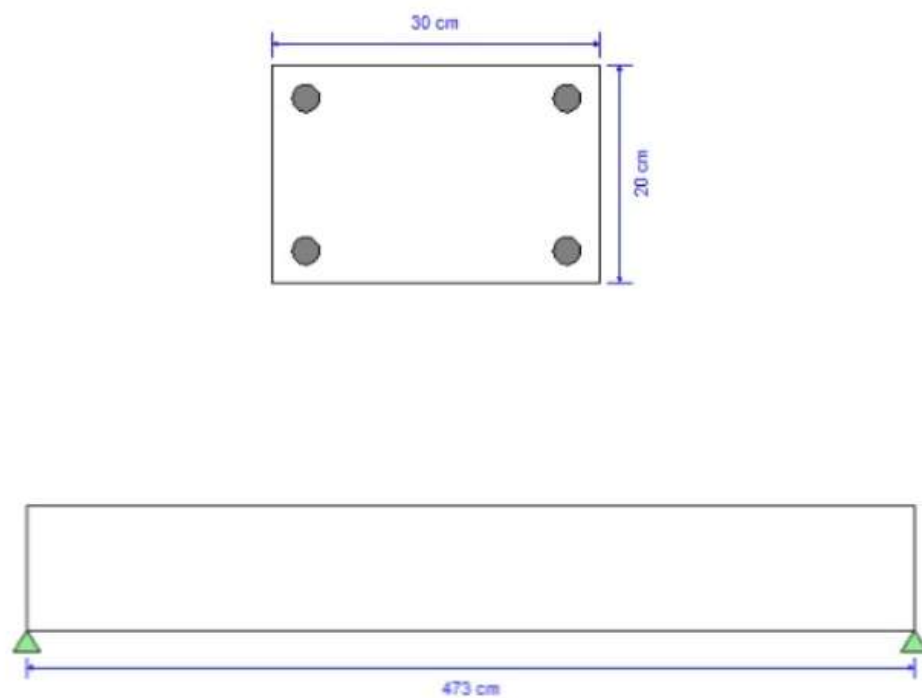
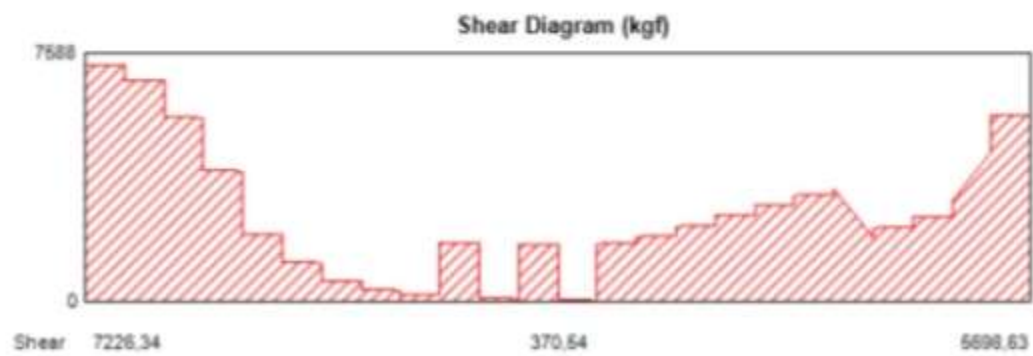
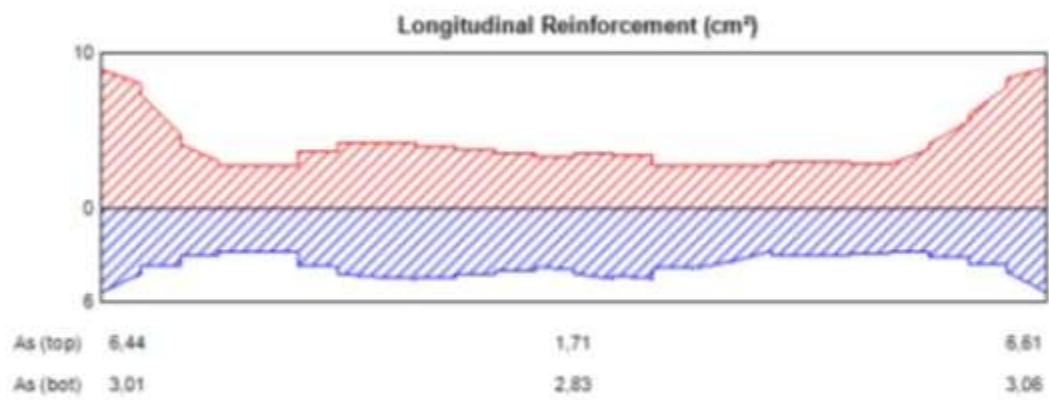
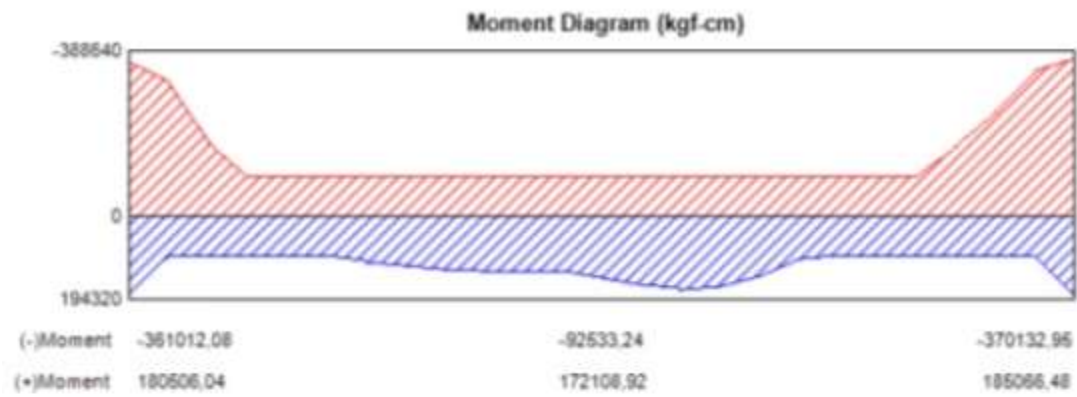


Ilustración 37: Diagramas obtenidos mediante software

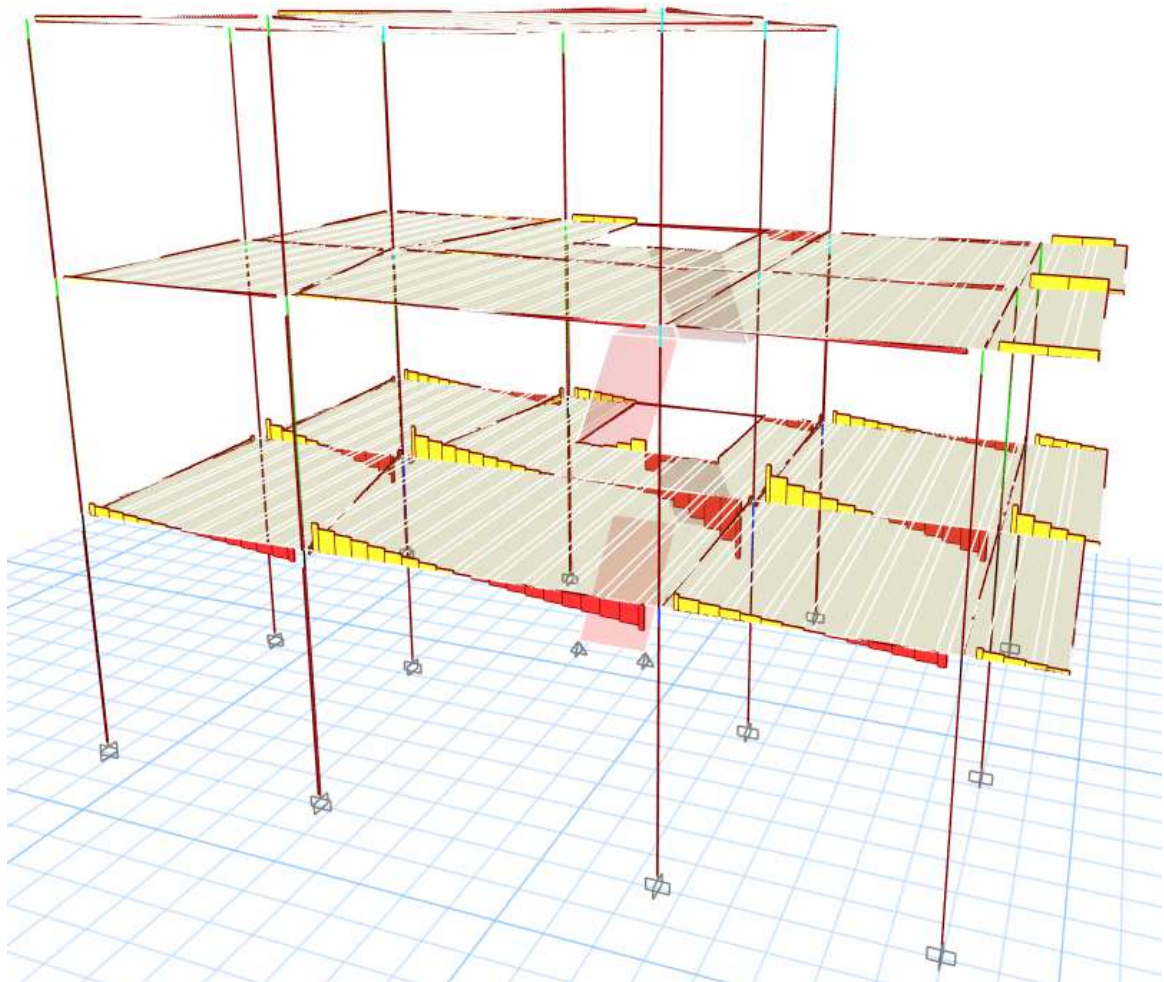
Fuente: Autores



9.26.5 DIAGRAMAS DE CORTANTE DEL MODELO.

Plano 20: Diagrama Fuerza cortante V22 – Modelado

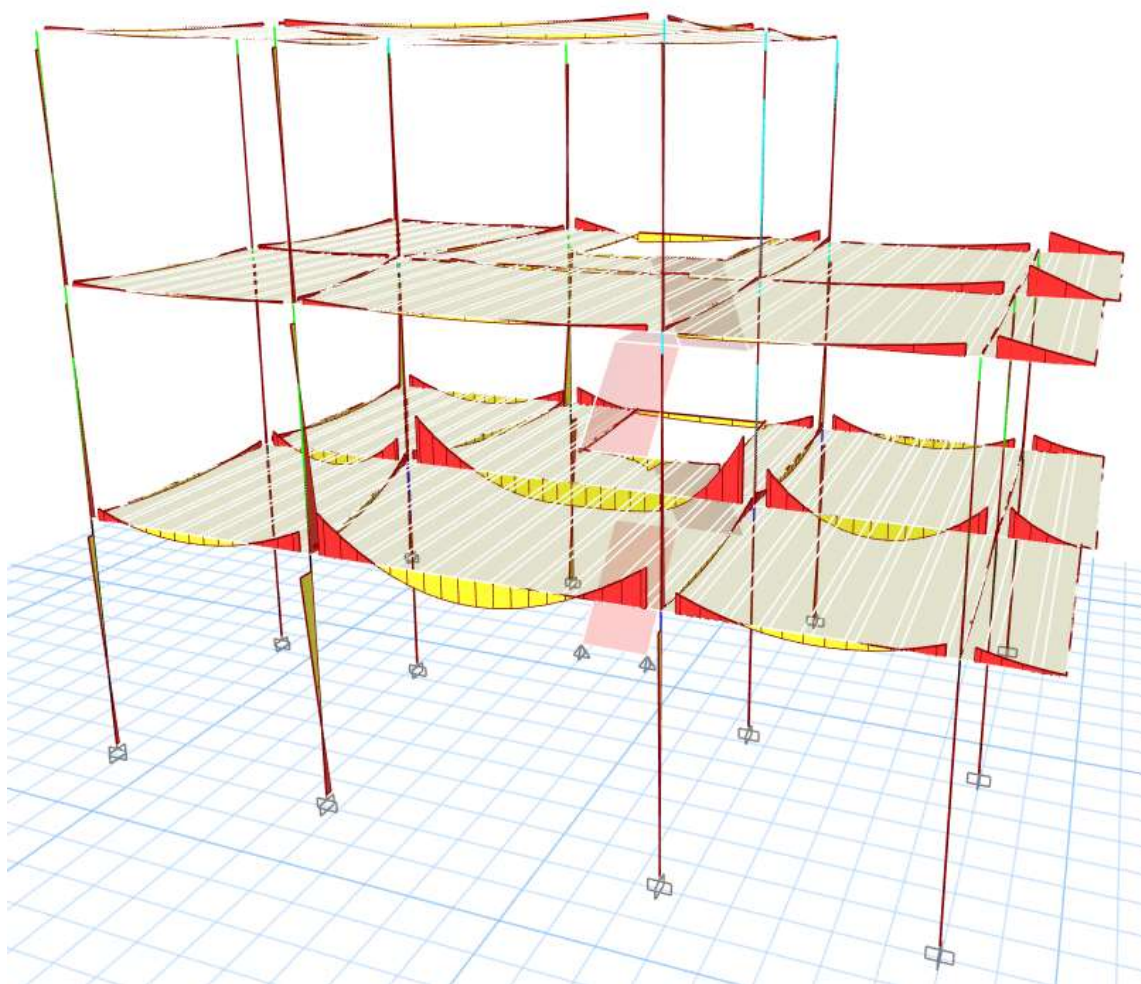
Fuente: Autores



9.26.6 DIAGRAMAS DE MOMENTO DEL MODELO.

Plano 21: Diagrama Momento Flector M33 – Modelado

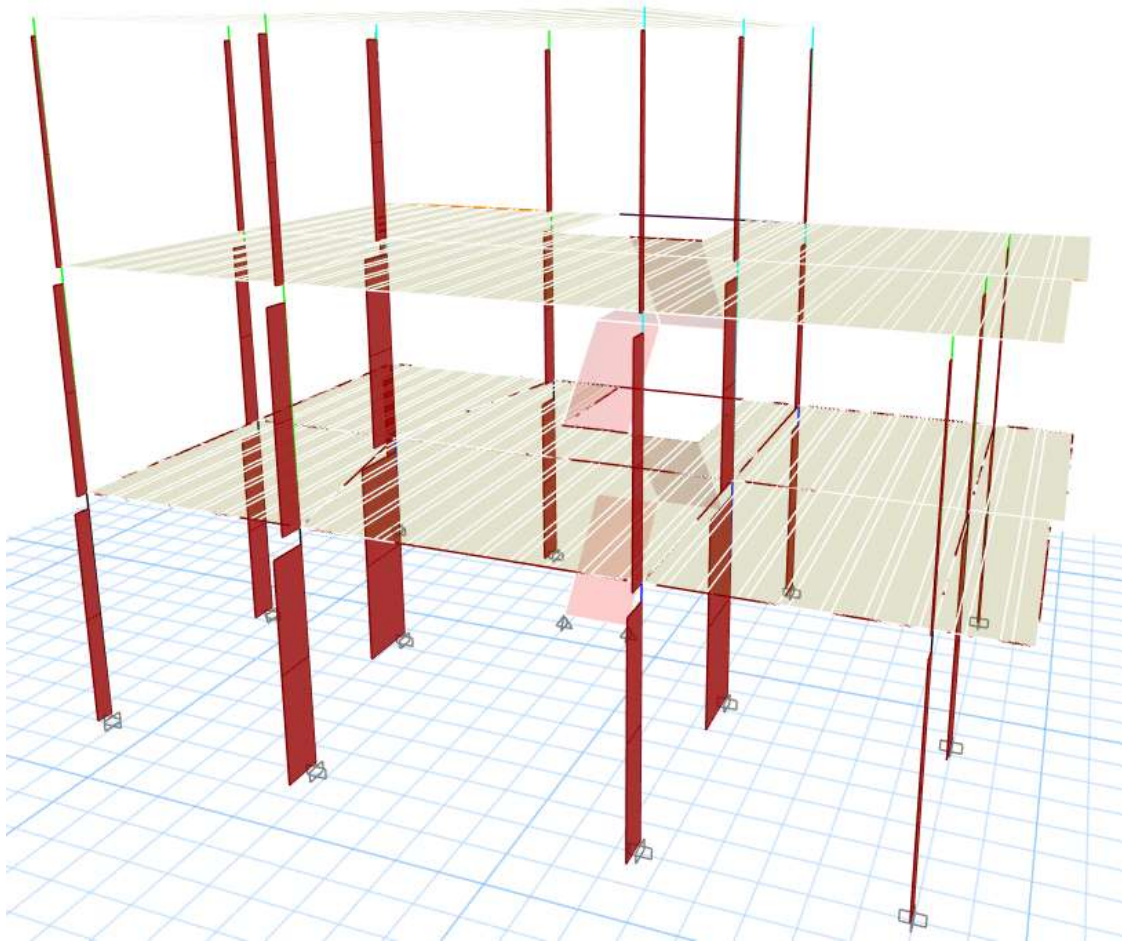
Fuente: Autores



9.26.7 DIAGRAMAS DE FUERZAS AXIALES DEL MODELO.

Plano 22: Diagrama Fuerza Axial V22– Modelado

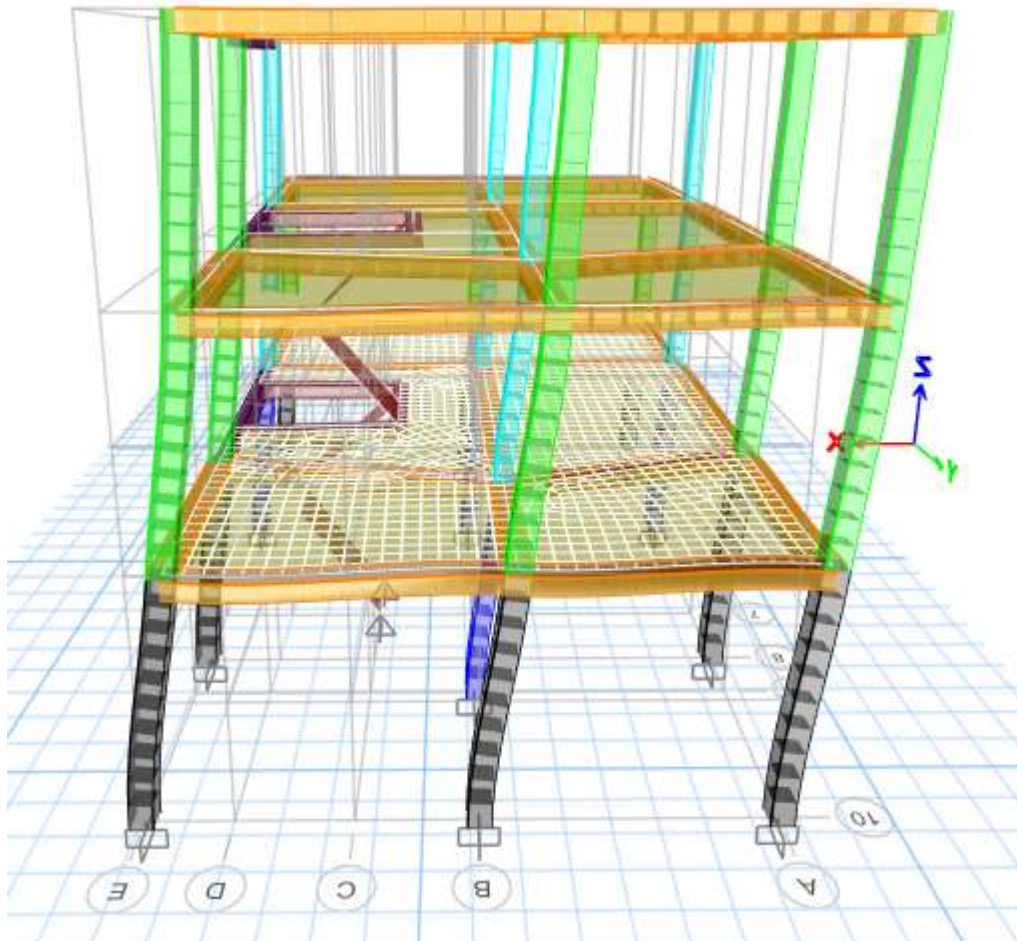
Fuente: Autores



9.26.8 DEFORMACIONES DEL MODELO

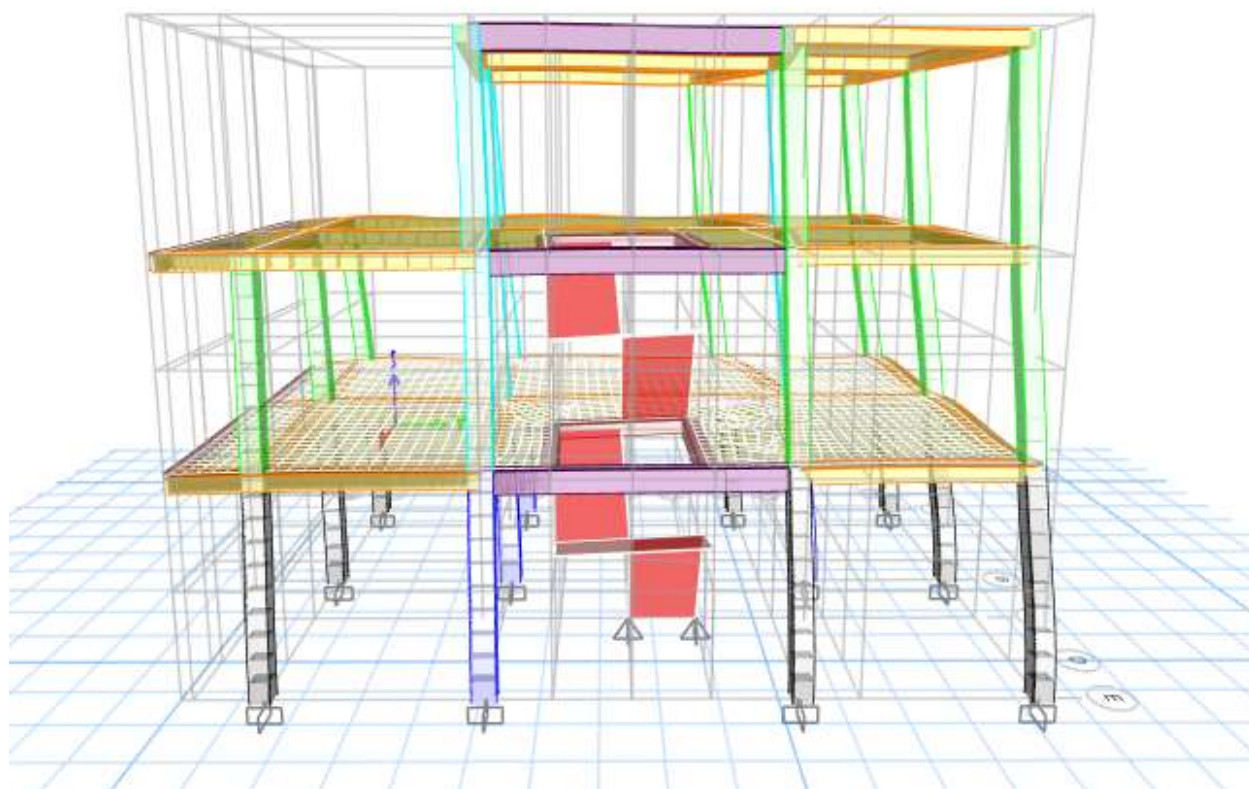
Plano 23: Deformación de los elementos de la edificación, periodo fundamental – Modelado

Fuente: Autores



Plano 24: Deformación de los elementos de la edificación, periodo fundamental – Modelado

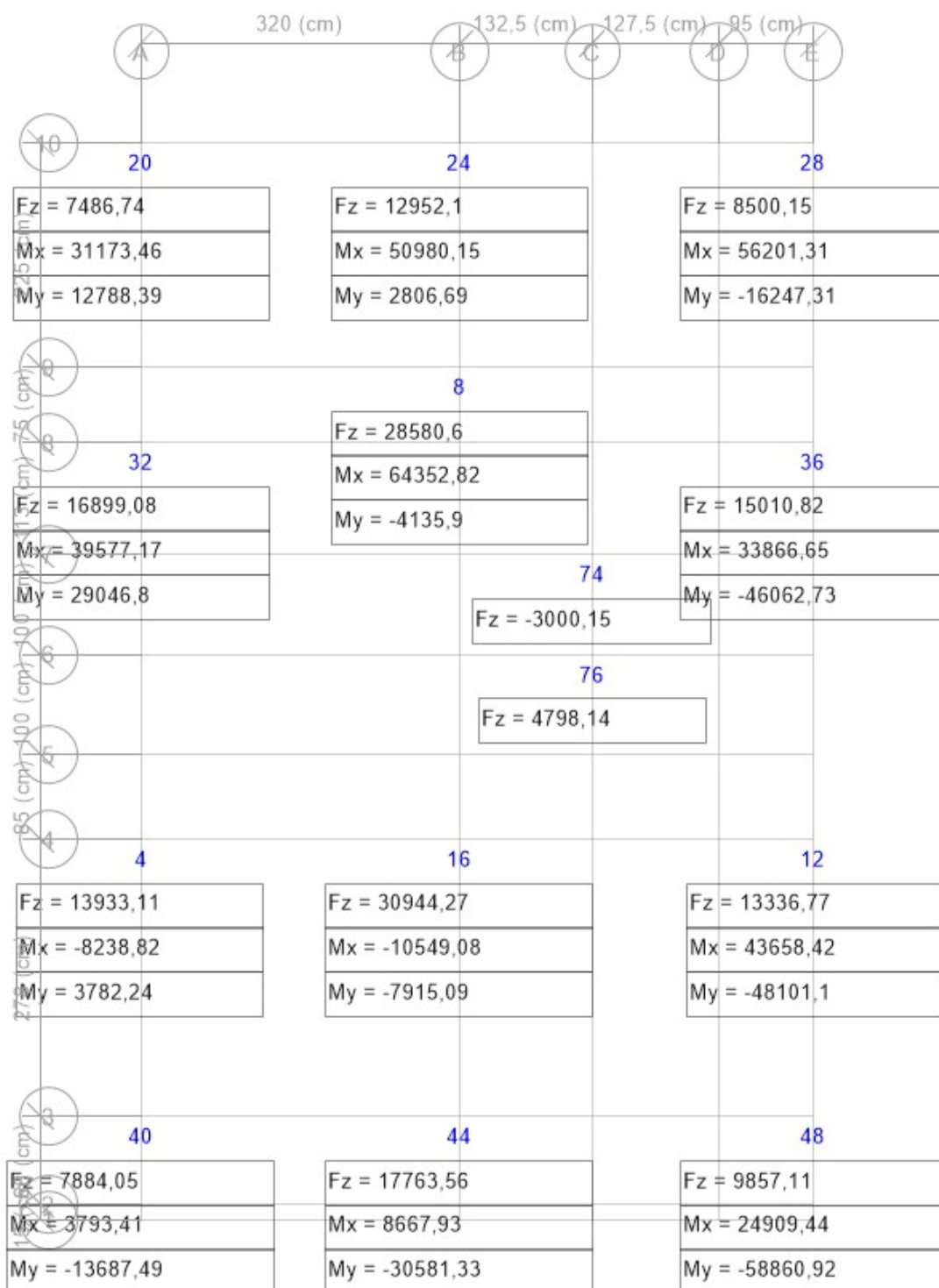
Fuente: Autores



9.26.9 REACCIONES Y MOMENTOS EN LA BASE DE LA EDIFICACION

Ilustración 38: Reacciones en las bases de la estructura

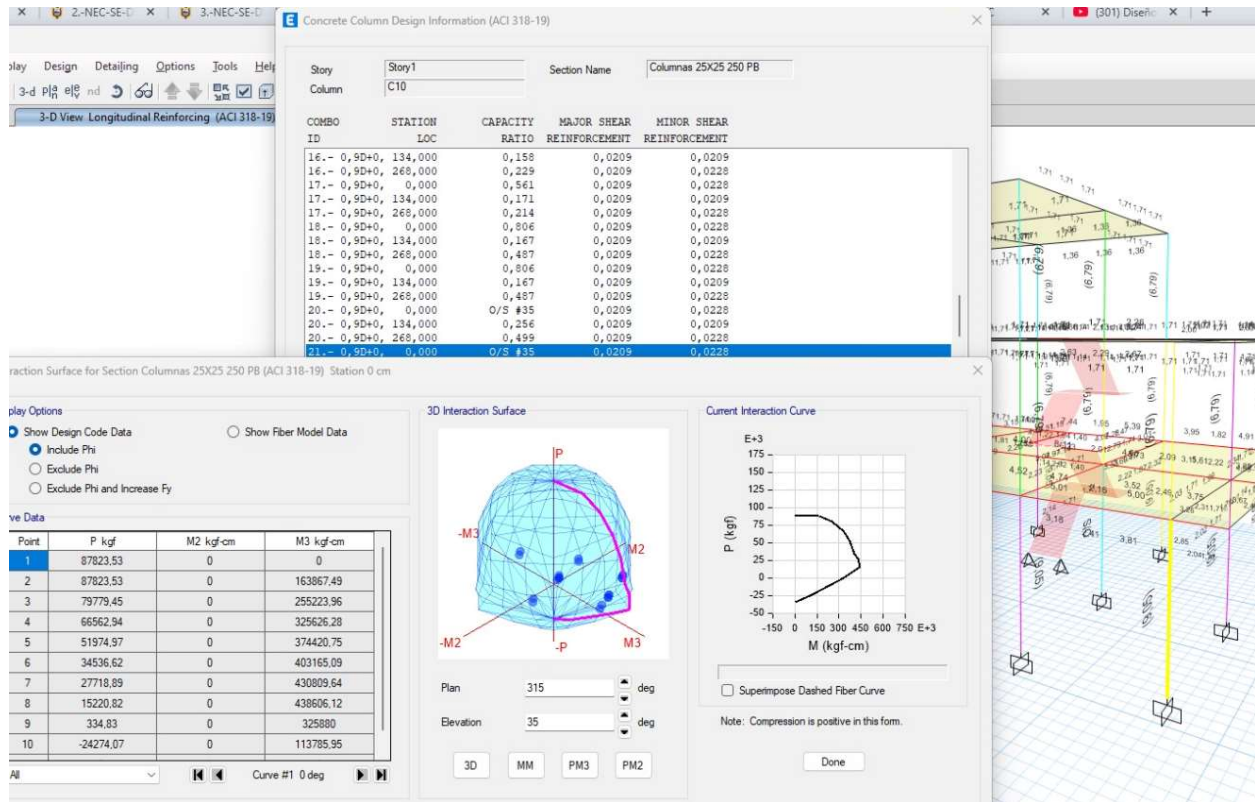
Fuente: Autores



9.26.10 DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA

Ilustración 39: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores



Shear Design for V_{u1} , V_{u2}

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_n kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_c kgf	Rebar A_s /s cm ² /cm	$V_u / \phi V_n$ Unitless
Major, V_{u1}	1213,39	1213,39	2814,78	1086,23	523,61	0,0209	0,144547
Minor, V_{u2}	1480,26	1480,26	0	1480,26	1458,88	0,0228	1

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Bot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u1}	0	523,61	8440,53	33408,68	625	0,253
Minor Shear, V_{u2}	0	1458,88	24129,63	33408,68	625	0,722

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0,211	0,592

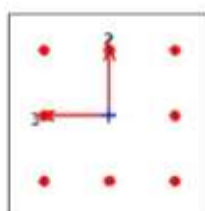
O/S #35 Capacity ratio exceeds limit

Ilustración 40: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C10	30	Columnas 25X25 250 PB	21.- 0.9D+0.9Scp-Sdy	0	268	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
25	25	4.4	1.73

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{yk} (kgf/cm ²)
222940.58	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

ϕ_t	ϕ_{ctad}	$\phi_{cspiral}$	ϕ_{shs}	ϕ_{shk}	ϕ_{shsps}	Ω_c
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.65	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u1} , M_{u2}

Design P_u kgf	Design M_{u1} kgf-cm	Design M_{u2} kgf-cm	Minimum M_{u1} kgf-cm	Minimum M_{u2} kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
2716.89	246080.31	205790.35	6178.21	6178.21	1.45(O/S #35)	1.028(O/S #35)

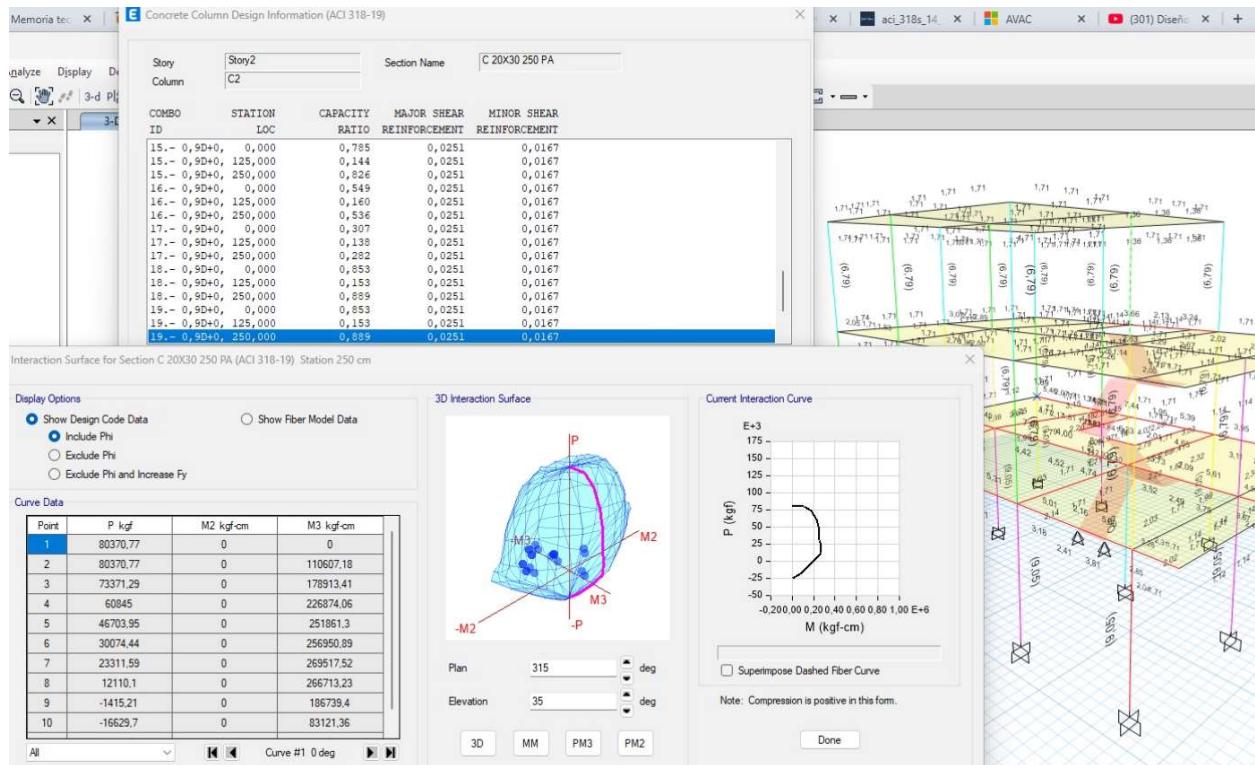
Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.367833	1	1	1	268
Minor Bend(M2)	0.440057	1	1	1	268

9.26.11 DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA

Ilustración 41: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores



Shear Design for V_{u1} , V_{u2}

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_u kgf	Shear ϕV_u kgf	Shear ϕV_u kgf	Rebar A_s cm ² /cm	$V_u / \phi V_u$ Unitless
Major, V_{u1}	1463,27	1463,27	3479,25	1012,42	1056,17	0,0251	0,236553
Minor, V_{u2}	1894,58	1894,58	4349,07	1349,88	1343,81	0,0167	0,332443

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u1,2}$ kgf	Shear $V_{u1,2}$ kgf	Shear ϕV_u kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u1}	0	1056,17	16442	42763,12	600	0,384
Minor Shear, V_{u2}	0	1343,81	20940,58	42763,12	600	0,49

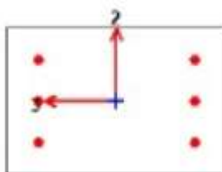
(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0,522	0,412

Ilustración 42: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story2	C2	4	C 20X30 250 PA	19.- 0,9D+0,9Scp-Sdx	250	270	0,742	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
30	20	4,4	1,73

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{yk} (kgf/cm ²)
222940,58	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTad}	$\phi_{Cspiral}$	ϕ_{Tna}	ϕ_{Tb}	$\phi_{Tspiral}$	Ω_s
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,65	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
10587,23	-129587,17	-186268,3	25663,44	22487,27	1,13	0,889

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0,214425	1	1	1	250
Minor Bend(M2)	0,202988	1	1	1	250

9.27 DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES.

En base a lo antes expuesto se propone el siguiente diseño para una edificación de 5 plantas que tendrá un uso de almacenamiento, con los siguientes datos carga muerta (sobrecarga), carga muerta (peso de losa), carga viva (techo), que son explicados con anterioridad, la carga viva por uso de ocupación (almacenamiento), se la obtiene en la norma NEC-SE-CG-CARGAS NO SISMICAS tabla 9.

Datos:

- ❖ Carga muerta (peso de sobrecarga): 227.50 Kg/m².
- ❖ Carga muerta (peso de losa): 322.40 Kg/m².
- ❖ Carga viva de techo: 70 Kg/m².
- ❖ Carga viva por uso de ocupación (almacenamiento): 600 Kg/m².

Ilustración 43: tabla de opciones de diseño norma NEC

Fuente: Autores

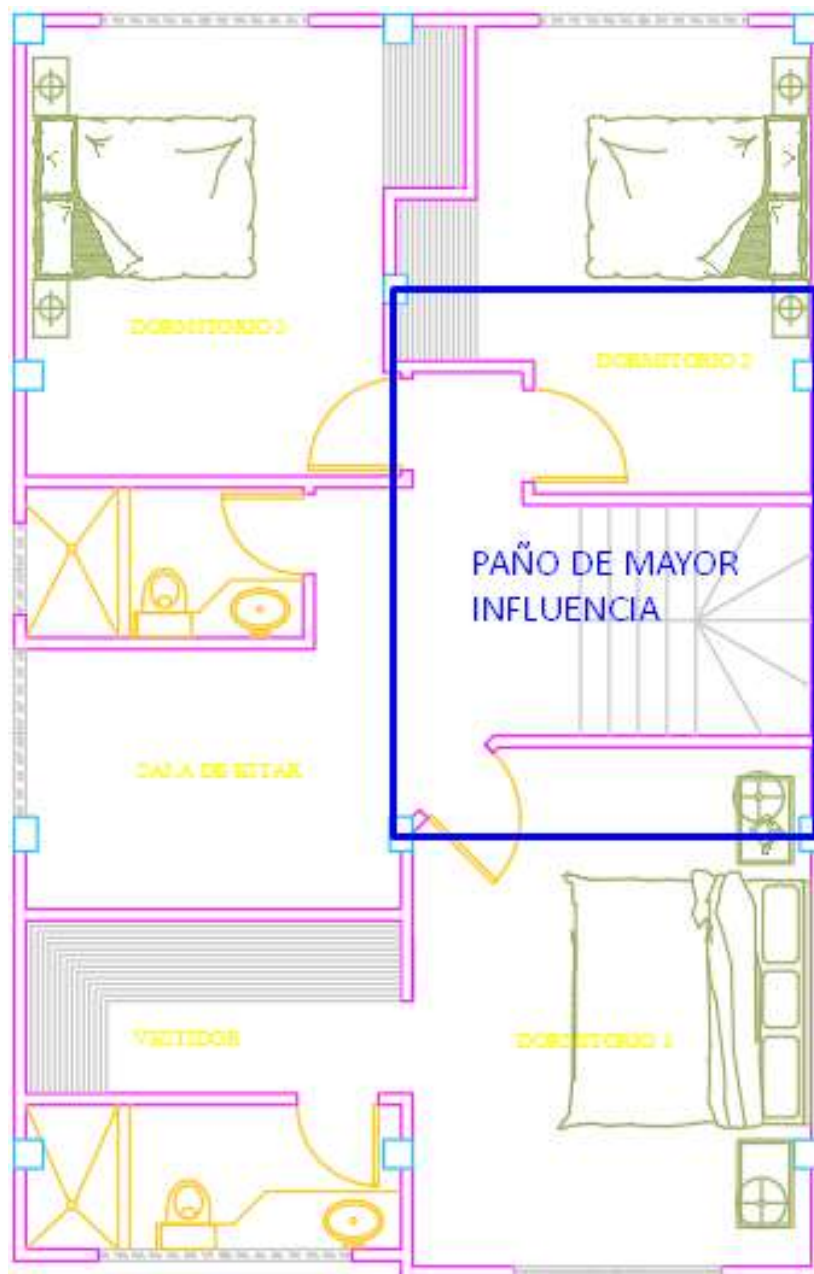
Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
^c Estas cargas se aplican en espacios de almacenamiento de bibliotecas y librerías que soportan anaqueles fijos con doble acceso, sujetos a las siguientes limitaciones: - altura máxima de 2300 mm, - ancho máximo de 300 mm por lado de acceso - distancia entre anaqueles mayor o igual a 900 mm.		
Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista) Livianas Pesada	6.00 12.00	CARGA SELECCIONADA
Coliseos (ver estadios y graderíos)		
Comedores y restaurantes	4.80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm ²		0.90
Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento	2.00	1.33
Corredores Primer Piso Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación	4.80	

9.27.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA.- LOSA NERVADA

Se analiza el paño de mayor influencia obtenido en el proyecto.

Plano 25: Paño de mayor influencia, para realizar predimensionamiento de losa

Fuente: Autores



Se obtiene un paño con una longitud larga de 4.72m, y una longitud pequeña de 3.55m, se procede a analizar el tipo de losa, obtenido que es una losa en dos direcciones motivo a que la longitud mayor es menor que 2 veces la longitud menor del paño.

$$L_{ma} < 2 \cdot L_{me}$$

$$4.72 < 2 \cdot (3.55)$$

$$4.72 < 7.1$$

OK

Se concluye que se considerara una losa armada en dos sentidos, posteriormente se procede a analizar las dimensiones del elemento que se está analizando.

Se considera utilizar una losa con las mismas dimensiones que actualmente cuenta la edificación tal como se aprecia a continuación:

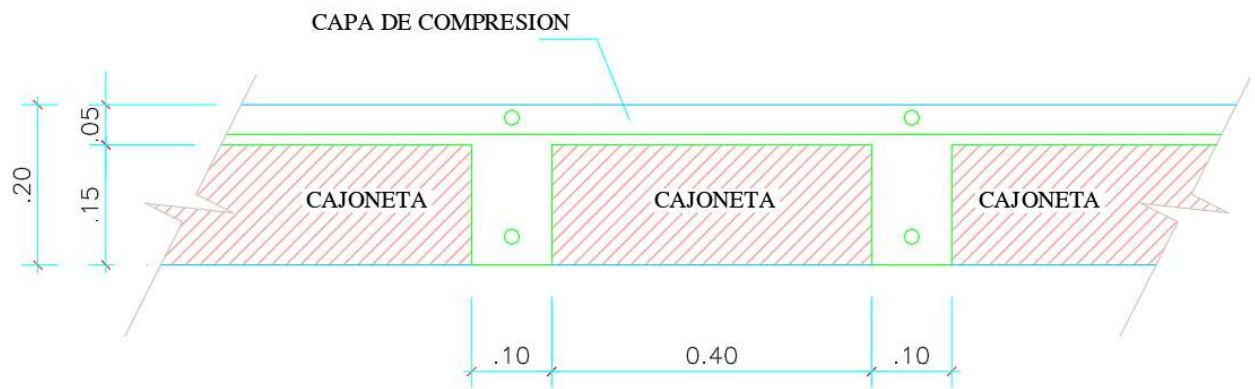
Tabla 50: Dimensiones de la losa estimada

Fuente: Autores

Datos			
Ht	20,00	cm	Altura de losa
tc	5,00	cm	espesor loseta
bn	10,00	cm	ancho nervio
ba	40,00	cm	espacio libre nervios
Lmax	4,72	m	Luz máxima
hmin	14,16	cm	Altura mínima losa
Imin	23659,66	cm ⁴	Inercia mínima losa

Plano 26: Corte de la losa estimada con sus dimensiones en x y en y

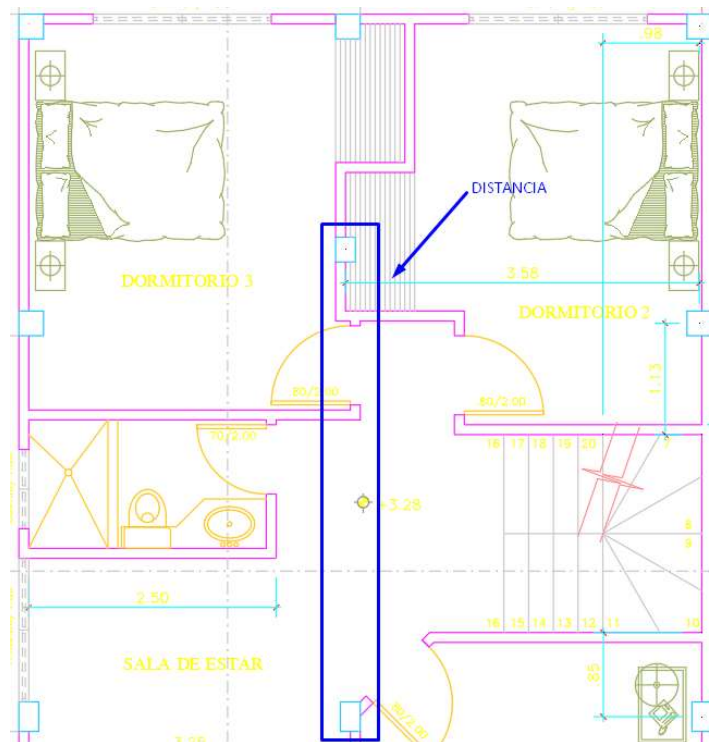
Fuente: Autores



La mayor luz de la losa fue tomada de la distancia que tiene entre las columnas principales (C1), ver imagen.

Plano 27: Distancia máxima entre columnas principales

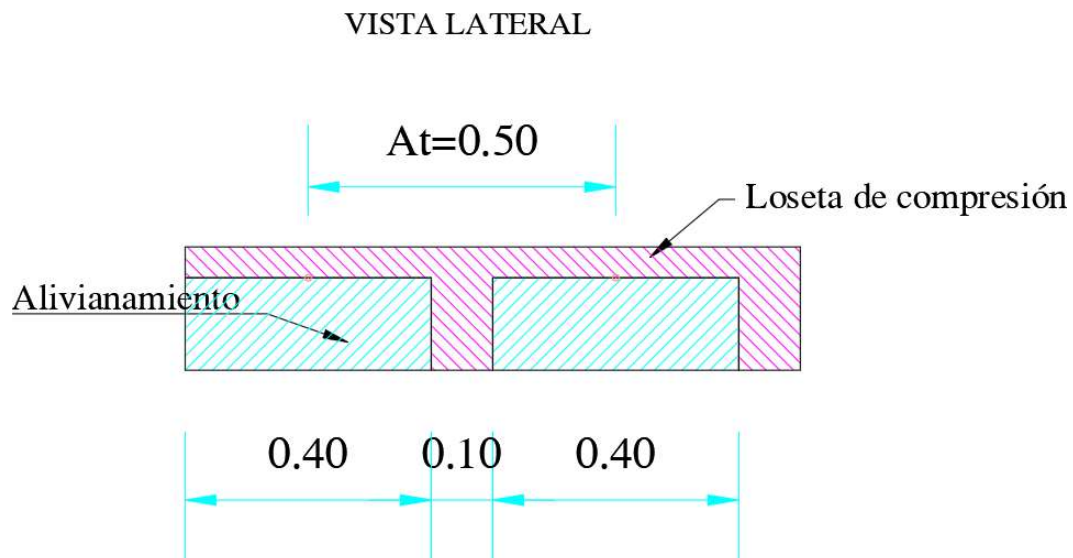
Fuente: Autores



Se proceder a realiza un análisis de inercia de una losa maciza que tenga las mismas dimensiones que la losa nervada, con la finalidad de poder obtener la altura máxima de la losa maciza y la luz máxima permitida con los parámetros suministrados inicialmente tales como, altura de losa, altura de la loseta de compresión, ancho del nervio y espacio libre entre los nervios.

Plano 28: Sección de losa analizar

Fuente: Autores



CALCULO DE ÁREAS

Punto 1 de análisis = nervio

Punto 2 de análisis = nervio

Punto 3 de análisis = loseta de compresión

Tabla 51: Cálculos realizados para la altura de losa y luz máxima

Fuente: Autores

	A (cm2)	y (cm)	Ay (cm3)	Io	d2	It	
1	150	7,5	1125	2813	39,06	8671,875	Nervio
2	150	7,5	1125	2813	39,06	8671,875	Nervio
3	500	17,5	8750	1042	14,06	8072,92	Loseta
	800		11000			25416,67	Esta inercia debe ser mayor
	cg	13,75	cm				a la calculado en Imin
Altura losa maciza (cm)						14,5	
Luz máxima (m)						4,8	

El procedimiento detallado de los cálculos se encuentra en el análisis del dimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación existente.

9.27.2 DIMENSIONAMIENTO DE LOSA

CÁLCULOS REALIZADOS.

9.27.3 ANALISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Para calcular las cargas de diseño de la losa aligerada, se consideraron los siguientes parámetros:

- ❖ Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²
- ❖ Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².
- ❖ Carga viva por uso de ocupación= 600 kg/m²
- ❖ Calculo de ancho tributario

Se calcula con la ayuda de las dimensiones arquitectónicas de la losa propuesta.

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

$$ba = 40 \text{ cm}$$

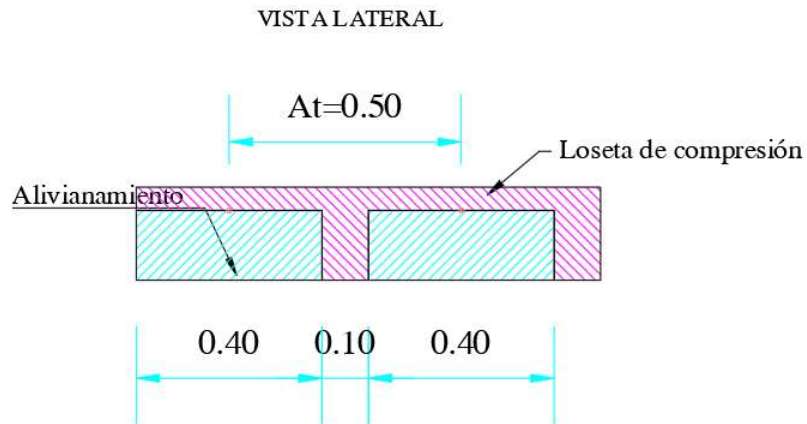
$$At = \frac{(bn + ba)}{100}$$

$$At = \frac{10 + 40}{100}$$

$$At = 0.5 \text{ m}$$

Plano 29: Distancia del ancho tributario

Fuente: Autores



Calculo de Carga ultima

Se calcula con la ayuda de las cargas muertas y vivas consideradas en el proyecto.

Carga muerta peso de losa = 322.40 kg/m²

Carga muerta de sobrepeso = 227.50 kg/m².

Carga viva por uso de ocupación = 600 kg/m²

$$Qu = 1.2 * (322.40 + 227.50) + 1.6 * L$$

$$Qu = 1.2 * (549.90) + 1.6 * 600$$

$$Qu = 1619.88 \text{ kgf/m}^2$$

Calculo de Carga distribuida

Se calcula con los datos anteriormente obtenidos carga ultima y ancho tributario.

$$W_u = Q_u * A_t$$

$$W_u = 1619.88 * 0.5$$

$$W_u = 809.94 \text{ kgf/m}$$

Calculo de Momento ultimo

El momento ultimo se lo calcula con la carga distribuida y con las dimensiones arquitectónicas del proyecto.

$$L_t = \text{Longitud transversal} = 3.55m$$

$$L_p = \text{Longitud principal} = 4.72m$$

$$M_o = \frac{W_u * L_t * L_p^2}{8}$$

$$M_o = \frac{809.94 * 3.55 * (4.72)^2}{8}$$

$$M_o = 8007.10 \text{ kgf} * m/m$$

Calculo de numero de nervios

$$\# \text{ de nervios} = \frac{L_p}{A_t}$$

$$\# \text{ de nervios} = \frac{4.72}{0.5}$$

$\# \text{ de nervios} = 9.44$ entonces se considera 10 nervios

Calculo de Momento de nervio

$$M \text{ nervio} = \frac{M_o}{\# \text{ nervios}}$$

$$M_{nervio} = \frac{8007.10}{10}$$

$$M_{nervio} = 800.71 \text{kgf} * m = 80071 \text{kgf} * \text{cm}$$

Calculo de corte ultimo

$$Corte\ ultimo = \frac{W_u * L_p}{2}$$

$$Corte\ ultimo = \frac{809.94 * 4.72}{2}$$

$$Corte\ ultimo = 1911.46 \text{kgf}$$

9.27.4 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 52: Cargas de diseño

Fuente: Autores

CARGAS DE DISEÑO		
Carga muerta Peso losa =	322,40	kgf/m ²
Carga muerta SCP =	227,50	kgf/m ²
Carga viva L =	600,00	kgf/m ²
ancho tributario =	0,50	m
Carga última Qu =	1619,88	kgf/m ²
Carga distribuida (Wu)	809,94	kgf/m
Longitud principal (Lp)	4,72	m
Longitud transversal (Lt)	3,55	m
Momento último (Mo)	8007,10	kgf-m/m
Número de nervios	10,00	u
Momento de nervio	800,71	kgf-m
Momento último nervio	80070,99	Kgf-cm
Resistencia de corte final (Vu)	1911,46	kgf

9.27.5 COMPROBACION DE PERALTE

Calculo de d utilizado:

$$\text{Recubrimiento} = 2.5\text{cm}$$

$$D \text{ utilizado} = \text{altura de losa} - \text{recubrimiento}$$

$$D \text{ utilizado} = 20\text{cm} - 2.5\text{cm}$$

$$D \text{ utilizado} = 17.50 \text{ cm}$$

Como dato del proyecto se considera una resistencia de compresión del acero de:

$$F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Ancho del nervio, forma parte de las dimensiones propuestas de la losa:

$$\text{Ancho de nervio} = Bn = 10\text{cm}$$

Calculo de d partiendo por el análisis de deflexión.

$$D \text{ flexión} = \sqrt{\frac{M \text{ nervio}}{0.145 * F'c * bn}}$$

$$D \text{ flexión} = \sqrt{\frac{80071}{0.145 * 250 * 10}}$$

$$D \text{ flexión} = 14.86\text{cm}$$

Comparación d utilizado > d flexión

Se realiza la comparativa entre las distancias d obtenidas, para verificar si la distancia utilizada es mayor que la calculada en deflexión cumpliendo con los parámetros de análisis del proyecto.

$$d \text{ utilizado} > d \text{ flexión.}$$

$$17.50 > 14.86$$

OK se cumple la condición.

Calculo de d partiendo por el análisis de corte.

$$D_{corte} = \frac{Vu}{0.75 * 0.53 * bn * \sqrt{F'c}}$$

$$D_{corte} = \frac{1911.46}{0.75 * 0.53 * 10 * \sqrt{250}}$$

$$D_{corte} = 30.41 \text{ cm}$$

Comparación d utilizado > d corte

Se realiza la comparativa entre las distancias d obtenidas, para verificar si la distancia utilizada es mayor que la calculada en deflexión cumpliendo con los parámetros de análisis del proyecto.

$$d_{utilizado} > d_{corte}.$$

$$17.50 > 30.41$$

NO se cumple la condición.

Motivo al cual se propone colocar estribos de refuerzo (vinchas) en el nervio para cumplir esta condición.

9.27.6 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 53: Comprobación de peralte

Fuente: Autores

COMPROBACION DE PERALTE		
Distancia efectiva (d)	17,50	cm
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250,00	kgf/cm ²
Ancho nervio (bn)	10,00	cm
Distancia efectiva mínima a flexión	14,86	cm
d util > d flexión	CUMPLE	
Distancia efectiva mínima a corte	30,41	cm
d util > d corte	NO CUMPLE	
	Se coloca estribos (vincha)	

9.27.7 ANALISIS DE ACERO DE REFUERZO

Para realizar este análisis se toma en consideración los siguientes datos y el siguiente procedimiento para el cálculo.

Se considera un $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Calculo de A_s

se procede realizar iteraciones con A_s y a con la finalidad de obtener el Área de la varilla más adecuado en el análisis, tomando como premisa inicial que:

$$a = \frac{d_{\text{utilizado}}}{5} = \frac{17.5}{5} = 3.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{nervio}}}{0.9 * F_y * \left(d_{\text{utilizado}} - \frac{a_{\text{variable}}}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{80070.99}{0.9 * 4200 * \left(17.5 - \frac{2.58}{2} \right)}$$

$$A_s = 1.31 \text{ cm}^2$$

Calculo de a

$$a \text{ calculado} = \frac{As f_y}{(0.85 * f'_c * b)}$$

$$a \text{ calculado} = \frac{1.31 * 4200}{(0.85 * 250 * 10)}$$

$$a \text{ calculado} = 2.58 \text{ cm}$$

Análisis del diámetro de la varilla a utilizar, y cálculo del área.

Se considera utilizar un $\phi 14 \text{ mm}$

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * 14^2}{4}$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2$$

Comparación NORMA ϕ varilla > 12mm

Se realiza comparación con el diámetro de la varilla propuesta, versus el diámetro mínima según la NEC.

$$\phi \text{ varilla} > 12 \text{ mm}$$

$$14 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

OK se cumple con la condición.

Se realiza comparación con las áreas de refuerzo propuesta, versus el área de refuerzo necesaria en el proyecto.

$$\phi \text{ varilla propuesta} > \phi \text{ varilla necesaria}$$

$$14 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

OK se cumple con la condición.

Selección de # de varillas.

Se realiza el cálculo del número de varilla necesaria para el refuerzo.

$$\# \text{ varilla} = \frac{As \text{ propuesta}}{As \text{ necesaria}}$$

$$\# \text{ varilla} = \frac{1.54}{1.31}$$

$$\# \text{ varilla} = 0.85 \text{ u por lo que se necesita 1 varilla}$$

9.27.8 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 54: Area de acero de refuerzo

Fuente: Autores

AREA DE ACERO DE REFUERZO		
Fluencia del acero (fy)	4200,00	kgf/cm2
a variable	2,58	cm
a calculado	2,58	cm
Área de acero (As)	1,31	cm2
ϕ varilla colocado	14,00	mm
NORMA		CUMPLE
ϕ varilla > 12mm		
As variable	1,54	cm2
# varillas	0,85	u
	1,00	u

9.28 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS - VIGAS PRINCIPALES

9.28.1 ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO

Para analizar las cargas de diseño de las vigas principales, se consideraron los siguientes parámetros:

Longitud de la viga= 4.75 m.

Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²

Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².

Carga viva por uso de ocupación= 600 kg/m²

Calculo de ancho tributario

Se calcula con la ayuda de las dimensiones arquitectónicas de la losa propuesta.

$$L1 = 320 \text{ cm}$$

$$L2 = 360 \text{ cm}$$

$$At = \frac{(L1 + L2)}{2}$$

$$At = \frac{320 + 360}{2}$$

$$At = 340 \text{ cm} = 3.40 \text{ m}$$

Cálculo de carga distribuida (W_U)

$$W_U = 1,2 * (\text{carga muerta} + \text{carga muerta SCP}) + 1,6 * (\text{Carga viva } L)$$

$$W_U = 1,2 * (322,40 + 227,50) + 1,6 * (600)$$

$$W_U = 1619,88 \text{ Kgf/m}$$

Se considera un factor de amplificación de 1.2 para el cálculo siguiente.

Cálculo de carga distribuida sísmica (W_{U sism})

$$W_{U \text{ sism}} = W_U * \text{Factor de amplificación}$$

$$W_{U \text{ sism}} = 1619,88 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} * 1,2$$

$$W_{U\ sism} = 1943,86 \frac{Kgf}{m}$$

Cálculo de momento ultimo (Mu)

$$M_U = \frac{(W_{U\ sism} * L^2)}{10}$$

$$M_U = \frac{(1943,86 * 4,75^2)}{10}$$

$$M_U = 4385,83 \text{ Kgf} * m$$

$$M_U = 438583,51 \text{ Kgf} * cm$$

Cálculo de cortante ultimo (Vu)

$$V_U = \frac{(M_U * L)}{2}$$

$$V_U = \frac{(4385,83 * 4,75)}{2}$$

$$V_U = 10416,33 \text{ kgf}$$

9.28.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 55: Cargas de diseño de vigas principales

Fuente: Autores

VIGAS PRINCIPALES		
CARGAS DE DISEÑO		
Longitud	4,75	m
Carga muerta	322,40	kgf/m2
Carga muerta SCP	227,50	kgf/m2
Carga viva L	600,00	kgf/m2
ancho tributario	3,40	m
Carga distribuida (Wu)	1619,88	Kgf/m
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1,20	
Carga distribuida con el factor sísmico (Wu)	1943,86	Kgf/m
Momento último de la sección (Mu)	4385,83	Kgf-m

Mu	438582,51	kgf-cm
Cortante último (Vu)	10416,33	kgf

9.28.3 ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA

Para analizar las dimensiones de las vigas principales, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un $F'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.

Se considera un $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Se considera una base de ($b = 30 \text{ cm}$).

Cálculo de d min por flexión

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_u}{(0,145 * f'c * b)}}$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{438582,51}{(0,145 * 250 * 30)}}$$

$$d_{min} = 20,08 \text{ cm}$$

Se considera un recubrimiento de ($e = 3 \text{ cm}$).

Calculo de altura de la viga

$$H_{calc} = d \text{ min flexión} + \text{recubrimiento}$$

$$h_{cal} = 20,08 + 3$$

$$h_{cal} = 23,08 \text{ cm}$$

Verificación de cumplimiento de dimensiones mínimas según norma.

$$h_{cal} \geq 25 \text{ cm}$$

$$23.08 \geq 25 \text{ cm}$$

No se cumple esta condición

Se considera una altura de viga de $h=35 \text{ cm}$.

Si cumple la condición de dimensiones mínimas.

Calculo de relación de esbeltez h/b .

$$r = \frac{h}{b}$$

$$r = \frac{35}{30}$$

$$r = 1.166$$

Verificación de cumplimiento de relación de esbeltez.

$$< r < 1.6$$

$$< 1.166 < 1.6$$

Si se cumple esta condición

Calculo de final de viga.

$$d_{\text{final}} = h_{\text{adoptado}} - \text{recubrimiento}$$

$$d_{\text{final}} = 35 \text{ cm} - 3 \text{ cm}$$

$$d_{\text{final}} = 32 \text{ cm}$$

9.28.4 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 56: Dimensiones de viga

DIMENSIONES DE VIGA		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'_c)	250,00	kgf/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200,00	kgf/cm ²

Ancho (b)	30,00	cm
Distancia efectiva mínima a flexión	20,08	cm
Recubrimiento	3,00	cm
Altura calculada (hc)	23,08	cm
NORMA >25mm	no cumple dim min	
Altura adoptada	35,00	cm
Relación altura/ancho (h/b)	1,17	
NORMA	Si cumple relación	
Distancia efectiva final	32,00	cm

9.28.5 CALCULO DE AREA DE ACERO DE REFUERZO

Para analizar el cálculo de área de acero de refuerzo, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un a iterativo que tiene un valor de $d/5$.

$$a_{iterativo} = \frac{d}{5}$$

$$a_{iterativo} = \frac{32}{5}$$

$$a_{iterativo} = 6.4 \text{ cm}$$

Cálculo de A_s

$$A_s = \frac{M_u}{\left(0.9 * f_y * \left(d_{final} - \frac{a_{iterativo}}{2}\right)\right)}$$

$$A_s = \frac{4385,83}{\left(0.9 * 4200 * \left(32 - \frac{6.4}{2}\right)\right)}$$

$$A_s = 4.03 \text{ cm}^2$$

Calculo de a

$$A_{calculado} = \frac{A_s * f_y}{(0,85 * f'_c * b)}$$

$$A_{calculado} = \frac{4.03 * 4200}{(0,85 * 250 * 30)}$$

$$A_s = 2,65 \text{ cm}^2$$

Los procedimientos que anteceden se repiten varias veces hasta que se encuentre que los valores de a de cada iteración no varíen.

Se obtiene los siguientes resultados para a y para A_s :

$$a = 2,49 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.77 \text{ cm}^2$$

Cálculo de $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0033 * b * d_{\text{final}}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0033 * 30 * 32$$

$$A_{s \text{ min}} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Se considera utilizar una varilla de 16 mm

Se considera utilizar 2 varillas en esta sección.

Cálculo de A_s a utilizar

$$A_{s \text{ utilizar}} = N^{\circ} \text{ de varillas} * \pi * \left(\frac{\phi \text{ varilla}}{10} \right)^2 / 4$$

$$A_{s \text{ utilizar}} = 2 * \pi * \left(\frac{16}{10} \right)^2 / 4$$

$$A_{s \text{ utilizar}} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Se realiza comparación de A_s utilizar versus $A_{s \text{ min}}$ y A_s solicitado.

$$A_{s_{utilizar}} \geq A_{s_{min}}$$

$$4.02 \text{ cm}^2 \geq 3.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{utilizar}} \geq A_{s_{solicitado}}$$

$$4.02 \text{ cm}^2 \geq 3.77 \text{ cm}^2$$

OK se considera que cumplen ambas condiciones

Calculo de relación entre sección de acero versus el área de la viga.

$$r = \frac{A_{s_{utilizar}}}{h_{adoptado} * b}$$

$$r = \frac{4.02}{35 * 30}$$

$$r = 0.38\%$$

Se realiza comparación de la relación calculada versus valor permitido de la norma.

$$r_{calculada} < 1\%$$

$$0.38\% < 1\%$$

OK se considera la condición

9.28.6 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 57: Area de acero de refuerzo

Fuente: Autores

AREA ACERO DE REFUERZO		
a iterativo	2,49	cm
a calculado	2,49	cm
Área de acero (As)	3,77	cm2
Área de acero mínimo (Asmin)	3,17	cm2
Diámetro de varilla	16,00	mm
Número de varillas	2,00	u

Área de acero a usar	4,02 cm ²
As a usar > As	Cumple
Cuantía de acero	0,38%
NORMA <=1%	Cumple

9.28.7 CALCULO DE RESISTENCIA A CORTE

Para analizar el cálculo de resistencia a corte, se consideraron los siguientes parámetros:

Cálculo cortante último

$$V_U = \frac{(M_U * L)}{2}$$

$$V_U = \frac{(4385,83 * 4,75)}{2}$$

$$V_U = 10416,33 \text{ kgf}$$

Cálculo de ΦV_c

$$\Phi V_c = 0,53 * 0,75 * b * d_{final} * \sqrt{f'_c}$$

$$\Phi V_c = 0,53 * 0,75 * 30 * 32 * \sqrt{250}$$

$$\Phi V_c = 6033,63 \text{ kgf}$$

Cálculo de 30% de ΦV_u

$$30\% V_U = 0.3 * 10416.33$$

$$30\% V_U = 3124,90 \text{ kgf}$$

Se realiza comparativa entre V_c versus 30% V_u

$$\Phi V_c > 30\% V_u$$

$$6033.63 \text{ kgf} > 3124.90 \text{ kgf}$$

OK se considera la condición

Se considera un diámetro de estribo de 10mm.

Se considera 2 ramales en los estribos.

Se realiza comparativa numero de ramales y los mínimos ramales permitidos.

$$\# \text{ ramales propuestos} \geq \# \text{ de ramales permitidos}$$

$$2 u \geq 2 u$$

OK se cumple la condición

Cálculo de A_v

$$A_v = \frac{\# \text{ ramas } \pi \sqrt{db \text{ estribo} / 10}}{4}$$

$$A_v = \frac{2\pi \sqrt{10/10}}{4}$$

$$A_v = 1,57 \text{ cm}^2$$

Se establece el valor d calculado anteriormente.

$$d = 32 \text{ cm}$$

Se establece el punto de fluencia del material utilizado.

$$f_y = 4200 \text{ Kg}f/\text{cm}^2$$

9.28.8 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 58: Resistencia a corte

Fuente: Autores

RESISTENCIA A CORTE	
Cortante último (Vu)	10416,33 kgf

Resistencia al corte del concreto (Vc)	6033,63	kgf
30 % Cortante último	3124,90	kgf
$\Phi V_c > 30\% V_u$	Cumple	
Diámetro de varilla	10,00	mm
Número de ramas	2,00	
# ramales ≥ 2	Cumple	
Área a corte (Av)	1,57	cm ²
Distancia efectiva (d)	32,00	cm
Fluencia del acero (fy)	4200,00	kgf/cm ²

9.28.9 CÁLCULO EN ZONA PROTEGIDA Y ZONA CENTRAL

ZONA PROTEGIDA

Separación mínima

Se verifica cual es la mínima separación entre las diferentes opciones:

$$S \leq \begin{cases} d/4 \\ 6 db \\ 10 cm \end{cases}$$

Se tiene como resultado que la separación mínima es:

$$S1 = \frac{d}{4}$$

$$S1 = \frac{32}{4}$$

$$S1 = 8 cm$$

$$S2 = 6 * \text{diámetro de varilla de acero de refuerzo}$$

$$S2 = 6 * 1.6$$

$$S2 = 9.6 cm$$

$$S3 = \text{separacion minima segun norma} = 10cm$$

Se escoge la separación mínima entre las 3 calculadas.

$$sep\ mínima = 8,00\ cm$$

Separación adoptada es de 7.5 cm.

Cálculo de V_s

$$\phi V_s = \frac{0,75 * A_v * f_y * d}{seccion\ adoptada}$$

$$\phi V_s = \frac{0,75 * 1.57 * 4200 * 32}{7,5}$$

$$\phi V_s = 21111.50\ Kgf$$

Condición $\phi V_c * 4$

$$condicion = \phi V_c * 4$$

$$condicion = 4 * 6033.63$$

$$condicion = 24134,50\ Kgf$$

Comparativa entre $\Phi V_s < 4V_c$

$$\Phi V_s < 4V_c$$

$$21111.50\ kgf < 24134.50\ kgf$$

OK se cumple la condición

CÁLCULO DE ZONA CENTRAL

Separación mínima

$$S \leq \begin{cases} d/2 \\ 8\ db \\ 15\ cm \end{cases}$$

Se tiene como resultado que la separación mínima es:

$$S1 = \frac{d}{2}$$

$$S1 = \frac{32}{2}$$

$$S1 = 16cm$$

$$S2 = 8 * \text{diametro de varilla de acero de refuerzo}$$

$$S2 = 8 * 1.6$$

$$S2 = 12.8 \text{ cm}$$

$$S3 = \text{separacion minima segun norma} = 15cm$$

Se escoge la separación mínima entre las 3 calculadas.

$$\text{sep mínima} = 12,8 \text{ cm}$$

Cálculo de longitud de zona protegida

$$\text{Long z proteg} = 2 * h_{\text{adoptado}}$$

$$\text{Long z proteg} = 70 \text{ cm}$$

Cálculo de resistencia a corte de concreto

$$V_s = \frac{0,75(A_v)(f_y)(d)}{\text{sep adoptado}}$$

$$V_s = \frac{0,75(1,57)(4200)(32)}{7,50}$$

$$V_s = 21111.50 \text{ Kgf/cm}^2$$

Cálculo demanda – capacidad.

$$\text{Damanda} - \text{capacidad} = \frac{D}{C} = \frac{V_u}{V_s}$$

$$Demanda - capacidad = \frac{10416.33}{21111.50}$$

$$Demanda - capacidad = 0.49$$

Para finalizar se tiene la siguiente sección adoptada

$$Sección adoptada = 30 \times 35 \text{ cm}$$

9.28.10 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 59: Resultados de zona protegida y zona central

Fuente: Autores

ZONA PROTEGIDA		
Separación mínima zona protegida	8,00	cm
Separación mínima adoptada	7,50	cm
Resistencia al corte del acero (Vs)	21111,50	kgf
4 veces resistencia al corte del concreto	24134,50	kgf
$\Phi V_s < 4V_c$	Cumple	
ZONA CENTRAL		
Separación mínima zona central	12,80	cm
Separación mínima adoptada zona central	70,00	cm
Resistencia al corte del acero (Vs)	21111,50	kgf/cm2
D/C	0,49	
SECCION ADOPTADA	30X35 CM	

9.29 VIGAS LONGITUDINALES

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las vigas longitudinales son los mismos que se realizaron para las vigas transversales, en esta sección solo se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.29.1 ANÁLISIS DE CARGA DE DISEÑO

Tabla 60: Cargas de diseño de vigas longitudinales

Fuente: Autores

VIGAS LONGITUDINALES		
CARGAS DE DISEÑO		
Longitud	3,55	m
Carga muerta	322,40	kgf/m ²
Carga muerta SCP	227,50	kgf/m ²
Carga viva L	600,00	kgf/m ²
ancho tributario	3,50	m
Carga distribuida (Wu)	1619,88	Kgf/m
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1,20	
Carga distribuida con el factor sísmico (Wu)	1943,86	Kgf/m
Momento último de la sección (Mu)	2449,74	Kgf-m
Mu	244974,45	kgf-cm
Cortante último (Vu)	4348,30	kgf

9.29.2 ANÁLISIS DE DIMENSIONES DE VIGA

Tabla 61: Dimensiones de viga

Fuente: Autores

DIMENSIONES DE VIGA		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250,00	kgf/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200,00	kgf/cm ²
Ancho (b)	30,00	cm
Distancia efectiva mínima a flexión	15,01	cm
Recubrimiento	3,00	cm
Altura calculada (hc)	18,01	cm
NORMA >25mm	no cumple dim min	
Altura adoptada	35,00	cm
Relación altura/ancho (h/b)	1,17	
NORMA	Si cumple relación	
Distancia efectiva final	32,00	cm

9.29.3 CALCULO DE ÁREA DE ACERO DE REFUERZO

Tabla 62: Area de acero de refuerzo

Fuente: Autores

AREA ACERO DE REFUERZO		
a iterativo	1,36	cm
a calculado	1,36	cm
Área de acero (As)	2,07	cm ²
Área de acero mínimo (Asmin)	3,17	cm ²
Diámetro de varilla	16,00	mm
Número de varillas	2,00	u
Área de acero a usar	4,02	cm ²
As a usar > As	Cumple	
Cuantía de acero	0,38%	
NORMA ≤1%	Cumple	

9.29.4 CÁLCULO DE RESISTENCIA A CORTE

Tabla 63: Resultados de resistencia a corte

Fuente: Autores

RESISTENCIA A CORTE		
Cortante último (Vu)	4348,30	kgf
Resistencia al corte del concreto (Vc)	6033,63	kgf
30 % Cortante último	1304,49	kgf
$\Phi Vc > 30\% Vu$	Cumple	
Diámetro de varilla	10,00	mm
Número de ramas	2,00	
# ramales ≥2	Cumple	
Área a corte (Av)	1,57	cm ²
Distancia efectiva (d)	32,00	cm
Fluencia del acero (fy)	4200,00	kgf/cm ²

9.29.5 CÁLCULO EN ZONA PROTEGIDA Y ZONA CENTRAL

ZONA PROTEGIDA

Tabla 64: Resultados de zona protegida

Fuente: Autores

ZONA PROTEGIDA

Separación mínima zona protegida	8,00	cm
Separación mínima adoptada	7,50	cm
Resistencia al corte del acero (Vs)	21111,50	kgf
4 veces resistencia al corte del concreto	24134,50	kgf
$\Phi V_s < 4V_c$	Cumple	

ZONA CENTRAL

Tabla 65: resultados de zona central

Fuente: Autores

ZONA CENTRAL		
Separación mínima zona central	12,80	cm
Separación mínima adoptada zona central	70,00	cm
Resistencia al corte del acero (Vs)	21111,50	kgf/cm²
D/C	0,21	
SECCION ADOPTADA	30X35 CM	

9.30 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS CENTRALES – C1

9.30.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Para analizar las cargas de diseño de las columnas, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un $F'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.

Se considera un $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Se considera un ancho de 3.38 m.

Se considera un largo de 3.49 m.

Cálculo de área tributaria

$$A_t = a \times b$$

$$A_t = 3,38 * 3,49$$

$$A_t = 11,80 \text{ m}^2$$

Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²

Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².

Carga viva por uso de ocupación= 600 kg/m².

Número de pisos del proyecto= 5 unidades.

Cálculo de carga última

$$Qu = (1,2 * (\text{carga muerta} + \text{carga muerta SCP}) + 1,6 * \text{Carga viva}) * n^{\circ} \text{pisos}$$

$$Qu = (1,2 * (322,40 + 227,5) + 1,6 * 600) * 5$$

$$Qu = 8099,40 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

Se considera un factor de amplificación de 1.2

Cálculo de Pu

$$Pu = \frac{At(Qu)(F.A)}{0,85}$$

$$Pu = \frac{11,80(8099,40)(1,2)}{0,85}$$

$$Pu = 134883,02 \text{ Kgf}$$

$$Pu = 134,88 \text{ Tonf}$$

Valor de Ag calculado

$$A_g \text{ calculado} = 3(Pu)/(0,85 * f'c + 0,02 * f'y)$$

$$A_g \text{ calculado} = 3(134,88)/(0,85 * 250 + 0,02 * 4200)$$

$$A_g \text{ calculado} = 1539,12 \text{ cm}^2$$

9.30.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 66: Carga de diseño de columnas centrales

Fuente: Autores

CENTRALES		
CARGAS DE DISEÑO		
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c)	250,00	Kgf/cm2
Fluencia del acero (fy)	4200,00	kgf/cm2
Ancho	3,38	m
Largo	3,49	m
Área tributaria	11,80	m2
Carga muerta	322,40	kgf/m2
Carga muerta SCP	227,50	kgf/m2
Carga viva L	600,00	kgf/m2
Número de pisos	5,00	
Carga última Qu =	8099,40	Kgf/m2
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1,20	
Carga axial (Pu)	134883,02	Kgf
Pu	134,88	Tonf
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión (Ag)	1539,17	cm2

9.30.3 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Para realizar el análisis de dimensionamiento de las columnas, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera una base b= 40cm.

Se considera un ancho a= 40cm.

Se considera una altura H= 300cm.

Cálculo de Ag asignado

$$A_g \text{ asignado} = a \text{ columna} * b \text{ columna}$$

$$A_g \text{ asignado} = 1600,00 \text{ cm}^2$$

Comparativa entre $A_g \text{ asig} > A_g \text{ calcula}$

$$A_g \text{ asig} > A_g \text{ calcula}$$

$$1600 \text{ cm}^2 > 1539.17 \text{ cm}^2$$

OK se cumple la condición

Comparativa entre $A_g \text{ asig} > A_g \text{ mínima}$

$$A_g \text{ asig} > A_g \text{ minima}$$

$$1600 \text{ cm}^2 > 900 \text{ cm}^2$$

OK se cumple la condición

Cálculo de $A_g \text{ mínimo}$

$$A_s \text{ minimo} = 0.01 * A_{g \text{ asignada}}$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.01 * 1600$$

$$A_s \text{ minimo} = 16.00 \text{ cm}^2$$

Se considera un diámetro de varilla esquineras de ϕ 14mm.

Se considera un diámetro de varilla internas de ϕ 14mm.

Calculo de $A_s \text{ db}$ esquineras e interiores.

$$A_s \text{ db interior} = \frac{\pi \sqrt{\text{Varilla db longitud interior}/10}}{4}$$

$$As_{db\ esquineras} = \frac{\pi \sqrt{\frac{14}{10}}}{4}$$

$$As_{db\ esquineras} = 1,54\ cm^2$$

$$As_{db\ interiores} = 1,54\ cm^2$$

Se considera 4 varillas en las esquinas.

Se considera 4 varillas en el área interior.

Cálculo de # de varillas.

$$No.\ varillas = 4 + (N^{\circ}\ varillas\ x * 2 - 4) + (N^{\circ}\ varillas\ y * 2 - 4)$$

$$No.\ varillas = 4 + (4 * 2 - 4) + (4 * 2 - 4)$$

$$No.\ varillas = 12\ unidades$$

Cálculo de As de varillas.

$$As = 4 * As_{db\ esquinera} + (N^{\circ}\ varilla - 4) * As_{db\ interior}$$

$$As = 4 * 1,54 + (12 - 4) * 1,54$$

$$As = 18,47\ cm^2$$

Comparativa entre $As > As_{min}$

$$As > As_{min}$$

$$18.47 > 16$$

OK se cumple la condición

Cálculo de cuantía

$$Cuantía = \frac{As}{Ag_{minimo}}$$

$$Cuantía = \frac{18.47}{16.00}$$

$$Cuantía = 1,15\%$$

Comparativa entre cuantía > 1%

$$cuantía > 1\%$$

$$1.15\% > 1\%$$

OK se cumple la condición

9.30.4 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 67: Resultados de dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	40,00	cm
a columna	40,00	cm
Altura columna	300,00	cm
Ag asignada	1600,00	cm ²
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m²	Cumple	
Área de acero mínimo (Asmin)	16,00	cm ²
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	14,00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	14,00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1,54	cm ²
Área de varilla longitudinal interior	1,54	cm ²
Número de varillas eje x	4,00	
Número de varillas eje y	4,00	
Número de varillas	12,00	u
Área de acero	18,47	cm ²

	As > As min	Cumple
Cuantía de acero		1,15%
	cuantía > 1%	Cumple

9.30.5 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Para realizar el análisis de dimensionamiento de las columnas, se consideraron los siguientes parámetros:

Se considera un recubrimiento de 3cm.

Se considera una separación de varillas del eje x

Separacion long – x

$$= \left(b \text{ columna} - 2 * \text{recubrimiento} - 2 * \frac{\phi \text{ varilla db long esquinera}}{10} - (N^{\circ} \text{ varilla } x - 2) * \frac{\phi \text{ varilla db long interior}}{10} \right) / (N^{\circ} \text{ varilla } - x - 1)$$

$$\text{Separacion long} - x = \left(40 - 2 * 3 - 2 * \frac{14}{10} - (4 - 2) * \frac{14}{10} \right) / (4 - 1)$$

$$\text{Separacion long} - x = 9,47 \text{ cm}$$

Comparativa de separación de varillas del eje x

$$2.5 < \text{Separación de varillas} > 15$$

$$2.5 < 9.47 > 15$$

OK se cumple la condición

Se considera una separación de varillas del eje y

Separacion long – y

$$= \left(b \text{ columna} - 2 * \text{recubrimiento} - 2 * \frac{\phi \text{varilla db long esquinera}}{10} \right. \\ \left. - (N^{\circ} \text{ varilla } y - 2) * \frac{\phi \text{varilla db long interior}}{10} \right) / (N^{\circ} \text{ varilla } - y \\ - 1)$$

$$\text{Separacion long – y} = \left(40 - 2 * 3 - 2 * \frac{14}{10} - (4 - 2) * \frac{14}{10} \right) / (4 - 1)$$

$$\text{Separacion long – y} = 9,47 \text{ cm}$$

Comparativa de separación de varillas del eje y

$$2.5 < \text{Separación de varillas} > 15$$

$$2.5 < 9.47 > 15$$

OK se cumple la condición

Se considera un diámetro de estribo de 10mm.

Cálculo de área de acero de estribo.

$$As_{est} = \frac{\pi \left(\frac{db_{estribo}}{10} \right)^2}{4}$$

$$As_{est} = \frac{\pi \left(\frac{d10}{10} \right)^2}{4}$$

$$As_{est} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Cálculo de longitud de zona protegida

Se debe elegir el mayor de los siguientes valores:

$$L1 = b = 40 \text{ cm}$$

$$L2 = a = 40cm$$

$$Por\ norma\ L3 = 45cm$$

$$L4 = H = \frac{h}{6}$$

$$L4 = \frac{300}{6}$$

$$L4 = 50cm$$

Por lo tanto, como el mayor que es 50cm, se escoge una longitud de zona protegida de 50cm.

Cálculo de separación de estribos L_o

Se escoge el menor de los siguientes valores:

$$separación\ de\ estribos = \frac{6 * \Phi\ de\ varilla}{10}$$

$$separación\ de\ estribos = \frac{6 * 14}{10}$$

$$separación\ de\ estribos = 8.4\ mm$$

Por norma puede ser:

$$separación\ de\ estribos = 10mm$$

Por lo tanto, se escoge lo siguiente:

$$separación\ de\ estribos = 8.4\ mm$$

Cálculo de separación de estribos centro

Se escoge el menor de los siguientes valores:

$$\text{separación de estribos} = \frac{6 * \Phi \text{ de varilla}}{10}$$

$$\text{separación de estribos} = \frac{6 * 14}{10}$$

$$\text{separación de estribos} = 8.4 \text{ mm}$$

Por norma puede ser:

$$\text{separación de estribos} = 15 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se escoge lo siguiente:

$$\text{separación de estribos} = 8.4 \text{ mm}$$

Cálculo de ancho confinado bc

$$bc = bc_{\text{columna}} - 2(\text{recubrimiento})$$

$$bc = 40 - 2(3)$$

$$bc = 34 \text{ cm}$$

Cálculo de área confinada

$$Ac = bc * (ac_{\text{columna}} - 2 * \text{recubrimiento})$$

$$Ac = 34 * (40 - 2 * 3)$$

$$Ac = 1156 \text{ cm}^2$$

Cálculo de A_{sh1}

$$A_{sh1} = \frac{0,3(bc)(\text{separación estribo})(f'c)(ag \frac{\text{calculado}}{Ac} - 1)}{fy}$$

$$A_{sh1} = \frac{0,3(34)(8,4)(250)(\frac{1539,17}{1156} - 1)}{4200}$$

$$Ash1 = 1,69 \text{ cm}^2$$

Cálculo de Ash 2

$$Ash2 = 0,009 * bc * \text{separador estribo} * \left(\frac{f'c}{fy} \right)$$

$$Ash2 = 0,009 * 34 * 8,40 * \left(\frac{250}{4200} \right)$$

$$Ash2 = 0,15 \text{ cm}^2$$

Cálculo de Ash 3

$$Ash3 = \frac{0,2(\text{factor de resistencia})(\text{factor confi.})(\text{separacion de estribos})(Pu)(b \text{ columna})}{fy * Ac}$$

$$Ash3 = \frac{0,2(1)(1,2)(8,40)(134883,02)(40)}{4200 * 1156}$$

$$Ash3 = 2,24 \text{ cm}^2$$

Cálculo de Ash max

Se toma el valor más alto de los 3 último valores tomas

$$Ash \text{ max} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Cálculo de N° de vinchas

$$N^{\circ} \text{ vinchas} = \frac{Ash \text{ max}}{\frac{\pi * \left(\frac{db \text{ estribo}}{10} \right)^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ vinchas} = \frac{2,24}{\frac{\pi * \left(\frac{10}{10} \right)^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ vinchas} = 2,85 \text{ u}$$

Se escoge 3 vinchas

Como resultado final se tiene la siguiente sección:

SECCION 40 X 40 CM

9.30.6 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 68: Separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3,00	cm
Separación de varillas eje x	9,47	cm
Distancia permitida	Cumple	
Separación de varillas eje y	9,47	cm
Distancia permitida	Cumple	
Diámetro de varilla de estribo	10,00	mm
Área de acero de estribo	0,79	cm ²
Longitud zona protegida	50,00	cm
Separación de estribo zona protegida	8,40	cm
Separación de estribo área central	8,40	cm
Ancho confinado bc	34,00	cm
Área confinada Ac	1156,00	cm ²
Factor de resist conc Kf	1,00	
Factor efect confi Kn	1,20	
Área de separación de varilla Ash 1	1,69	cm ²
Área de separación de varilla Ash 2	0,15	cm ²
Área de separación de varilla Ash 3	2,24	cm ²
Ash max	2,24	cm ²
No. Vinchas	2,85	u
SECCION ADOPTADA	40X40 CM	

9.31 COLUMNAS LATERALES - C2

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las columnas laterales C2 son los mismos que se realizaron para las Columnas principales C1, en esta sección se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.31.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Tabla 69: cargas de diseño de columnas laterales

Fuente: Autores

LATERALES		
CARGAS DE DISEÑO		
Resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$)	250,00	Kgf/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200,00	kgf/cm ²
Ancho	1,90	m
Largo	3,49	m
Área tributaria	6,63	m ²
Carga muerta	322,40	kgf/m ²
Carga muerta SCP	227,50	kgf/m ²
Carga viva L	600,00	kgf/m ²
Número de pisos	5,00	
Carga última $Q_u =$	8099,40	Kgf/m ²
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1,20	
Carga axial (P_u)	75821,82	Kgf
P_u	75,82	Tonf
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión (A_g)	865,22	cm²

9.31.2 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Tabla 70: dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	30,00	cm
a columna	30,00	cm
Altura columna	300,00	cm
Ag asignada	900,00	cm ²
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m ²	Cumple	
Área de acero mínimo (A_{smin})	9,00	cm ²
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	12,00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	12,00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1,13	cm ²

Área de varilla longitudinal interior	1,13	cm ²
Número de varillas eje x	4,00	
Número de varillas eje y	4,00	
Número de varillas	8,00	u
Área de acero	9,05	cm ²
As > As min	Cumple	
Cuantía de acero	1,01%	
cuantía > 1%	Cumple	

9.31.3 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Tabla 71: Separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3,00	cm
Separación de varillas eje x	6,40	cm
Distancia permitida	Cumple	
Separación de varillas eje y	6,40	cm
Distancia permitida	Cumple	
Diámetro de varilla de estribo	10,00	mm
Área de acero de estribo	0,79	cm ²
Longitud zona protegida	50,00	cm
Separación de estribo zona protegida	7,20	cm
Separación de estribo área central	7,20	cm
Ancho confinado bc	24,00	cm
Área confinada Ac	576,00	cm
Factor de resist conc Kf	1,00	
Factor efect confi Kn	1,20	
Área de separación de varilla Ash 1	1,55	cm ²
Área de separación de varilla Ash 2	0,09	cm ²
Área de separación de varilla Ash 3	1,62	cm ²
Ash max	1,62	cm ²
No. Vinchas	2,07	u
SECCION ADOPTADA	30X30 CM	

9.32 COLUMNAS ESQUINERAS – C3

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento de las columnas esquineras C3 son los mismos que se realizaron para las Columnas principales C1, en esta sección se presentaran los resultados de cada etapa del análisis.

9.32.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Tabla 72: cargas de diseño de columnas esquineras

Fuente: Autores

ESQUINERAS		
CARGAS DE DISEÑO		
Resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$)	250,00	Kgf/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200,00	kgf/cm ²
Ancho	1,90	m
Largo	2,46	m
Área tributaria	4,67	m ²
Carga muerta	322,40	kgf/m ²
Carga muerta SCP	227,50	kgf/m ²
Carga viva L	600,00	kgf/m ²
Número de pisos	5,00	
Carga última $Q_u =$	8099,40	Kgf/m ²
Factor de amplificación sísmico (F.A.)	1,20	
Carga axial (P_u)	53444,61	Kgf
P_u	53,44	Tonf
Área gruesa de columna que se necesita para la capacidad máxima a flexión (A_g)	609,87	cm²

9.32.2 ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO

Tabla 73: Resultados de dimensionamiento

Fuente: Autores

DIMENSIONAMIENTO		
b columna	30,00	cm
a columna	30,00	cm

Altura columna	300,00	cm
Ag asignada	900,00	cm ²
Ag asig > Ag calcula	Cumple	
Norma Ag asig > 900m ²	Cumple	
Área de acero mínimo (Asmin)	9,00	cm ²
Diámetro de varilla longitudinal esquinera	12,00	mm
Diámetro de varilla longitudinal interior	12,00	mm
Área de varilla longitudinal esquinera	1,13	cm ²
Área de varilla longitudinal interior	1,13	cm ²
Número de varillas eje x	3,00	
Número de varillas eje y	3,00	
Número de varillas	8,00	u
Área de acero	9,05	cm ²
As > As min	Cumple	
Cuantía de acero	1,01%	
cuantía > 1%	Cumple	

9.32.3 ANÁLISIS DE SEPARACIONES Y ESTRIBOS

Tabla 74: Separaciones y estribos

Fuente: Autores

SEPARACIONES Y ESTRIBOS		
Recubrimiento	3,00	cm
Separación de varillas eje x	10,20	cm
Distancia permitida	Cumple	
Separación de varillas eje y	10,20	cm
Distancia permitida	Cumple	
Diámetro de varilla de estribo	10,00	mm
Área de acero de estribo	0,79	cm ²
Longitud zona protegida	50,00	cm
Separación de estribo zona protegida	7,20	cm
Separación de estribo área central	7,20	cm
Ancho confinado bc	24,00	cm
Área confinada Ac	576,00	cm
Factor de resist conc Kf	1,00	
Factor efect confi Kn	1,20	
Área de separación de varilla Ash 1	0,18	cm ²
Área de separación de varilla Ash 2	0,09	cm ²
Área de separación de varilla Ash 3	1,15	cm ²
Ash max	1,15	cm ²
No. Vinchas	1,46	u

SECCION ADOPTADA

30X30 CM

9.33 ANÁLISIS DE COLUMNA FUERTE VIGA DEBIL

Una vez dimensionado las vigas longitudinales, vigas transversales, y las columnas principales, laterales y esquineras, se procederá a verificar el cumplimiento de la comprobación columnas fuertes – vigas, con respecto al siguiente procedimiento:

Cálculo de inercia de vigas

Análisis en el eje X.

Inercia en vigas para analizar con columnas esquineras

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 30x35cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I = 107187.5cm^4$$

Inercia en vigas para analizar con columnas laterales y centrales

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 30x35cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I_{viga} = 107187.5cm^4$$

$$I = I_{viga} + I_{viga}$$

$$I = 107187.5 + 107187.5$$

$$I = 214375cm^4$$

Análisis en el eje Y.

Inercia en vigas para analizar con columnas esquineras

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 30x35cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I = 107187.5cm^4$$

Inercia en vigas para analizar con columnas laterales y centrales

Teniendo unas vigas longitudinales con sección de 25x40cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 35^3}{12}$$

$$I_{viga} = 107187.5cm^4$$

$$I = I_{viga} + I_{viga}$$

$$I = 107187.5 + 107187.5$$

$$I = 214375cm^4$$

9.33.1 CÁLCULO DE INERCIA DE COLUMNAS

Análisis en el eje X y análisis en el eje Y

Inercia de columnas centrales C1

Teniendo unas columnas con sección de 40x40cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{40 * 40^3}{12}$$

$$I = 213333.33cm^4$$

Inercia de columnas laterales C2 y esquineras C3

Teniendo unas columnas con sección de 30x30cm, se procede a calcular la inercia de dicha sección:

$$I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{viga} = \frac{30 * 30^3}{12}$$

$$I_{viga} = 67500cm^4$$

Se realiza la comparativa entre las inercias de las vigas versus las inercias de las columnas de cada uno de cada eje, se corrobora que la inercia de la columna es mayor que el de la viga.

Comparativa de inercias en el eje x para cumplimiento de columna fuerza – viga débil.

Comparativa en columnas esquineras con vigas longitudinales

Viga sección 30x35 cm.

Columna sección 30x30 cm.

$$I_v = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 67500.0 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

NO SE CUMPLE POR LO TANTO TOCA CAMBIAR SECCION

Se procede a realizar los mismos cálculos que se han realizado cambiando la sección de la columna hasta cumplir con esta condición de columna fuerte y viga débil obteniendo los siguientes resultados:

Viga sección 30x35 cm.

Columna corregida sección 35x35 cm.

Las inercias de estas secciones son las siguientes:

$$I_v = 107187.50 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 125052.08 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

OK SE CUMPLE CON LA CONDICION

Comparativa en columna laterales con vigas longitudinales

Viga sección 30x35 cm.

Columna sección 30x30 cm.

$$I_v = 214375.0 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 67500.0 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

NO SE CUMPLE POR LO TANTO TOCA CAMBIAR SECCION

Se procede a realizar los mismos cálculos que se han realizado cambiando la sección de la columna hasta cumplir con esta condición de columna fuerte y viga débil obteniendo los siguientes resultados:

Viga sección 30x35 cm.

Columna corregida sección 45x45 cm.

Las inercias de estas secciones son las siguientes:

$$I_v = 214375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 341718.75 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

OK SE CUMPLE CON LA CONDICION

Comparativa en columna centrales con vigas longitudinales

Viga sección 30x35 cm.

Columna sección 40x40 cm.

$$I_v = 214375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

NO SE CUMPLE POR LO TANTO TOCA CAMBIAR SECCION

Se procede a realizar los mismos cálculos que se han realizado cambiando la sección de la columna hasta cumplir con esta condición de columna fuerte y viga débil obteniendo los siguientes resultados:

Viga sección 30x35 cm.

Columna corregida sección 45x45 cm.

Las inercias de estas secciones son las siguientes:

$$I_v = 214375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_c = 341718.75 \text{ cm}^4$$

$$I_v < I_c$$

OK SE CUMPLE CON LA CONDICION

Comparativa de inercias en el eje y para cumplimiento de columna fuerza – viga débil.

Los cálculos realizados para el cumplimiento de esta condición son los mismos que se realizaron y analizaron en la comparativa de inercias en el eje x.

Tabla 75: Tabla de cálculos de columna fuerte – viga débil

Fuente: Autores

Direccion X-X							
VIGAS			Zona	Columnas		Verificación	
B(CM)	H(CM)	I (CM4)		a(cm)	b(cm)	I_Columna (CM4)	I_Columna > I_Viga
30	35	107187,500	C3	35	35	125052,0833	ok
30	35	107187,500	C2	45	45	341718,75	ok
30	35	107187,500					
Laterales		214375,000					
30	35	107187,500	C1	45	45	341718,75	ok
30	35	107187,500					
Centrales		214375,000					
Direccion Y-Y							
VIGAS			Zona	Columnas		Verificación	
B(CM)	H(CM)	I (CM4)		a(cm)	b(cm)	I_Columna (CM4)	I_Columna > I_Viga
30	35	107187,500	C3	35	35	125052,0833	ok
30	35	107187,500	C2	45	45	341718,75	ok
30	35	107187,500					
Laterales		214375,000					

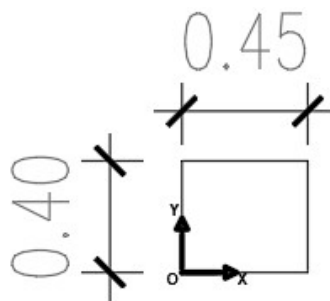
30	35	107187,500	C1	45	45	341718,75	ok
30	35	107187,500					
Centrales		214375,000					

En este procedimiento se tuvo que cambiar de secciones en las columnas en varias ocasiones con la finalidad de que cumpla esta condición, por lo que se concluye que se tiene unas secciones de:

Columna principal C1 – Columna lateral C2

Plano 30: Sección de 45 x 45 cm

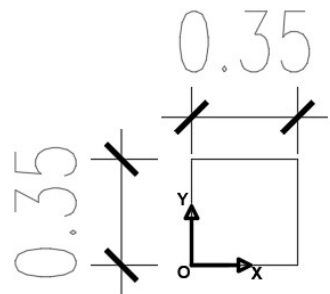
Fuente: Autores



Columna esquinera – C3

Plano 31: Sección de 35 x 35 cm

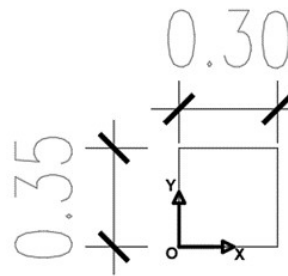
Fuente: Autores



Vigas longitudinales – vigas transversales

Plano 32: Sección de 30 x 35 cm

Fuente: Autores



Como resultado final del dimensionamiento de las secciones se tiene los siguientes resultados:

9.34 LOSA DE HORMIGÓN ARMADO

Losa de hormigón armado aligerada quedo con la siguiente dimensión:

- ❖ Altura de losa: 20 cm
- ❖ Espesor de loseta: 5 cm
- ❖ Ancho de nervio: 10 cm
- ❖ Espacio libre entre nervios: 40 cm

9.35 VIGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES

Vigas transversales y longitudinales quedaron con las siguientes dimensiones:

Viga longitudinal

- ❖ Sección adoptada 30x35 cm

Viga transversal

- ❖ Sección adoptada 30x35 cm

9.36 COLUMNAS

Las columnas quedaron con las siguientes dimensiones:

Columna principal – C1

- ❖ Sección de 40 x 40 cm

Columna lateral – C2

- ❖ Sección de 30 x 30 cm

Columna esquinera – C3

- ❖ Sección de 30 x 30 cm

9.37 REVISION DEL CORTANTE BASAL

DETERMINACIÓN DE FACTORES PARA CALCULO DE CORTANTE BASAL SEGÚN
NEC-SE-DS-PELIGRO-SISMICO

9.37.1 DETERMINACIÓN DE FACTOR DE IMPORTANCIA I.

Se realiza un análisis del tipo del tipo de estructura con la que se esta trabajando, para en función de eso obtener el factor de importancia en la tabla #6 de la norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico.

Ilustración 44: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: Autores

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Como la edificación de análisis en un edificio de 5 pisos que su uso va ser de almacenamiento entonces se escoge una categoría OTRAS ESTRUCTURAS, con la que obtiene un factor de importancia de 1.

$$I = 1.00$$

9.37.2 DETERMINACIÓN DEL VALOR Z.

Este valor lo determinamos según el lugar donde se vaya a realizar el diseño estructural, como en este caso se realiza un análisis en la ciudad de Guayaquil se considera un valor $Z=0.40$.

Ilustración 45: Tabla del valor Z

Fuente: Autores

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
LA PUNTILLA	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.40
LAUREL	JUNQUILLAL	SALITRE	GUAYAS	0.40
LAUREL	LAUREL	DAULE	GUAYAS	0.40
PUEBLO NUEVO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
SIMÓN BÓLIVAR	SIMÓN BÓLIVAR	SIMÓN BÓLIVAR	GUAYAS	0.50
KILOMETRO VEINTE Y SEIS	VIRGEN DE FATIMA	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO (DURAN)	DURAN	GUAYAS	0.40
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40
CARPUELA	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40

Además, se analiza la zona sísmica en la tabla 1 de la norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico, revisando el valor de Z obtenido anteriormente, como se obtuvo un valor Z igual a 0.40 entonces se tiene una Zona sísmica de V.

Ilustración 46: Valores del factor Z en funcion de la zona sísmica adoptada

Fuente: Autores

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

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Con los datos obtenidos se procede a encontrar Fa, Fd, Fs, en la tabla 3 norma NEC-SE-DS-Peligro-Sismico, la misma que estará en función del tipo de suelo y el valor z del proyecto.

Ilustración 47: Tipo de suelo y factor de sitio Fa

Fuente: Autores

Tipo de perfil del 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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Por lo tanto, se concluye que:

$$F_a = 1.0$$

Posteriormente se procede a obtener el valor de la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d), con la ayuda de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo.

Ilustración 48: Tipo de suelo y factor de sitio F_d

Fuente: Autores

Tipo de perfil del 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	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Por lo tanto, se concluye que:

$$F_d = 1.6$$

Adicional se procede a obtener el valor del comportamiento no lineal de los suelos (F_s), con la ayuda de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo.

Ilustración 49: Tipo de suelo y factor de comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Fuente: Autores

Tipo de perfil del 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	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Por lo tanto, se concluye que:

$$F_s = 1.90$$

Posteriormente se selecciona η que es la Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, este valor se lo selecciona en función de la ubicación del proyecto, como en este caso el proyecto se encuentra en Guayaquil, provincia de la Costa se selecciona $\eta=1.8$.

Ilustración 50: η en función de la ubicación del proyecto

Fuente: Autores

- $\eta= 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta= 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta= 2.60$: Provincias del Oriente

Por lo tanto, se concluye que:

$$\eta = 1.80$$

Se analiza el factor r que es 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, por lo que como este proyecto estará ubicado en una geográfica que cuenta con suelo tipo E se tendrá un $r=1.5$.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Se procede analizar el factor de reducción de resistencia R en la tabla 15, que está en función del tipo de edificación se va a proponer en el proyecto, según norma se utiliza un $R=5$ pero se recomendaciones considera un $R= 6$, para ser más conservador.

Ilustración 51: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Fuente: Autores

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

$$R = 6$$

9.37.3 ANÁLISIS Y CALCULAR SA.

Se procede a calcular la aceleración.

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.40 * 1.0$$

$$\underline{S_a = 0.72}$$

Además, se verifica en peso total de la estructura (W), para proceder con el cálculo del cortante basal, entonces en el caso sacamos el peso total del modelado realizado en ETABS, en este caso tenemos un valor de 161.74 toneladas

TABLE: Mass Summary by Group					
Group	Self Mass	Self Weight	Mass X	Mass Y	Mass Z
	tonf-s ² /m	tonf	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
All	0	161,74367	29,04543	29,04543	0

- ❖ Se considera $\emptyset_P=0.9$ debido a que se tiene irregularidades en planta.
- ❖ Se considera $\emptyset_E=1.0$ debido a que todos los niveles tienen la misma altura.

Se procede con el cálculo del cortante basal basándose en los valores calculados y encontrados anteriormente.

9.37.4 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL – ESPECTRO ELÁSTICO.

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas ultimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_A T_A * W}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

Donde:

- ❖ $S_A T_A$ = 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.
- ❖ T_A = Periodo de vibración.

$$V = \frac{I * S_A T_A * W}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

$$V = \frac{1 * (0.72) * 161.74}{6 * 0.9 * 1}$$

$$V = 21.56 \text{ Tonf}$$

9.37.5 ANALISIS DEL ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro de diseño se lo realiza con los datos obtenidos anteriormente tales como:

Tabla 76: Datos para el cálculo del periodo

Fuente: Autores

Datos del periodo		
Ct	0,055	
H	13,50	m
α	0,90	
T	0,57	s

Tabla 77: Datos para el cálculo del cortante basal

Fuente: Autores

Espectro Elástico	
I	1,00
$\emptyset p$	0,90
$\emptyset e$	1,00
R	6,00
n	1,80
Z	0,40

Tabla 78: Factores de comportamiento inelástico

Fuente: Autores

	E
Fa	1,00
Fd	1,60
Fs	1,90
r	1,50
Tc	1,67

Se procede a analizar los límites para estimar un aproximado del periodo de suelo donde estará ubicado la edificación de análisis.

Tabla 79: limites para realizar gráficos del periodo del suelo en el espectro de diseño

Fuente: Autores

Límites x	Límites y
0,57	0,72
0,57	0,00

Con los datos anteriormente encontrados se procede a calcular la siguiente tabla para posteriormente realizar la gráfica del espectro elástico.

Tabla 80: resultados para graficar el espectro de diseño

Fuente: Autores

<i>T(s)</i>	<i>Sa_Suelo E</i>	<i>Sa_Inelastico_e</i>
0,00	0,72	0,133
0,10	0,72	0,133
0,20	0,72	0,133
0,30	0,72	0,133
0,40	0,72	0,133
0,50	0,72	0,133
0,60	0,72	0,133
0,70	0,72	0,133
0,80	0,72	0,133
0,90	0,72	0,133
1,00	0,72	0,133
1,10	0,72	0,133
1,20	0,72	0,133
1,30	0,72	0,133
1,40	0,72	0,133
1,50	0,72	0,133
1,60	0,72	0,133
1,70	0,70	0,130
1,80	0,64	0,119
1,90	0,59	0,110
2,00	0,55	0,102
2,10	0,51	0,095
2,20	0,48	0,088
2,30	0,45	0,083
2,40	0,42	0,078
2,50	0,39	0,073
2,60	0,37	0,069
2,70	0,35	0,065
2,80	0,33	0,062
2,90	0,32	0,058
3,00	0,30	0,055

Limites en el eje x se coloca el valor del periodo de vibración calculado mientras que en el eje y se considera el máximo valor el máximo valor del Sa del suelo

Tabla 81: Limites para graficar el periodo del suelo en el espectro de diseño

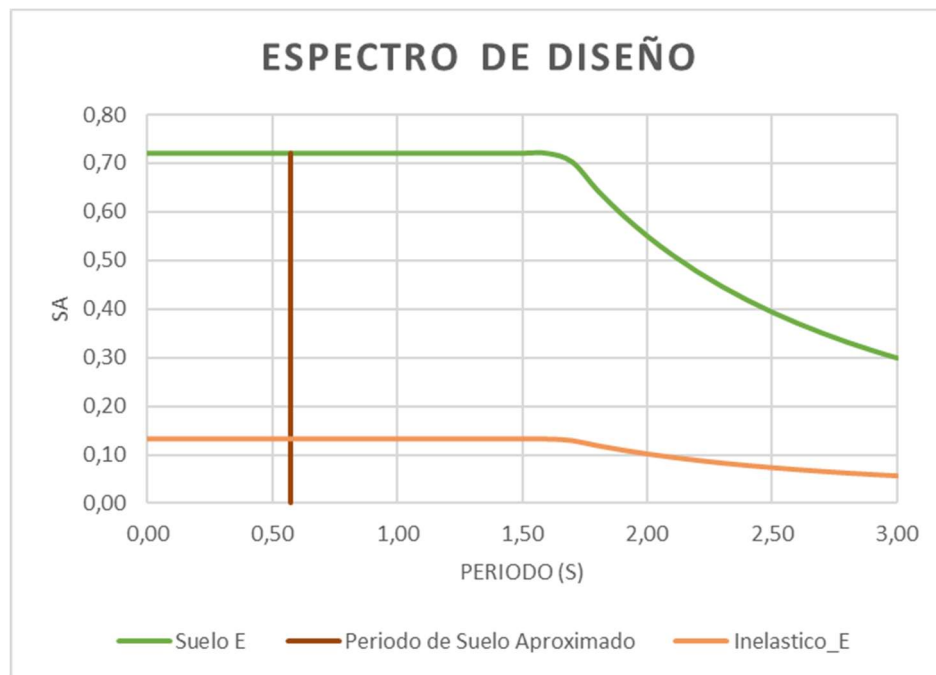
Fuente: Autores

Limites x	Limites y
0,57	0,72
0,57	0,00

Con los datos obtenidos se realizar el espectro de diseño obteniendo el siguiente resultado:

Ilustración 52: Espectro de diseño

Fuente: Autores



9.38 ANALISIS DINAMICO EN ETABS

En la tabla de a continuación se procede a realizar y revisar el periodo, torsión de la edificación y la cantidad de masa que influye en cada uno de los casos modales.

Tabla 82: Resultados obtenidos del software

Fuente: Autores

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,702	0,8095	0,000002147	0	0,8095	0,000002	0	0	0,2303	0,0104	0	0,2303	0,0104
Modal	2	0,494	0,0026	0,6131	0	0,8121	0,6131	0	0,1627	0,0012	0,2162	0,1627	0,2315	0,2266
Modal	3	0,465	0,0083	0,2138	0	0,8204	0,827	0	0,0532	0,0039	0,6067	0,2159	0,2353	0,8333
Modal	4	0,223	0,101	0,00003298	0	0,9214	0,827	0	0,00001479	0,5409	0,0052	0,2159	0,7762	0,8385
Modal	5	0,168	0,00002269	0,0892	0	0,9214	0,9162	0	0,5154	0,0001	0,0017	0,7313	0,7763	0,8402
Modal	6	0,156	0,0057	0,0008	0	0,9271	0,917	0	0,0053	0,0195	0,0863	0,7366	0,7958	0,9265
Modal	7	0,126	0,0405	0,00001155	0	0,9676	0,917	0	0,00002466	0,1003	0,0012	0,7366	0,8962	0,9277
Modal	8	0,104	0,00002847	0,0456	0	0,9676	0,9626	0	0,1509	0,00004392	0,0022	0,8875	0,8962	0,9299
Modal	9	0,099	0,0002	0,0017	0	0,9678	0,9643	0	0,0042	0,0002	0,0353	0,8917	0,8965	0,9653
Modal	10	0,082	0,0239	0	0	0,9917	0,9643	0	0	0,0747	0,0015	0,8917	0,9711	0,9667
Modal	11	0,066	0,0002	0,0092	0	0,9918	0,9735	0	0,0273	0,0009	0,0145	0,9191	0,972	0,9813
Modal	12	0,066	0,0001	0,0177	0	0,9919	0,9912	0	0,0494	0,0004	0,0101	0,9684	0,9724	0,9913

En la tabla que antecede se puede obtener los resultados de periodos de cada uno de los modos, la rotación de cada uno de los ejes y modos, y se analiza la participación de la masa de la estructura en cada uno de los modos que se esta analizando en el proyecto, y por ultimo se observa la cantidad de los modos que tiene considerado el proyecto.

9.39 CALCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN

9.39.1 CÁLCULO DE PERIODO DE VIBRACIÓN NEC-15 CP 6.33 NEC

Para calcular el periodo de vibración de una edificación se utiliza la siguiente formula basándose en la norma NEC-15:

$$T = C_t * h_n^{\alpha}$$

Donde:

❖ C_t = coeficiente que depende del tipo del edificio.

- ❖ H_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
- ❖ T = periodo de vibración.

9.39.2 ANÁLISIS DEL C_t Y α

Para encontrar el C_t se utiliza la norma y nos vamos a la siguiente tabla y en función del tipo de la estructura escogemos los valores solicitados, para este caso se escoge una estructura sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.

Ilustración 53: Tabla de tipo de estructura

Fuente: Autores

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Como nuestro modelo no tiene rigidizadores, ni muros, entonces de esta manera se obtiene que:

$$C_t = 0.055 \text{ y } \alpha = 0.90$$

9.39.3 CÁLCULO DE H_n :

Para el cálculo del H_n se utiliza la siguiente formula:

$$H_n = \text{altura entre piso} * \text{numero de pisos}$$

Donde:

- ❖ Altura entre piso = 2.70m.
- ❖ Número de pisos de la edificación= 5u.

$$H_n = \text{altura entre piso} * \text{numero de pisos}$$

$$H_n = 2.70 * 5$$

$$H_n = 13.50m$$

9.39.4 CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN:

Para el cálculo del periodo de vibración se utiliza la siguiente formula con los datos obtenidos anteriormente:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.055 * 13.50^{0.90}$$

$$T = 0.572s$$

Rangos de periodos permitidos

$$T \text{ calculado} * 1.3 = 0.572 * 1.3 = 0.744$$

$$T \text{ calculado} * 0.7 = 0.572 * 0.7 = 0.400$$

Por lo tanto, se compara el periodo de vibración obtenido en el ETABS que es $T=0.702$ con el rango de periodo calculo que es de (0.40 - 0.74), por lo que como el valor que nos arroja el software está dentro del rango calculado, se puede decir que el proyecto tiene un periodo aceptable.

Tabla 83: Tabla de resultado de periodos de vibración

Fuente: Autores

PERÍODO DE VIBRACIÓN			
Case	Mode	Period	0,572 máximo 0,744 mínimo 0,400
Modal	1	0,702	
Modal	2	0,494	
Modal	3	0,465	
Modal	4	0,223	
Modal	5	0,168	
Modal	6	0,156	
Modal	7	0,126	
Modal	8	0,104	
Modal	9	0,099	
Modal	10	0,082	
Modal	11	0,066	
Modal	12	0,066	
El período fundamental debería ser +/- 30% del calculado por la NEC, por lo tanto, este SI CUMPLE			

9.40 ANALISIS DE TORSION

Se procede analizar la torsión del proyecto sabiendo que la relación entre la sumatoria de los tres ejes (x, y, z), con el eje z como recomendación no debe ser mayor al 20%, para que el proyecto sea aceptable, como resultado se tiene lo siguiente:

Tabla 84: Tabla de resultados de torsión

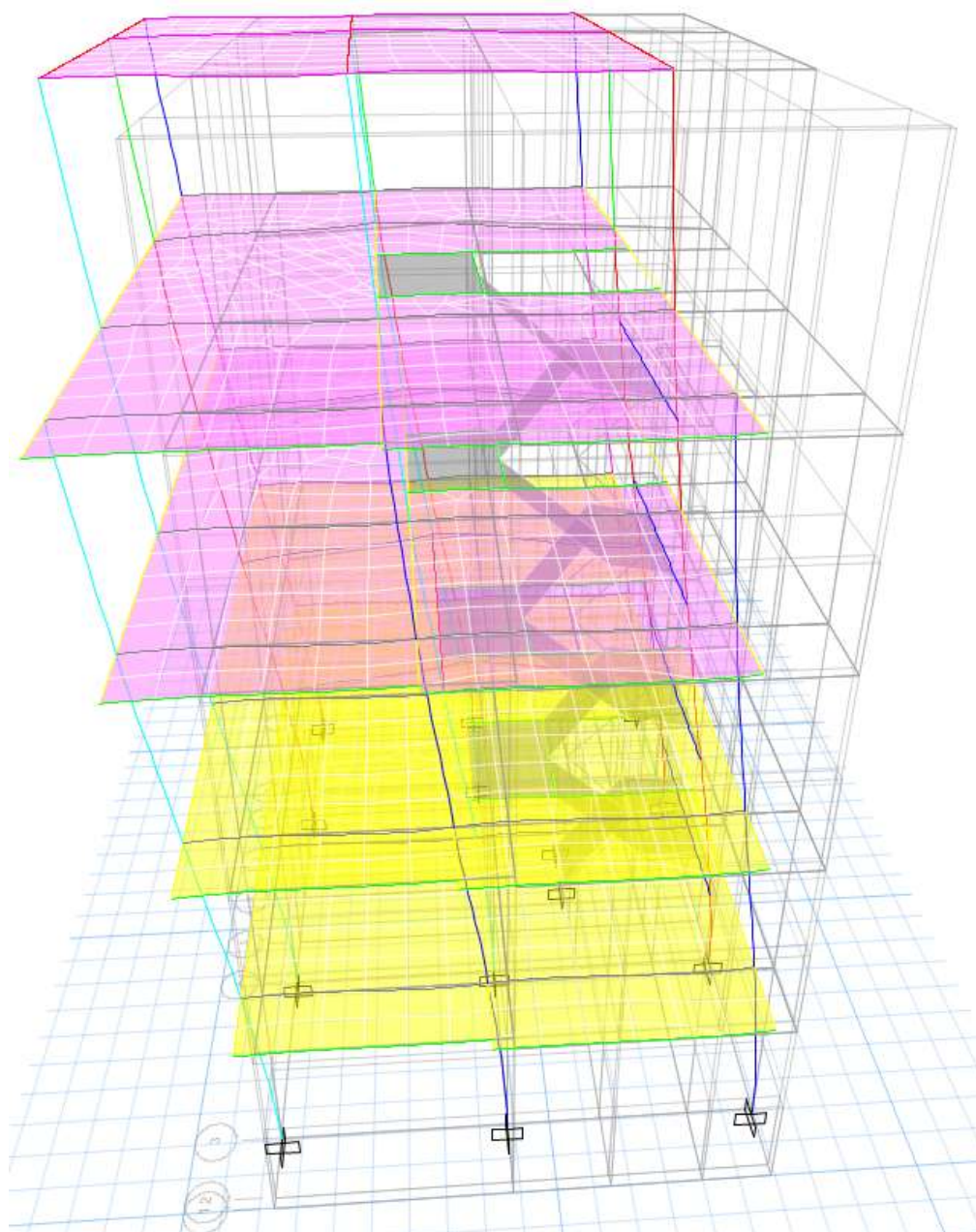
Fuente: Autores

ANÁLISIS DE TORSIÓN						
Case	Mode	RX	RY	RZ	Σ	Σ/RZ
Modal	1	-	0,23030	0,01040	0,24070	4,32%
Modal	2	0,16270	0,00120	0,21620	0,38010	56,88%
Modal	3	0,05320	0,00390	0,60670	0,6638	91,40%
Modal	4	0,00001	0,54090	0,00520	0,54611479	0,95%
Modal	5	0,51540	0,00010	0,00170	0,5172	0,33%
Modal	6	0,00530	0,01950	0,08630	0,1111	77,68%
Modal	7	0,00002	0,10030	0,00120	0,10152466	1,18%
Modal	8	0,15090	0,00004	0,00220	0,15314392	1,44%
Modal	9	0,00420	0,00020	0,03530	0,0397	88,92%
Modal	10	-	0,07470	0,00150	0,0762	1,97%
Modal	11	0,02730	0,00090	0,01450	0,0427	33,96%
Modal	12	0,04940	0,00040	0,01010	0,0599	16,86%
NOTA: Se presenta un rotacion permitida < 20%						

Se observa que el porcentaje de rotación en el modo fundamental es del 4.32% por lo que se puede decir que es aceptable por que cumple la condición, además se observa que en el modal 2 se tiene un porcentaje del 56.88% que se considera un poco alto debido a las recomendaciones de este análisis, esto es producido debido a las irregularidades de las plantas que tiene el proyecto, mayormente sucede porque en el piso 5 se tiene una participación de masa de aproximadamente del 50%, y lo demás es losa accesible.

Plano 33: Rotación en el modo fundamental – Modelado

Fuente: Autores



9.41 ANALISIS DE LAS RERIVAS

Se realiza los análisis de las derivas máximas obtenidas en el ETABS, obteniendo los siguientes valores:

Tabla 85: Resultados de cálculos de derivas inelásticas

Fuente: Autores

MAX DRIFT (Deriva máxima)				
Tipo de análisis	Valor	Factor	R	V * F * R
Sismo estático_X	0,003003	0,75	6,00	0,01351
Sismo estático_Y	0,001441	0,75	6,00	0,00648
Sismo dinámico_X	0,002539	0,75	6,00	0,01143
Sismo dinámico_Y	0,001178	0,75	6,00	0,00530
NOTA: Se seleccionan los valores mayores de sismos tanto en el eje "X", como en el eje "Y". Los dos cumplen con lo establecido en la norma, lo cual indica que estos valores deben ser menores a 0,02.				

Por lo que se escoge los valores máximos tanto en el eje x como en el eje y, para poder realizar las comparaciones respectivas de las derivas.

Ilustración 54: Derivas máximas en sismo dinámico en x

Fuente: Autores

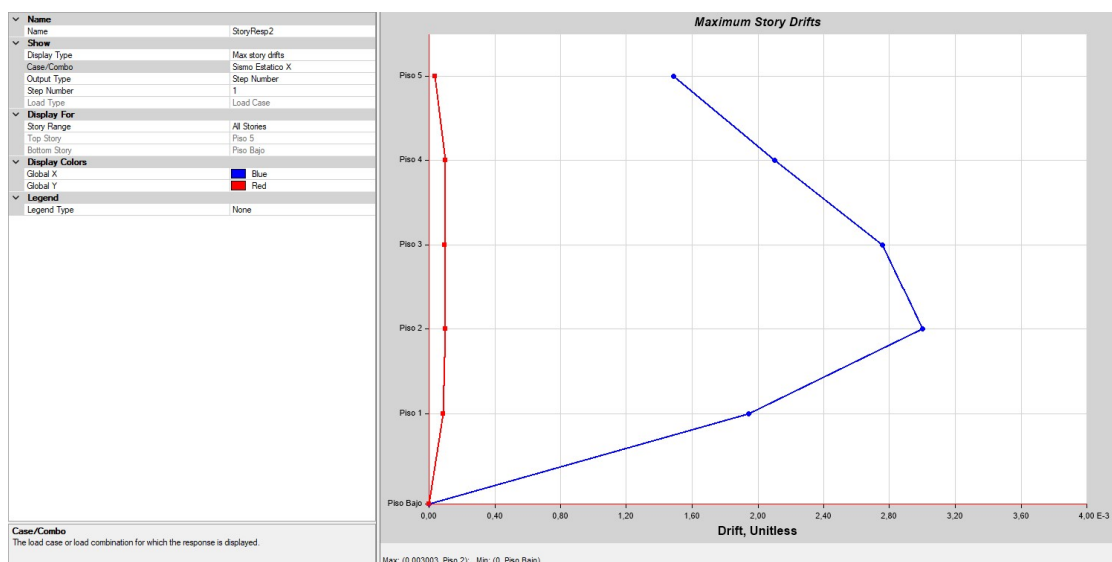
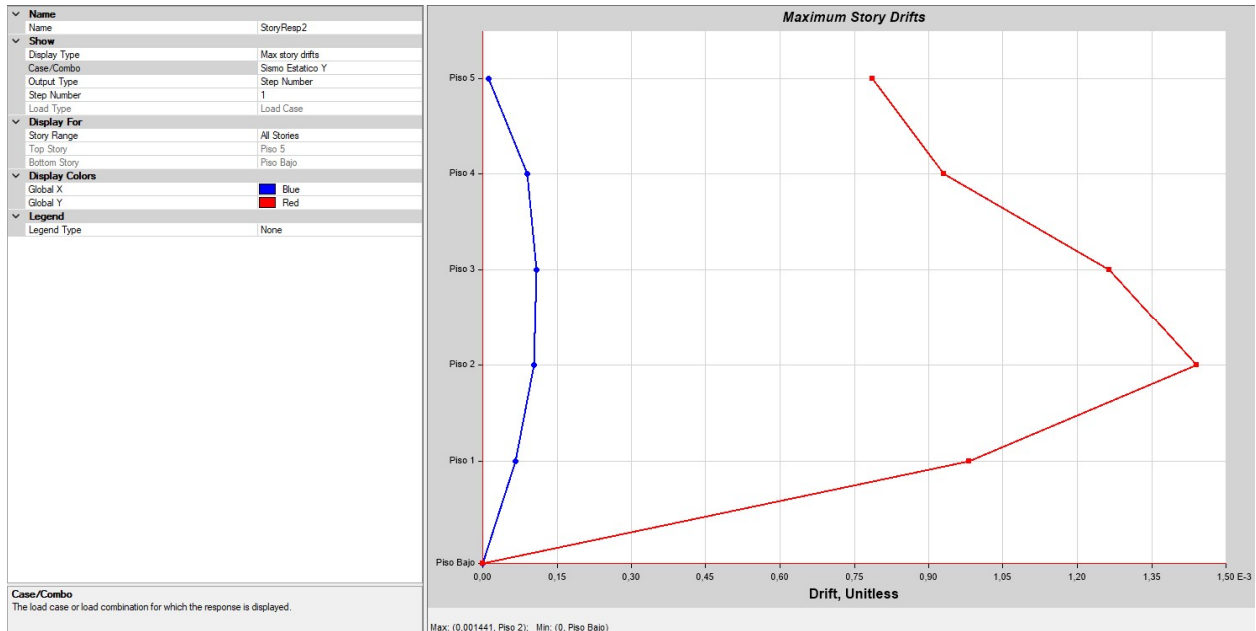


Ilustración 55: Derivas máximas en sismo dinámico en y

Fuente: Autores



Se procede a realizar las siguientes comparativas sabiendo que el resultado no debe ser mayor al 2%, para calcular se considera los siguientes datos:

- ❖ Sismo estático en $x = 0.003003$
- ❖ Sismo estático en $y = 0.001441$
- ❖ $R = 6$
- ❖ Constante $= 0.75$

Análisis en el eje x

$$\% \text{ derivas inelásticas en } x = 0.003 \cdot 0.75 \cdot 6 = 0.01351 = 1.35\%$$

Por lo que el valor obtenido es menor al 2% se concluye que se cumple este criterio.

Análisis en el eje y

$$\% \text{ derivas inelásticas en } y = 0.001441 \cdot 0.75 \cdot 6 = 0.00648 = 0.64\%$$

Por lo que el valor obtenido es menor al 2% se concluye que se cumple este criterio.

9.42 ANALISIS DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Se realiza los análisis de los desplazamientos máximos obtenidos en el ETABS, consiguiendo los siguientes valores:

Tabla 86: Resultados de cálculos de desplazamientos

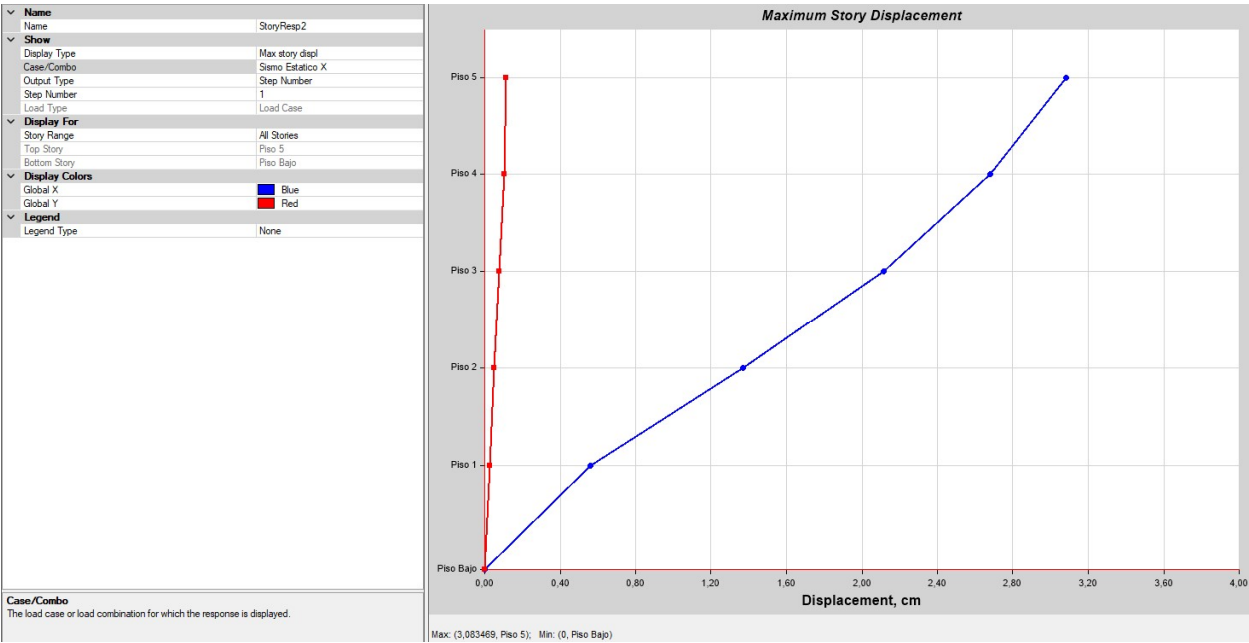
Fuente: Autores

MAX DISPLACEMENT (cm)		
Tipo de análisis	Valor	MÁXIMO PUEDE SER 2% DE LA ALTURA TOTAL DE LA ESTRUCTURA EN ESTE CASO 27 CMS
Sismo estático_X	3,083469	
Sismo estático_Y	1,476878	
Sismo dinámico_X	1,184368	
Sismo dinámico_Y	2,576372	

Por lo que se escoge los valores máximos tanto en el eje x como en el eje y, para poder realizar las comparaciones respectivas de los desplazamientos.

Ilustración 56: Desplazamientos máximos en sismo dinámico en x

Fuente: Autores



Se procede a realizar las siguientes comparativas sabiendo que el resultado no debe ser mayor al 2% de la altura total de la edificación, para calcular se considera los siguientes datos:

- ❖ Sismo estatico en $x = 3.083469\text{m}$
- ❖ Sismo dinámico en $y = 2.576372\text{m}$
- ❖ $R = 6$
- ❖ Constante = 0.75
- ❖ Altura máxima de la edificación = 13.70m
- ❖ # de pisos = 5 unidades

Calculo de desplazamiento máximo permitido

Se permitirá el 2% de la altura máxima de la edificación.

$$\text{Desplazamiento máximo} = 13.70 \times 0.02 = 0.274\text{m} = 27.4\text{cm}$$

Análisis en el eje x

$$\% \text{ desplazamiento en } x = 3.08 \times 0.75 \times 6 = 13.86\text{cm}$$

En el eje x tiene un desplazamiento de 13.86cm, por lo que el valor obtenido es menor a 27.4cm se concluye que se cumple este criterio.

Análisis en el eje y

$$\% \text{ desplazamiento en } y = 2.58 \times 0.75 \times 6 = 11.61\text{cm}$$

En el eje y tiene un desplazamiento de 11.61cm, por lo que el valor obtenido es menor a 27.4cm se concluye que se cumple este criterio.

9.43 CORRECCION DEL CORTANTE BASAL

Para este apartado se debe analizar los valores de las reacciones (F_x , F_y), en la base de la edificación en los sismos estáticos en X y en Y, versus los sismos dinámicos en X y en Y, se sabe que para que se cumpla esta condición, el 85% de la fuerza en el sismo estatico en cualquier eje deberá ser mayor que el sismo dinamico analizado en el mismo eje.

Tabla 87: Resultados de reacciones en la base de la edificación

Fuente: Autores

TABLE: Base Reactions									
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Sismo Estatico X	LinStatic	Step By Step	1	-49,6458	0	0	0	-463,889	288,4587
Sismo Estatico X	LinStatic	Step By Step	2	-49,6458	0	0	0	-463,889	299,9504
Sismo Estatico X	LinStatic	Step By Step	3	-49,6458	0	0	0	-463,889	276,9669
Sismo Estatico Y	LinStatic	Step By Step	1	0	-49,6458	0	463,889	0	-476,8149
Sismo Estatico Y	LinStatic	Step By Step	2	0	-49,6458	0	463,889	0	-484,403
Sismo Estatico Y	LinStatic	Step By Step	3	0	-49,6458	0	463,889	0	-469,2268
Sismo Dinamico X	LinRespSpec	Max		42,3466	12,3805	0	114,1804	393,4854	283,4754
Sismo Dinamico Y	LinRespSpec	Max		13,1958	42,2077	0	389,2401	121,9767	407,1

Ilustración 58: Cortante basal en sismo estatico en x

Fuente: Autores

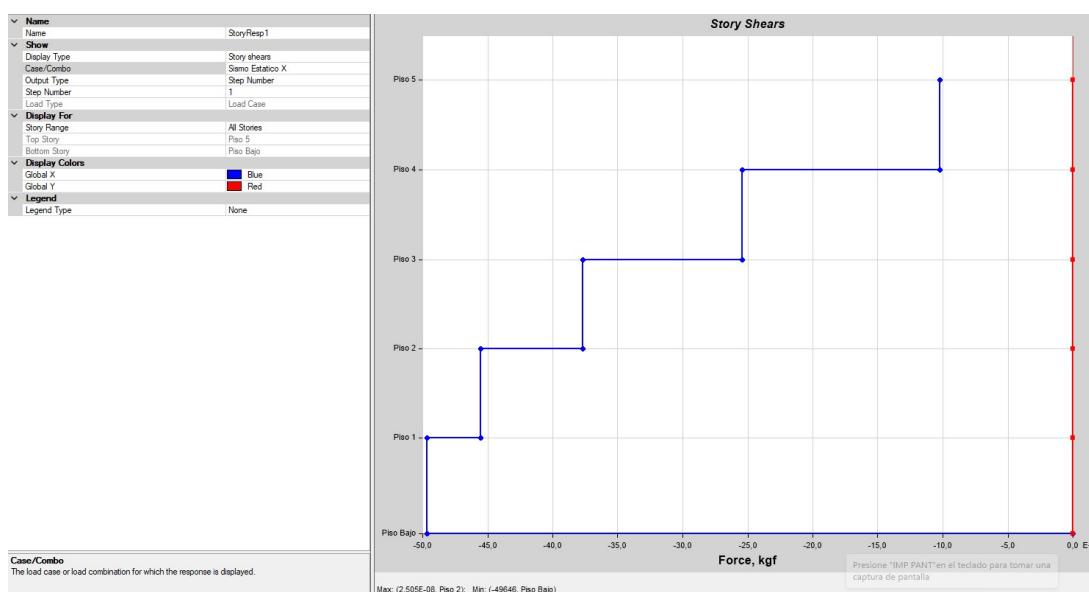


Ilustración 59: Cortante basal en sismo dinamico x

Fuente: Autores

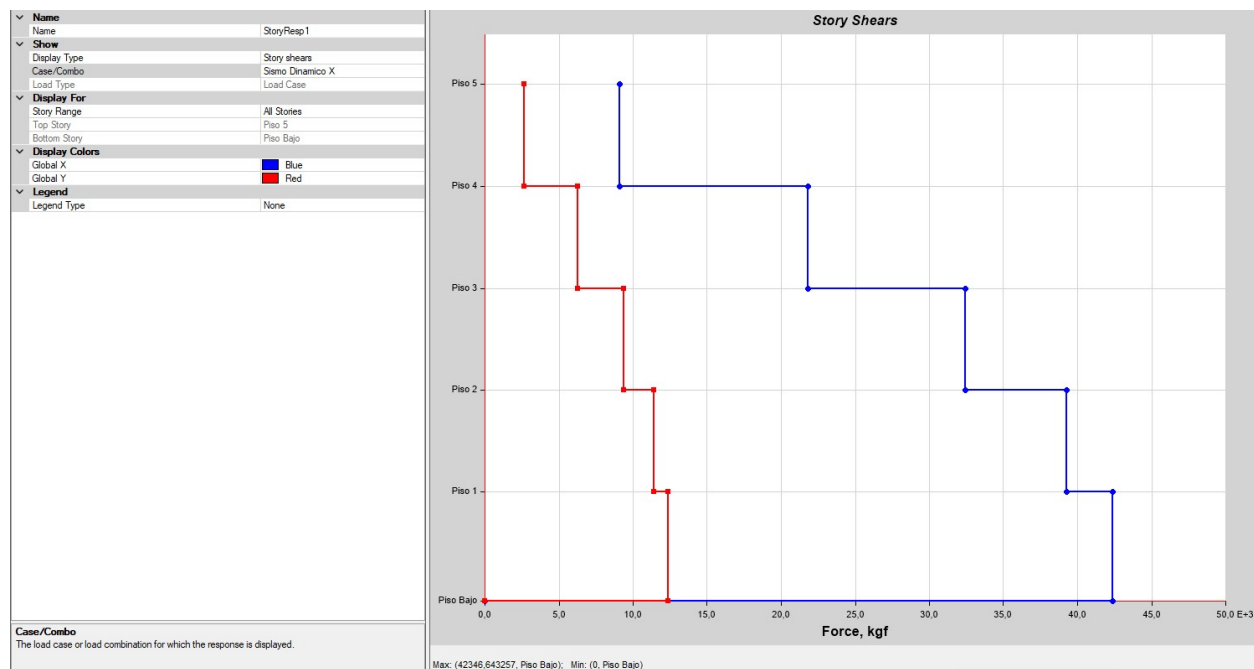
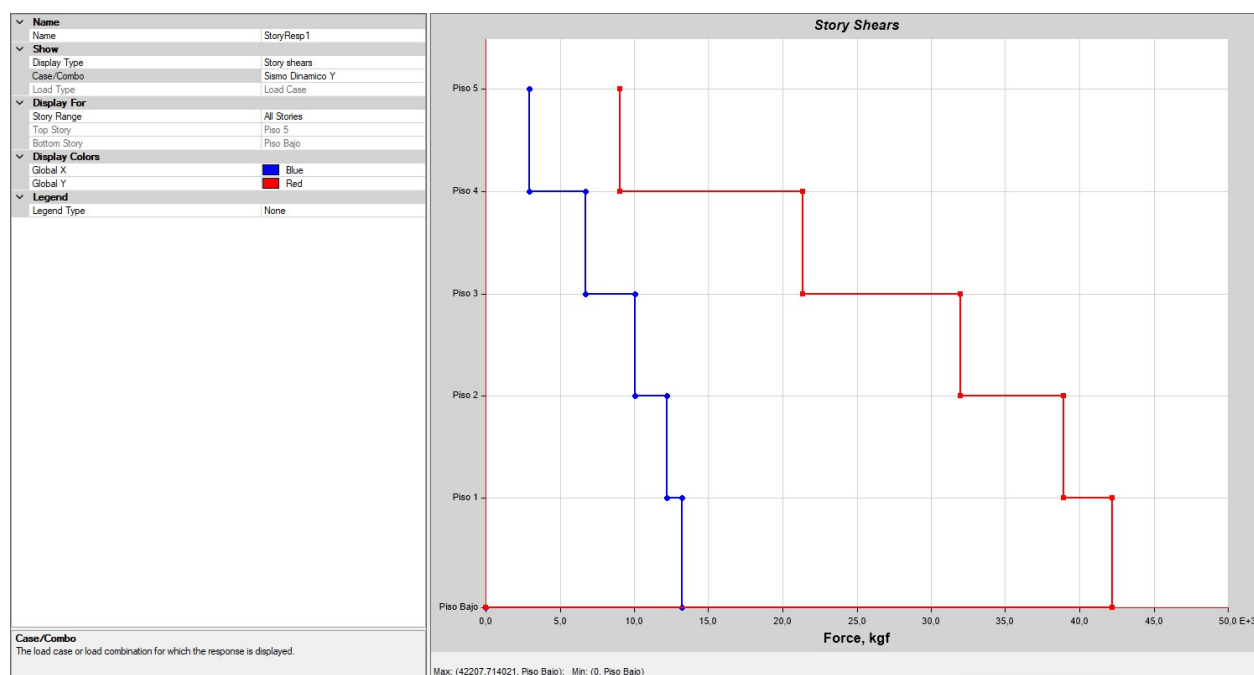


Ilustración 60: Cortante basal en sismo dinamico y

Fuente: Autores



Cortante basal en sismo dinamico y

Los resultados para realizar las comparativas son los siguientes:

- ❖ Sismo estatico en x= $F_x = 49645.81 \text{ Kg}$
- ❖ Sismo estatico en y= $F_y = 49645.81 \text{ Kg}$
- ❖ Sismo dinámico en x= 42346.6 kgf
- ❖ Sismo dinámico en y= 42207.7 kgf

Cálculo

$$F_x \text{ reducida} = F_y \text{ reducida} = 0.85 * \text{Sismo estatico en X}$$

$$F_x \text{ reducida} = F_y \text{ reducida} = 0.85 * (49645.81)$$

$$F_x \text{ reducida} = F_y \text{ reducida} = 42198.94 \text{ kgf}$$

Comparativa en el eje x

$$F_x \text{ sismo dinamico en x} > F_x \text{ reducida}$$

$$42346.6 \text{ kgf} > 42198.94 \text{ kgf}$$

OK CUMPLE LA CONDICION

Comparativa en el eje y

$$F_y \text{ sismo dinamico en y} > F_y \text{ reducida}$$

$$42207.7 \text{ kgf} > 42198.94 \text{ kgf}$$

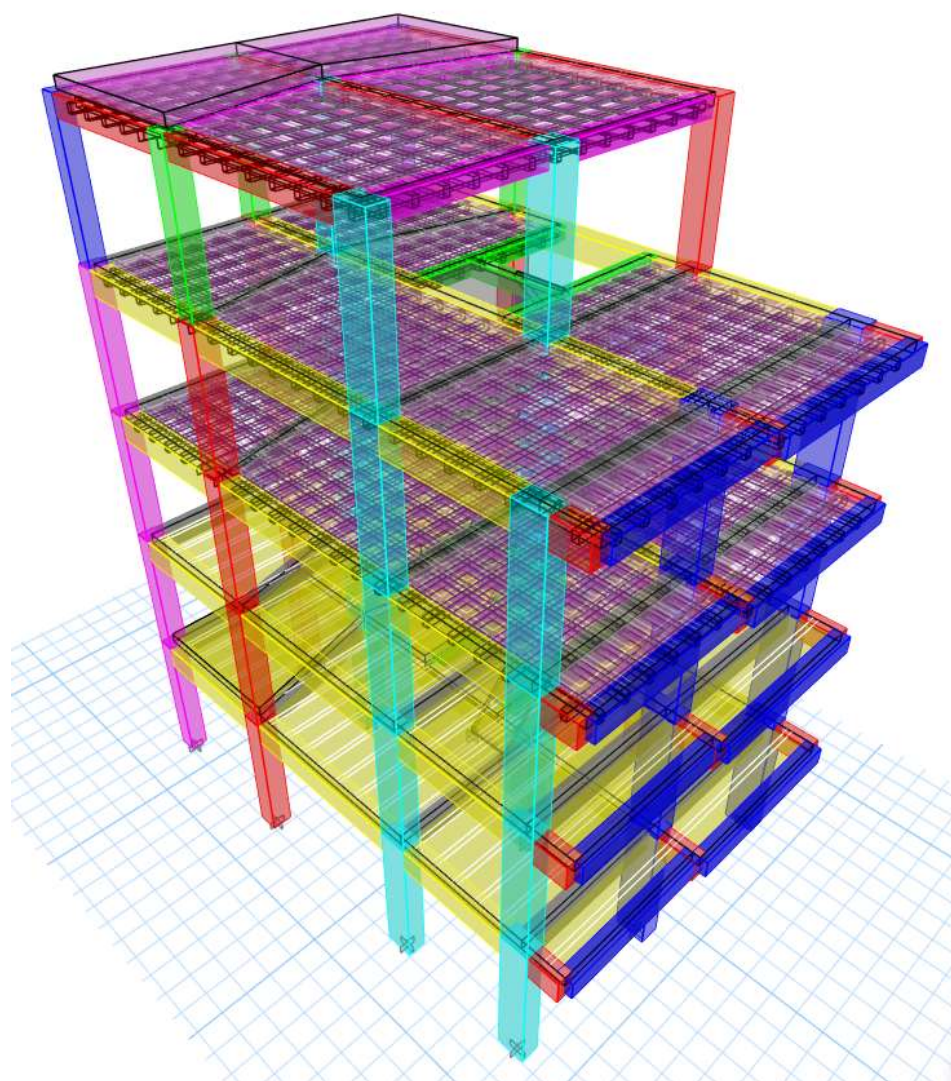
OK CUMPLE LA CONDICION

9.44 MODELO TRIDIMENSIONAL

Se refleja todas las secciones tanto de las vigas transversales, longitudinales, como las losas y demás secciones que se consideraron en el proyecto para realizar la modelación estática y dinámica de la edificación.

Plano 34: Modelo tridimensional de la estructura – Modelado

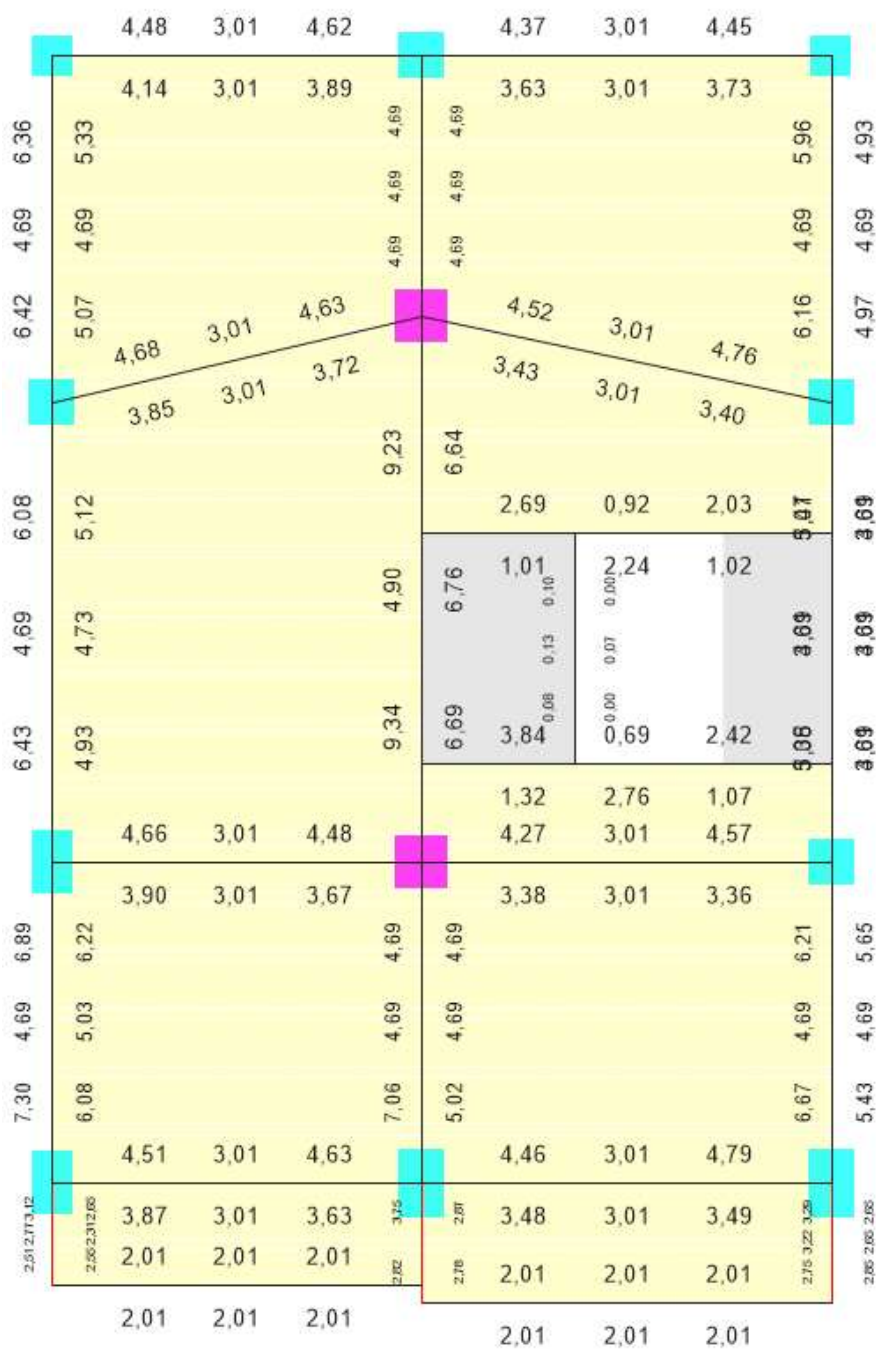
Fuente: Autores



9.44.2 REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 2

Plano 36: Cuantía de acero en piso 2 – Modelado

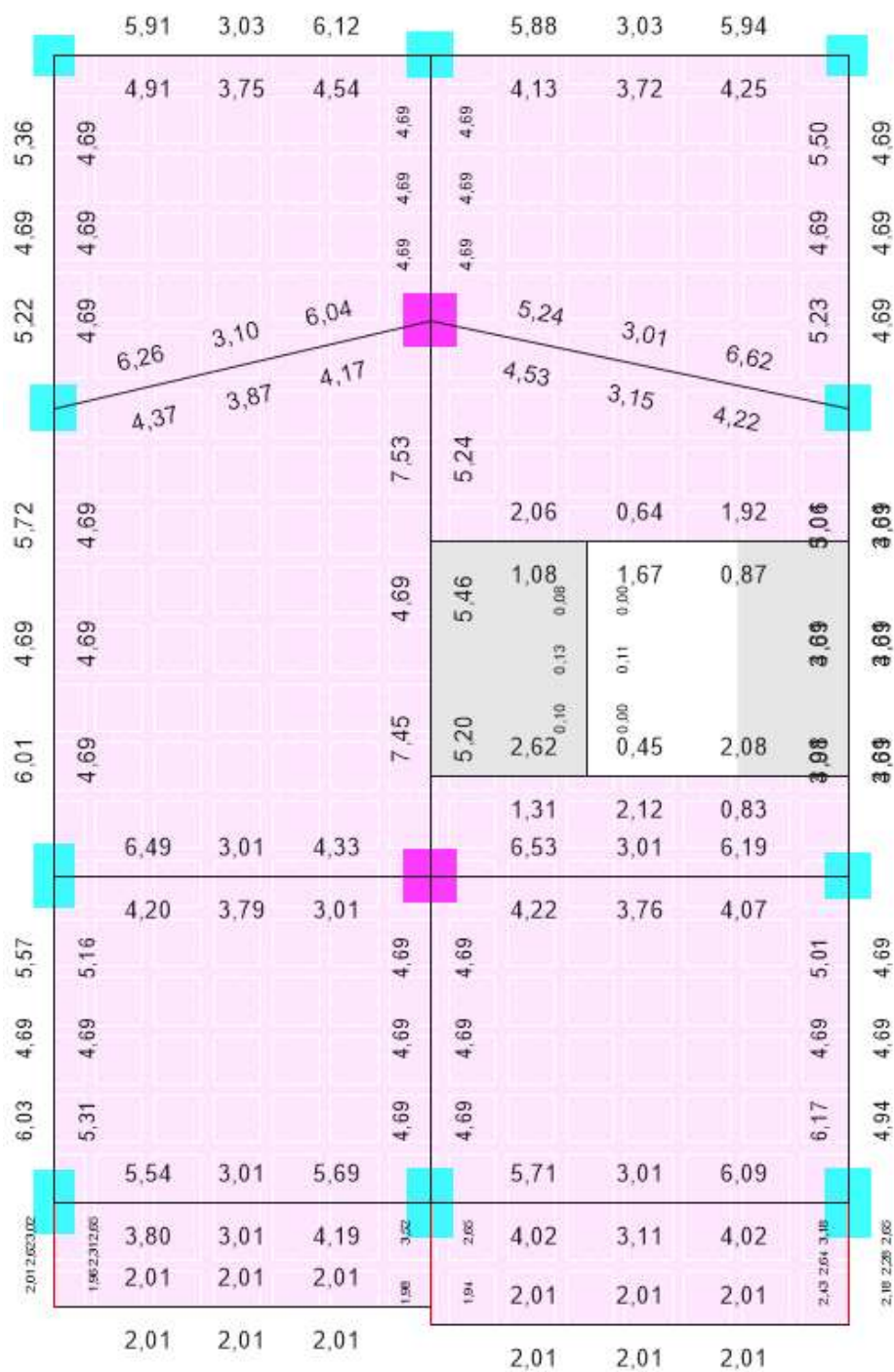
Fuente: Autores



9.44.3 REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 3

Plano 37: Cuantía de acero en piso 3 – Modelado

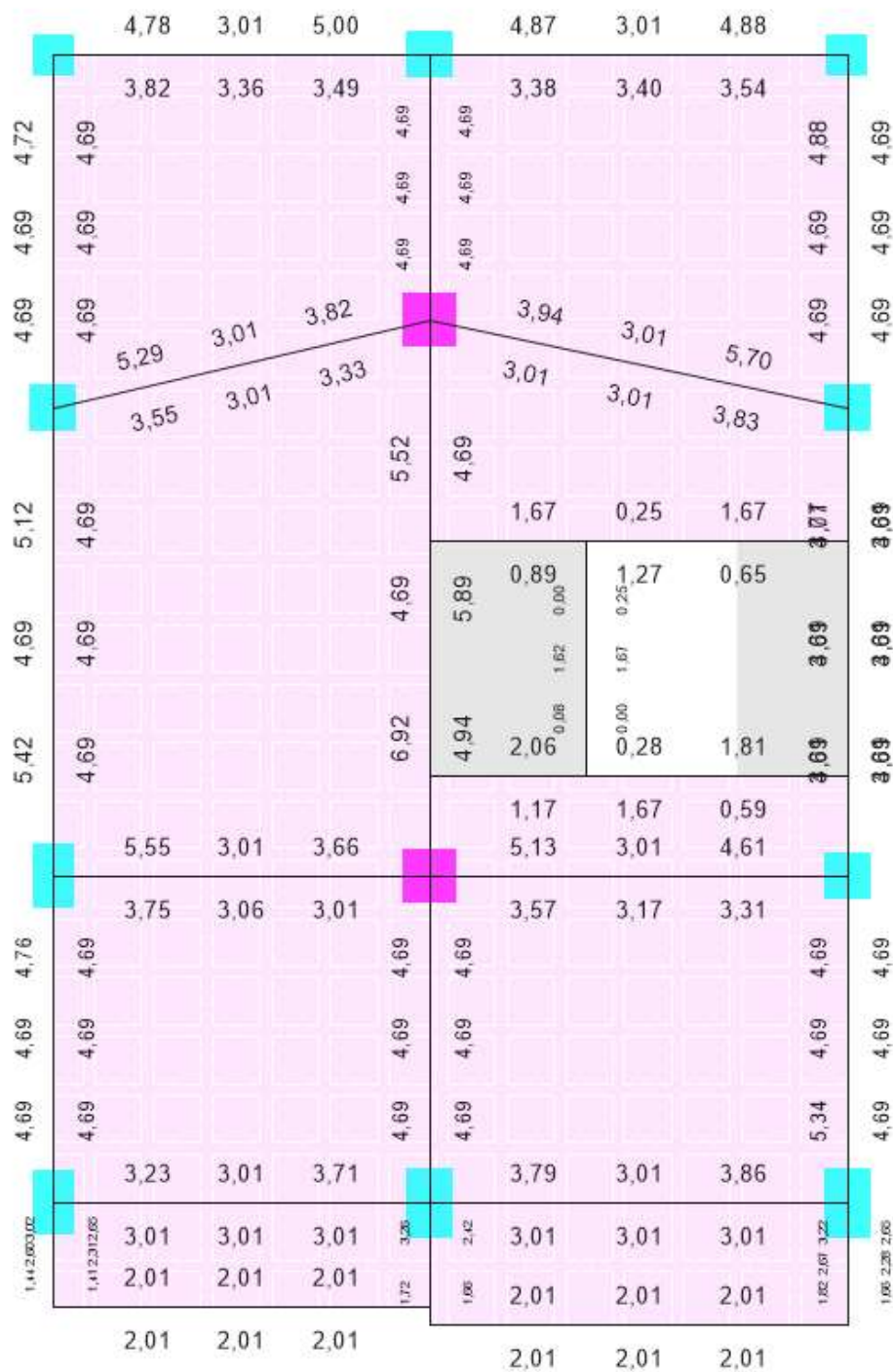
Fuente: Autores



9.44.4 REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 4

Plano 38: Cuantía de acero en piso 4 – Modelado

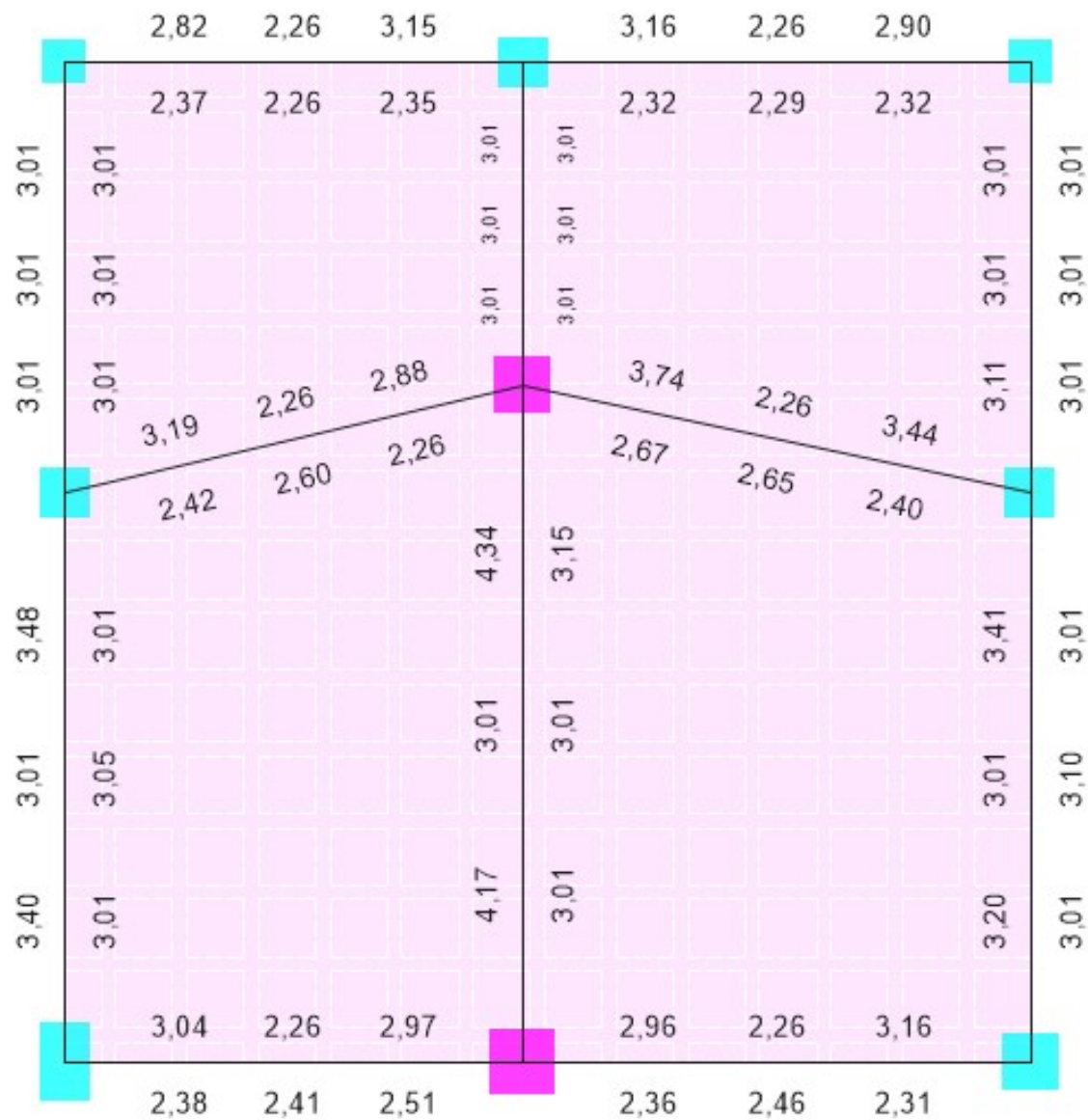
Fuente: Autores



9.44.5 REVISION DE CUANTIA DE ACERO EN PISO 5

Plano 39: Cuantía de acero en piso 5 – Modelado

Fuente: Autores



Como conclusión se tiene que todas las secciones de la edificación cumplen sin inconvenientes con exención a los volados que no cumplen y nos sale un error O/S#45 donde

indica que el esfuerzo de corte y torsión exceden lo permitido, por lo que se lo analiza manualmente y se concluye que esta bien diseñado, que si cumple todo, y que el error del volado es un error del software que se está utilizando para modelar el proyecto.

Ilustración 61: Resultados de cálculos en software

Fuente: Autores

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-cm	Design P_u tonf	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-4,08	-0,0019	0,05	0	0,07	0,07
Bottom (-2 Axis)	1,779	-0,0019	0	0,02	0,03	0,03

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v / s cm ² /cm
O/S #45	3,7732	0	1,1501	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u (Part 1 of 2)

T_u tonf-cm	ϕT_{th} tonf-cm	ϕT_{cr} tonf-cm	Rebar A_t / s cm ² /cm	Rebar A_l cm ²	Cover cm	Area A_{cp} cm ²	Area A_{oh} cm ²	Area A_o cm ²
84,81	16,08	64,321	0,0466	3,47	4,445	750	340,1	289,1

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u (Part 2 of 2)

Perimeter, p_{cp} cm	Perimeter, p_h cm
110	74,44

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed.

Se procede a realizar los cálculos manuales para corroborar los resultados del software.

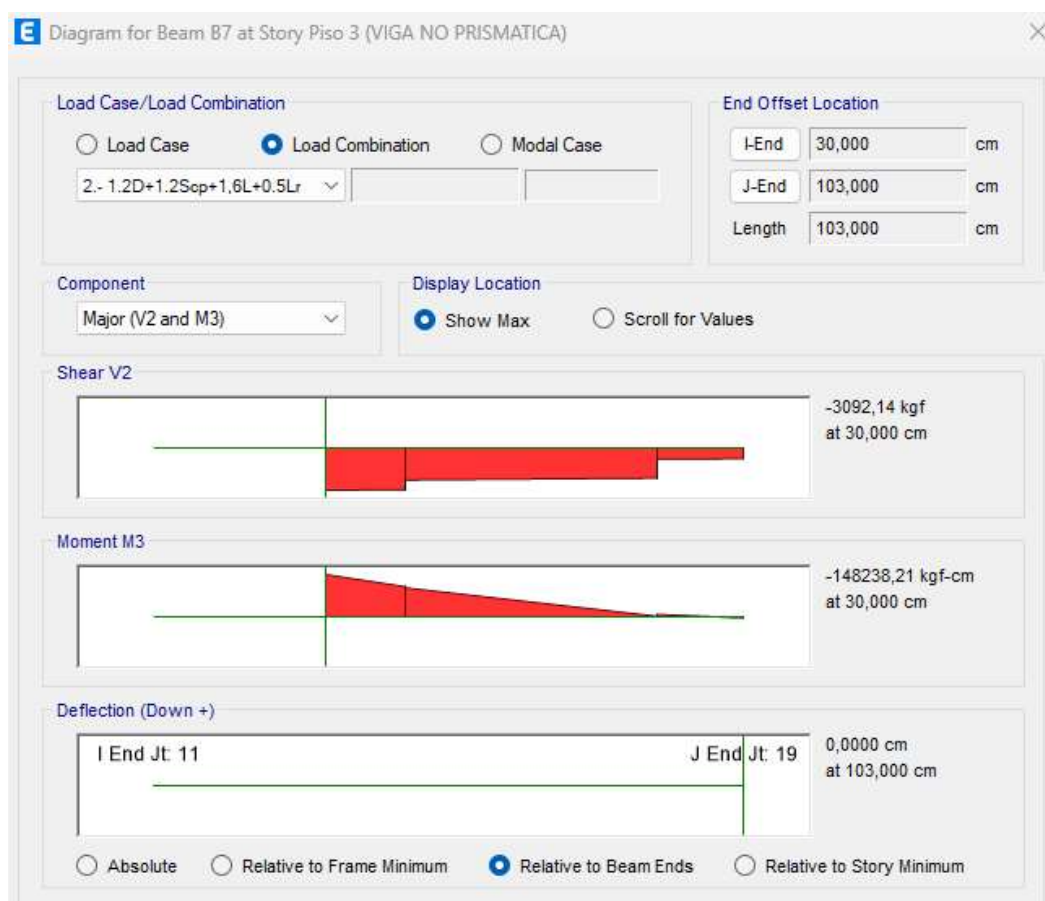
9.45 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE HORMIGÓN EN VOLADIZO

Se procede a realizar la verificación de peraltes por flexión y por corte además de las deformaciones máximas, área de acero, separación de estribos y por último la relación de esbeltez, para poder conclusión si la viga seleccionada esta correctamente dimensionada.

Se analiza el volado mas cargado con la combinación que produce mayor momento y mayor cortante, obteniendo que la viga del volado en el piso es la más cargada, y partimos con los siguientes valores para realizar el análisis.

Ilustración 62: momento y cortantes maximos en vigas de volados

Fuente: Autores



9.46 ANALISIS DE LA GEOMETRIA Y MATERIALES

Los cálculos que se realizan para el dimensionamiento y corroboración D/C de las vigas en voladizo son las siguientes:

- ❖ Se considera una longitud de voladizo $L = 1.00 \text{ m}$.
- ❖ Se considera un ancho tributario izquierda $B1 = 1.60 \text{ m}$.
- ❖ Se considera un ancho tributario derecha $B2 = 1.78 \text{ m}$.
- ❖ Se considera un ancho de viga $b = 30.00 \text{ cm}$.
- ❖ Se considera una altura de viga $h = 45.00 \text{ cm}$.
- ❖ Se considera un recubrimiento $\text{rec} = 3.00 \text{ cm}$.
- ❖ Se considera un $F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ❖ Se considera un $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ❖ Cálculo de peralte efectivo de viga

$$d = h_{\text{viga}} - \text{recubrimiento}$$

$$d = 45 - 3$$

$$d = 42 \text{ cm}$$

Cálculo de área tributaria

$$At = L * (B1 + B2)$$

$$At = 1 * (1,6 + 1,78)$$

$$At = 3,38 \text{ m}^2$$

Cálculo de módulo de elasticidad del hormigón

$$Ec = \sqrt{12600 f'c}$$

$$Ec = \sqrt{12600(250)}$$

$$E_c = 199223,49 \frac{kg^2}{cm}$$

Cálculo de inercia de la viga

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{30 * 45^3}{12}$$

$$I = 227812,50 \text{ cm}^4$$

Cálculo de inercia agrietada de la viga

$$I_o = I * 0,6$$

$$I_o = 227812,50 * 6$$

$$I_o = 136687,50 \text{ cm}^4$$

9.46.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 88: Geometría y materiales

Fuente: Autores

GEOMETRIA Y MATERIALES			
L	1,00	m	Longitud viga en voladizo
B1	1,60	m	Ancho tributario 1 (izq)
B2	1,78	m	Ancho tributario 2 (der)
b	30	cm	Ancho de viga
h	45	cm	Altura de viga
rec	3,0	cm	Recubrimiento
f'c	250	kg/cm2	Resistencia a compresión de concreto 28 días
fy	4200	kg/cm2	Resistencia a fluencia de acero de refuerzo A615 Gr60
d	42,00	cm	Peralte efectivo de viga
At	3,38	m2	Área tributaria
Ec	199223,49	kg/cm2	Módulo de elasticidad del hormigón
I	227812,50	cm4	Inercia de la viga
Io	136687,50	cm4	Inercia agrietada de la viga

9.46.2 ANALISIS DE CARGAS DE DISEÑO

Los cálculos que se realizan para el análisis de carga de diseño de las vigas en voladizo son las siguientes:

- ❖ Carga muerta peso de losa= 322.40 kg/m²
- ❖ Carga muerta de sobrepeso= 227.50 kg/m².
- ❖ Carga viva por uso de ocupación= 600 kg/m²
- ❖ Cálculo de combinación de servicio

$$\text{Comb. serv.} = \text{Carga muerta de elementos}(D) + \text{Sobrecarga permanente}(SCP) \\ + \text{Carga viva}(l)$$

$$\text{Comb. serv.} = 322,40 + 227,50 + 600$$

$$\text{Comb. serv.} = 1149,90 \text{ Kg/m}^2$$

Combinación 1 (1.4 D)

$$\text{Comb. 1.4D.} = 1,4(\text{Carga muerta de elementos}(D) + \text{Sobrecarga permanente}(SCP))$$

$$\text{Comb. 1.4D.} = 1,4(322,40 + 227,50)$$

$$\text{Comb. serv.} = 769,86 \text{ Kg/m}^2$$

Combinación 2 (1.2 D+ 1.6 L)

$$\text{Comb. 1.2D} + 1.6L = 1,2((D + SCP) + 1,6(L))$$

$$\text{Comb. 1.2D} + 1.6L = 1,2((322,40 + 227,50) + 1,6(600))$$

$$\text{Comb. serv.} = 1619,88 \text{ Kg/m}^2$$

Carga lineal distribuida de servicio

$$W = \frac{(\text{Comb. serv.} * \text{Comb. 1.4D})}{L}$$

$$W = \frac{(1149,90 * 769,86)}{1}$$

$$W = 3880,91 \text{ Kg/m}^2$$

Carga lineal distribuida última

$$W_u = \max \left\{ \begin{array}{l} = \frac{(Comb. 1.4D * At)}{L} \\ = \frac{(Comb. 1.2D + 1.6L) * At}{L} \end{array} \right.$$

$$W_u = \max \left\{ \begin{array}{l} = \frac{(769,86 * 3,38)}{1} \\ = \frac{(1619,88) * 3,38}{1} \end{array} \right.$$

Por lo tanto, se escoge lo siguiente:

$$W_u = 5467,10 \text{ Kg/m}^2$$

9.46.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 89: Cargas de diseño

Fuente: Autores

CARGAS DE DISEÑO			
D	322,40	kg/m2	Carga muerta elementos estructurales
SCP	227,50	kg/m2	Sobrecarga permanente
L	600,00	kg/m2	Carga viva
Comb. Srv	1149,90	kg/m2	Combinacion de servicio
Comb. 1	769,86	kg/m2	Combinacion 1.4D
Comb. 2	1619,88	kg/m2	Combinacion 1.2D+1.6L
W	3880,91	kgf/m	Carga lineal distribuida de servicio
Wu	5467,10	kgf/m	Carga lineal distribuida ultima

9.46.4 ANALISIS ESTRUCTURAL

Los cálculos que se realizan para el análisis estructural de las vigas en voladizo son las siguientes:

Cálculo de momento flector último

$$Mu = \frac{\left(\frac{W}{100}\right)\left(\frac{L}{100}\right)^2}{2}$$

$$Mu = \frac{\left(\frac{3880,91}{100}\right)\left(\frac{1}{100}\right)^2}{2}$$

$$Mu = 194045,63 \text{ kgf} * \text{cm}$$

Cálculo cortante último

$$Vu = \left(\frac{Wu}{100}\right)\left(\frac{L}{100}\right)$$

$$Vu = \left(\frac{5467,10}{100}\right)\left(\frac{1}{100}\right)$$

$$Vu = 5467,10 \text{ kgf}$$

Se asigna el momento flector ultimo obtenido del software

$$Mu = 148238.21 \text{ kgf/cm}$$

Se asigna el cortante ultimo obtenido del software

$$Vu = 3092.14 \text{ kgf/cm}$$

Cálculo de momento flector a utilizar

$$Mu = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Momento flector ultimo software} = 182220,00 \text{ Kgf} * \text{cm} \\ - \\ \text{Momento flector último} = 194045,63 \text{ Kgf} * \text{cm} \end{array} \right.$$

$$Mu = 194045,63 \text{ Kgf} * cm$$

Cálculo de cortante ultimo a utilizar

$$Vu = \max \begin{cases} \text{Cortante ultimo software} = 4086,30 \text{ Kgf} \\ \text{Cortante último} = 5467,10 \text{ Kgf} \end{cases}$$

$$Vu = 5467,10 \text{ Kgf}$$

Cálculo de peralte mínimo por flexión

$$d \text{ flexión} = \sqrt{\frac{Mu}{(0,145 * f'c * b)}}$$

$$d \text{ flexión} = \sqrt{\frac{194045,63}{(0,145 * 250 * 30)}}$$

$$d \text{ flexión} = 13,36 \text{ cm}$$

Se realiza la siguiente comparativa

$$D \text{ flexión} < d$$

$$13.36 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

OK cumple la condición

Cálculo de peralte mínimo por corte

$$d \text{ corte} = \left(\frac{Vu * 0,5}{0,53 * 0,75 * b * \sqrt{f'c}} \right)$$

$$d \text{ corte} = \left(\frac{5467,10 * 0,5}{0,53 * 0,75 * 30 * \sqrt{250}} \right)$$

$$d \text{ corte} = 14,50 \text{ cm}$$

Se realiza la siguiente comparativa

$$D \text{ flexión} < d$$

$$14.50 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

OK cumple la condición

Cálculo de deformación admisible

$$\delta \text{ adm} = L * 0,2083$$

$$\delta \text{ adm} = 1 * 0,2083$$

$$\delta \text{ adm} = 0,21 \text{ cm}$$

Cálculo de deformación máxima

$$\delta \text{ max} = \frac{\left(\frac{w}{100}\right) \left(\frac{L}{100}\right)^4}{(8 * Ec * I)}$$

$$\delta \text{ max} = \frac{\left(\frac{3880,91}{100}\right) \left(\frac{1}{100}\right)^4}{(8 * 199223,49 * 227812,50)}$$

$$\delta \text{ max} = 0,01 \text{ cm}$$

Se realiza la siguiente comparativa

$$\delta \text{ max} < \delta \text{ adm}$$

$$0.01 < 0.21$$

OK cumple la condición

Cálculo de contraflecha a adoptar deformaciones a largo plazo

$$\text{Contraflecha} = \delta \text{ max} * 3$$

$$\text{Contraflecha} = 0,01 * 3$$

$$\text{Contraflecha} = 0,03 \text{ cm}$$

9.46.5 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 90: Análisis estructural

Fuente: Autores

ANALISIS ESTRUCTURAL			
Mu	194045,63	Kgf-cm	Momento flector ultimo
Vu	5467,10	Kgf	Cortante ultimo
Mu soft	148238,21	Kgf-cm	Momento flector ultimo software
Vu soft	3092,14	Kgf	Cortante ultimo software
Mu	194045,63	Kgf-cm	Momento flector ultimo a utilizar
Vu	5467,10	Kgf	Cortante ultimo a utilizar
d flex	13,36	cm	OK Peralte mínimo por flexión
d corte	14,50	cm	OK Peralte mínimo por corte
δ adm	0,21	cm	Deformación admisible L/480
δ max	0,01	cm	OK Deformación máxima
Contraflecha	0,03	cm	Contraflecha a adoptar deformaciones a largo plazo

9.47 ANALISIS DISEÑO ESTRUCTURAL A FLEXION

Cálculo de acero de refuerzo máximo de viga

$$As_{max} = 0,01 * b * d$$

$$As_{max} = 0,01 * 30 * 42$$

$$As_{max} = 12,60 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo requerida

$$As = \left(\frac{Mu}{0,9 * fy * \left(\frac{d-a}{2} \right)} \right)$$

$$A_s = \left(\frac{194045,63}{0,9 * 4200 * \left(\frac{42 - 0,81}{2} \right)} \right)$$

$$A_s = 1,23 \text{ cm}^2$$

Distancia a bloque de compresión en viga calculada

$$A \text{ calculada} = \left(\frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} \right)$$

$$A \text{ calculada} = \left(\frac{1,23 * 4200}{0,85 * 250 * 30} \right)$$

$$A \text{ calculada} = 0,81 \text{ cm}$$

Se procede a realizar iteraciones con los valores de acero de refuerzo requerida con la distancia del bloque de compresión en la viga calculada, hasta en los resultados sean muy similares a la iteración anterior, en este caso se obtienen los siguientes resultados.

$$A_s = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ calculada} = 0,81 \text{ cm}$$

Se realiza la siguiente comparativa

$$A_s < A_s \text{ max}$$

$$1.23 < 12.60$$

OK cumple la condición

Diámetro de acero de refuerzo requerida= 12mm

Cantidad de varilla utilizadas en el modelado 2 unidades.

Área de acero de refuerzo utilizado

$$A_{utilizado} = \left(\frac{\pi * \left(\frac{\Phi \text{ var}}{10} \right)^2}{4} \right) * N^{\circ} \text{ de varilla}$$

$$A_{utilizado} = \left(\frac{\pi * \left(\frac{12}{10} \right)^2}{4} \right) * 2$$

$$A_{utilizado} = 2,26 \text{ cm}^2$$

9.47.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 91: Diseño estructural - flexión

Fuente: Autores

DISEÑO ESTRUCTURAL - FLEXION			
As max	12,60	cm2	Acero de refuerzo máximo en viga
a	0,81	cm	Distancia a bloque de compresión en viga
a calc	0,81	cm	Distancia a bloque de compresión en viga calculado
As	1,23	cm2	OK Área de acero de refuerzo requerida
Φ var	12	mm	Diámetro acero de refuerzo
No. Var	2	u	No. Varillas
As utiliz	2,26	cm2	OK Área de acero de ref. utilizado

9.48 DISEÑO ESTRUCTURAL A CORTE

Cálculo cortante último

$$V_u = \left(\frac{W_u}{100} \right) \left(\frac{L}{100} \right)$$

$$V_u = \left(\frac{5467,10}{100} \right) \left(\frac{1}{100} \right)$$

$$V_u = 5467,10 \text{ kgf}$$

Se considera un diámetro de estribo de 10mm.

Se considera utilizar 2 ramales mínimos de acero.

Área de acero de refuerzo a corte

$$Av = \left(\frac{\pi * \left(\frac{\Phi \text{ var}}{10} \right)^2}{4} \right) * N^\circ \text{ de varilla}$$

$$Av = \left(\frac{\pi * \left(\frac{10}{10} \right)^2}{4} \right) * 2$$

$$Av = 1,57 \text{ cm}^2$$

Separación mínima entre estribos en zona sísmica

$$Sep. Min. = \frac{d}{4}$$

$$Sep. Min. = \frac{42}{4}$$

$$Sep. Min. = 10,50 \text{ cm}$$

Se considera utilizar una separación entre estribos de 10cm.

Resistencia a corte debida a acero de refuerzo

$$\phi V_s = \frac{Av * fy * d}{sep}$$

$$\phi V_s = \frac{1,57 * 4200 * 42}{10}$$

$$\phi V_s = 27708,85 \text{ kgf}$$

Relación demanda capacidad

$$\frac{D}{C} = \frac{Vu}{\phi V_s}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{5467,10}{27708,85}$$

$$\frac{D}{C} = 0,20$$

9.48.1 RESULTADOS OBTENIDOS

Tabla 92: Diseño estructural - corte

Fuente: Autores

DISEÑO ESTRUCTURAL - CORTE			
Vu	5467,10	kgf	Cortante ultimo de diseño
Φ var	10	mm	Diametro de estribos
No. Ramas	2	u	Numero de ramas (minimo 2)
Av	1,57	cm ²	Area de acero de refuerzo a corte
sep min	10,50	cm	Separacion minima entre estribos en zona sismica
sep	10,00	cm	OK Separacion entre estribos
φ Vs	27708,85	kgf	Resistencia a corte debida a acero de refuerzo
D / C	0,20		OK Relacion Demanda/Capacidad

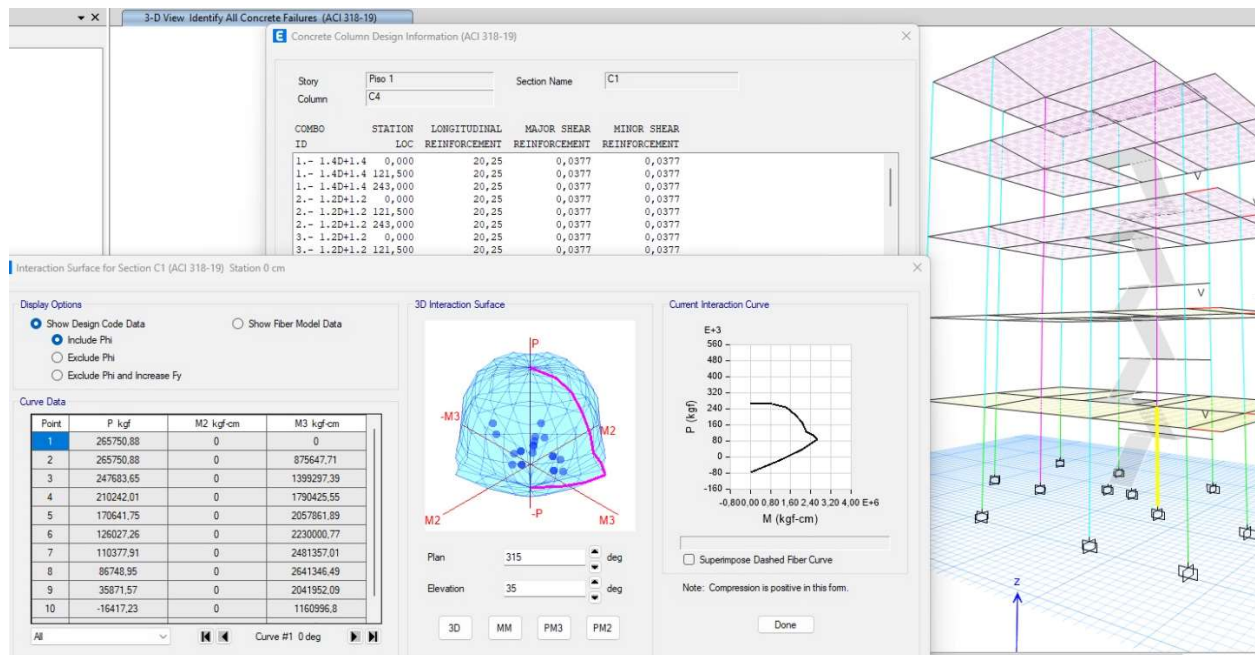
Como todos los análisis realizados se cumplieron se concluye que las secciones propuestas para los volados son aceptadas.

9.49 ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA

CENTRAL C1

Ilustración 63: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores



$$\frac{V_u}{\phi V_n}$$

Unitless

0,409068

0,315295

Joint Shear Check/Design

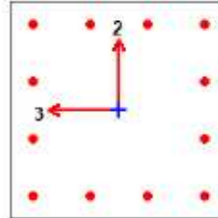
	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Area cm^2	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	0	4106,12	36231,67	86595,31	2025	0,418
Minor Shear, V_{u3}	0	7210,46	45419,98	108244,14	2025	0,42

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0,21	0,368

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Piso 1	C4	12	C1	5.- 1.2D+1.2Scp+1Sex+1L	0	288	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
45	45	4,8	1,73

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ye} (kgf/cm ²)
222940,58	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar % %
81474,47	-234157,62	1351298,07	234157,62	234157,62	20,25	1

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0,552568	1	1	1	243
Minor Bend(M2)	0,23918	1	1	1	243

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_o kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v /s cm ² /cm
Major, V_{u2}	10326,43	10326,43	20474,32	4769,47	4106,12	0,0377
Minor, V_{u3}	7959,24	7959,24	20474,32	4769,47	7210,46	0,0377

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$$\frac{V_u}{\phi V_n}$$

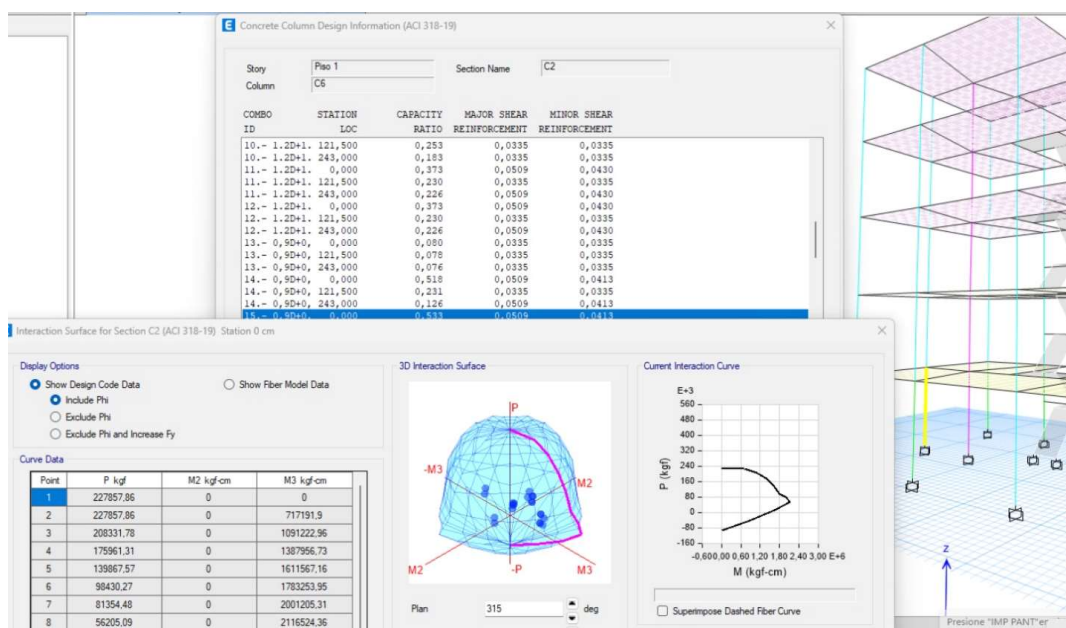
Unitless

9.50 ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA LATERAL

C2

Ilustración 64: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores



$$\frac{V_u / \phi V_n}{\text{Unitless}}$$

$$0,75$$

$$0,75$$

Joint Shear Check/Design

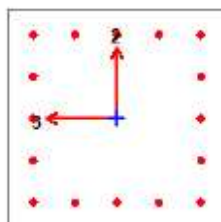
	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Area cm^2	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	0	4200,48	37138,54	85526,23	1600	0,434
Minor Shear, V_{u3}	0	3382,04	21225,39	85526,23	1600	0,248

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0,311	0,25

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Piso 1	C6	18	C2	15.- 0,9D+0,9Scp-Sex	0	288	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
40	40	4,7	1,73

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
222940,58	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{Cspiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
16082,43	43808,55	-966023,95	43808,55	43808,55	1,54	0,533

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0,528353	1	1	1	243
Minor Bend(M2)	0,534147	1	1	1	243

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_o kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v /s cm ² /cm
Major, V_{u2}	4244,08	5658,77	0	5658,77	4200,48	0,0509
Minor, V_{u3}	3445,28	4593,7	0	4593,7	3382,04	0,0413

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$$\frac{V_u}{\phi V_n}$$

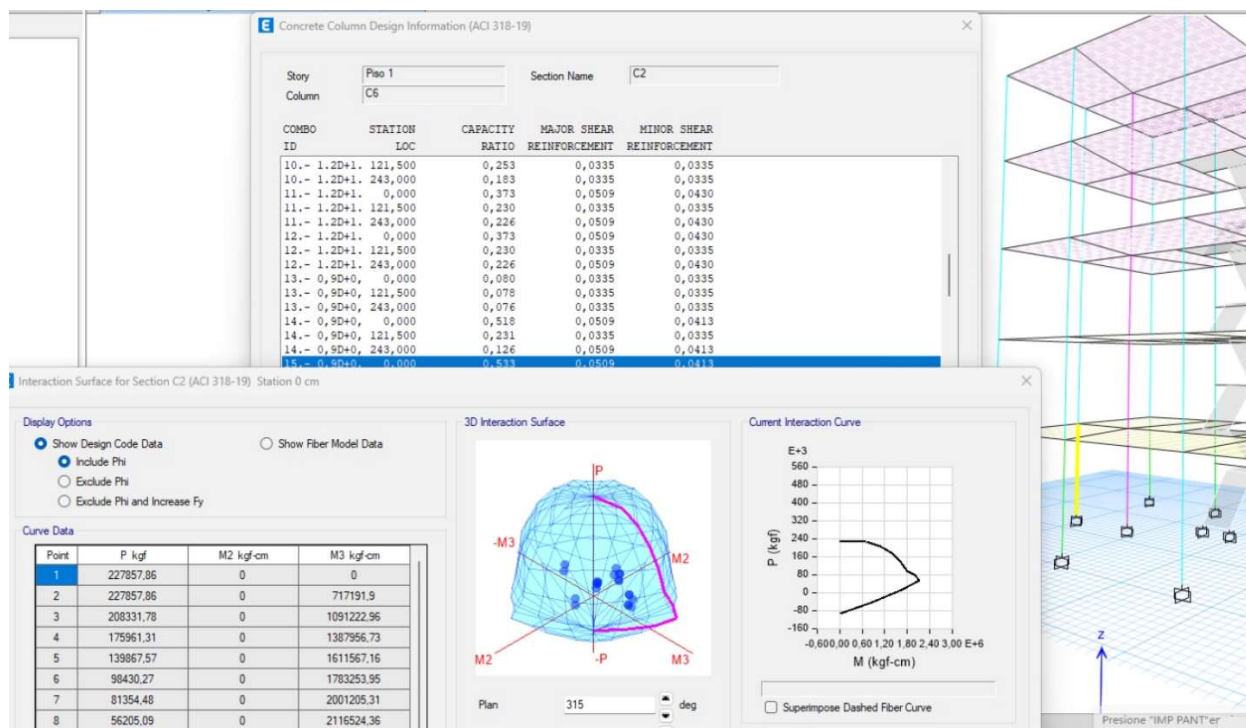
Unitless

9.51 ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA

ESQUINERA C3

Ilustración 65: Resultados obtenidos mediante software

Fuente: Autores



$$\frac{V_u}{\phi V_n}$$

Unitless

0,197338

0,796973

Joint Shear Check/Design

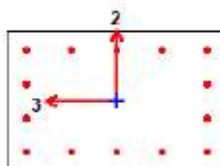
	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_n kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	0	2264,51	20103,5	82319	1925	0,244
Minor Shear, V_{u3}	0	3619,23	24341,11	102898,75	1925	0,237

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0,19	0,188

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Piso 1	C10	30	C3 Y C2	14.- 0,9D+0,8Scp+Sex	0	288	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
55	35	4,8	1,73

Material Properties

E_o (kgf/cm ²)	f_o (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{yc} (kgf/cm ²)
222940,58	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}	Ω_o
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
53,2	3876,51	736753,97	168,84	136,93	1,46	0,504

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0,578667	1	1	1	243
Minor Bend(M2)	0,823521	1	1	1	243

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)

	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_o kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v/s cm ² /cm
Major, V_{u2}	3193,61	3193,61	8844,27	3503,42	2264,51	0,046
Minor, V_{u3}	3691,87	3691,87	0	4632,37	3619,23	0,0293

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$V_u / \phi V_n$
Unitless

9.52 ANALISIS DE CUANTIA DE ACERO PARA LOSAS

Para el análisis de la cuantía de acero se analiza el momento máximo de un nervio del paño de mayor influencia.

Plano 40: Resultados de análisis de losa

Fuente: Autores

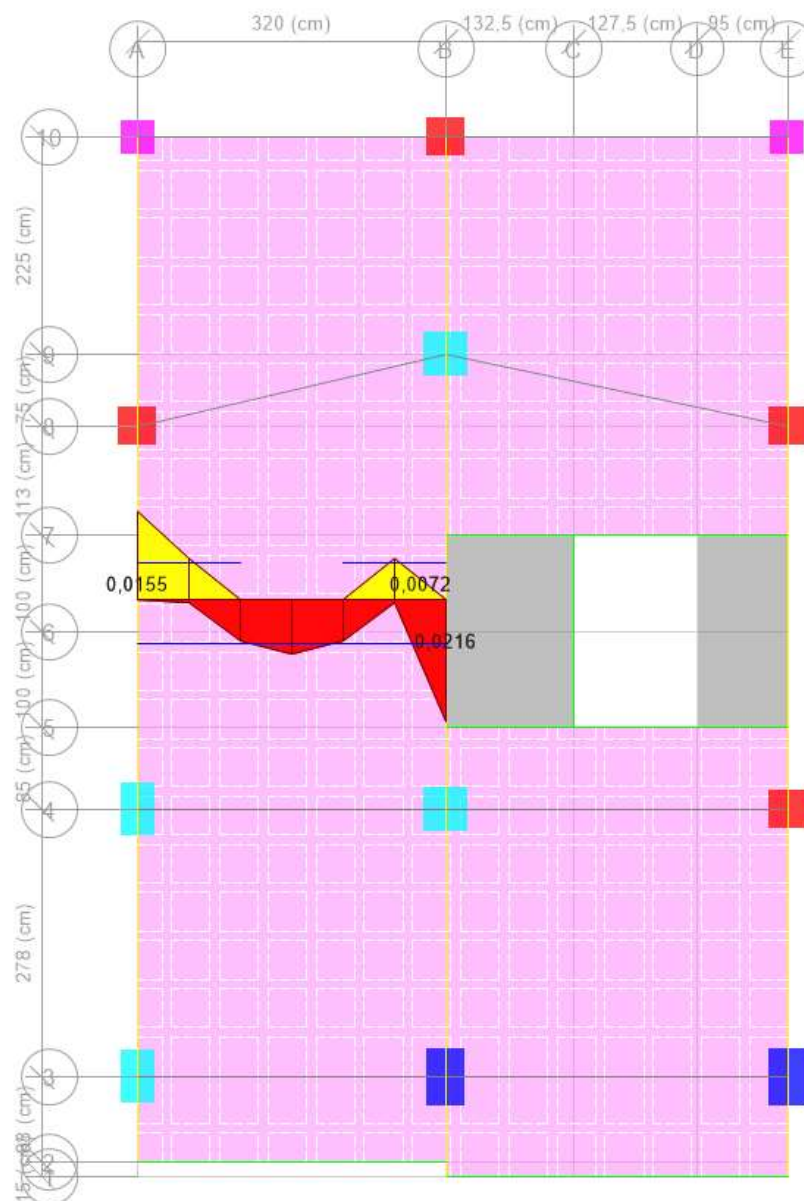
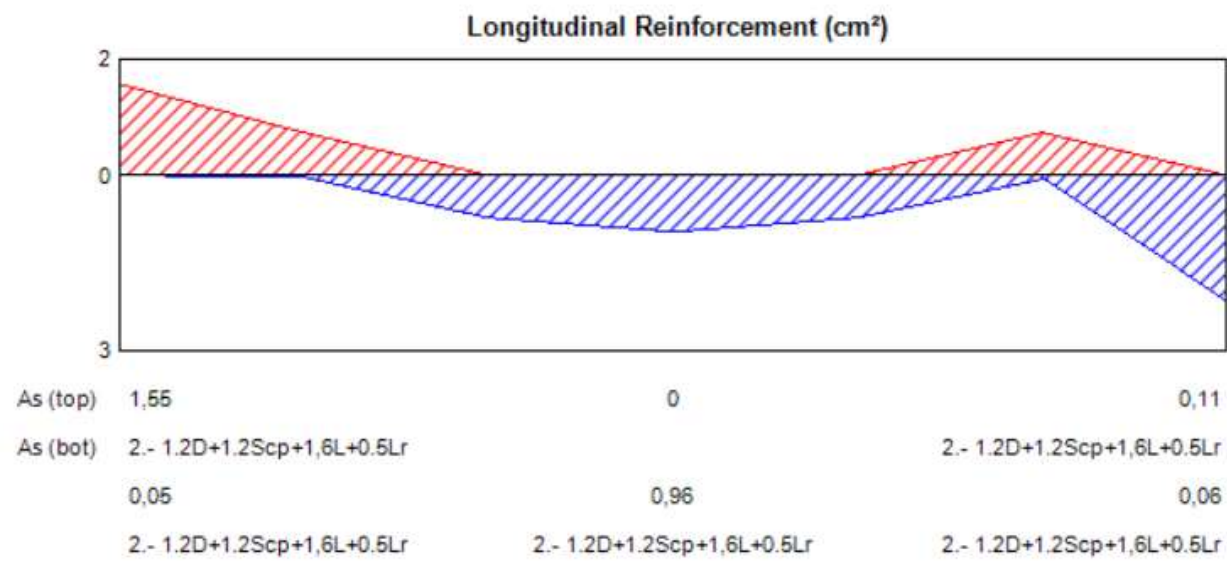


Ilustración 66: Diagrama longitudinal

Fuente: Autores

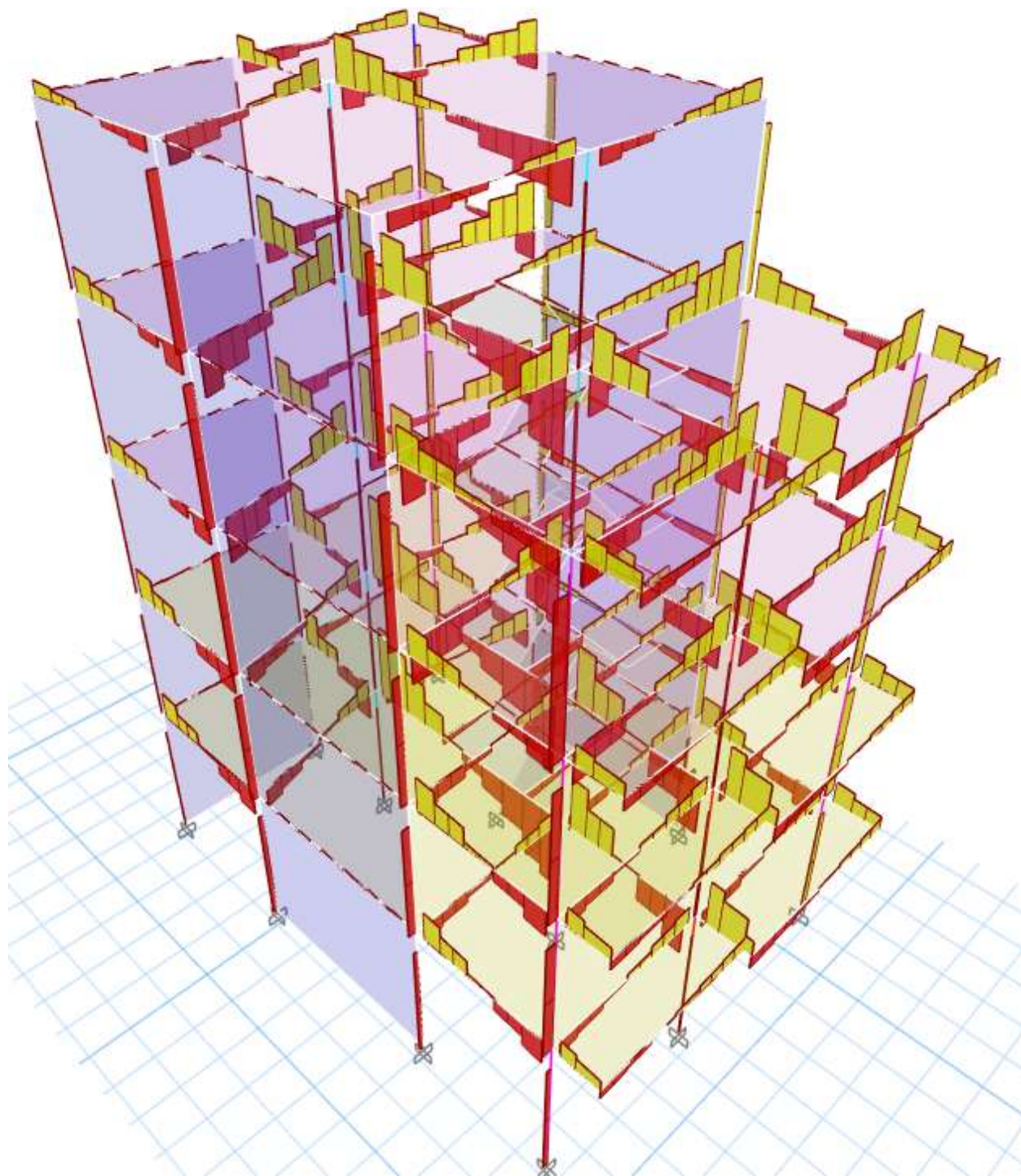


Con estos resultados se proceden a calcular los diámetros de varillas que se utilizan en la losa, para cumplir la demanda de carga de la losa.

9.52.1 DIAGRAMAS DE CORTANTE DEL MODELO.

Plano 41: Diagrama Fuerza cortante V22– Modelado

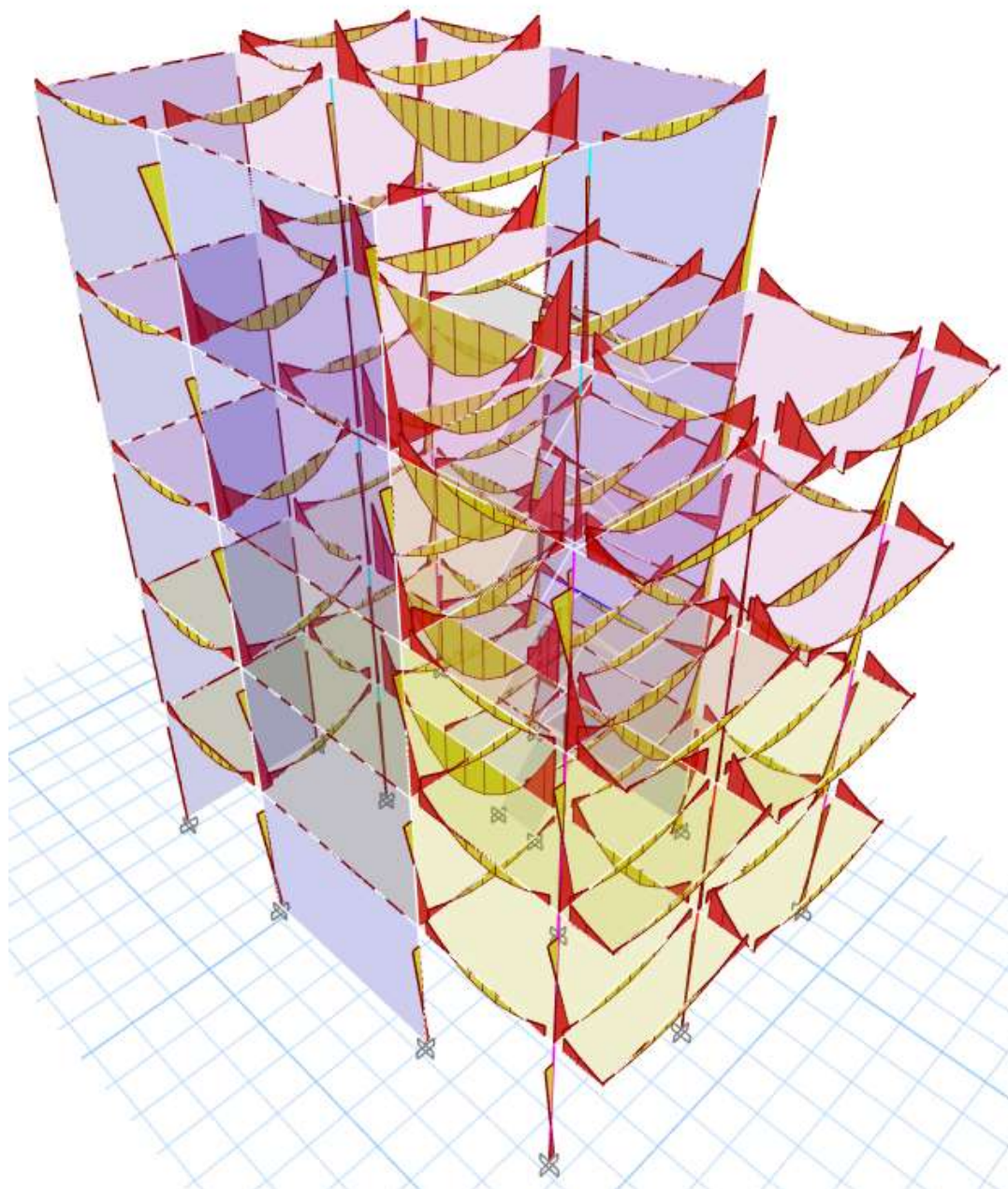
Fuente: Autores



9.52.2 DIAGRAMAS DE MOMENTO DEL MODELO.

Plano 42: Diagrama Momento Flector M33 – Modelado

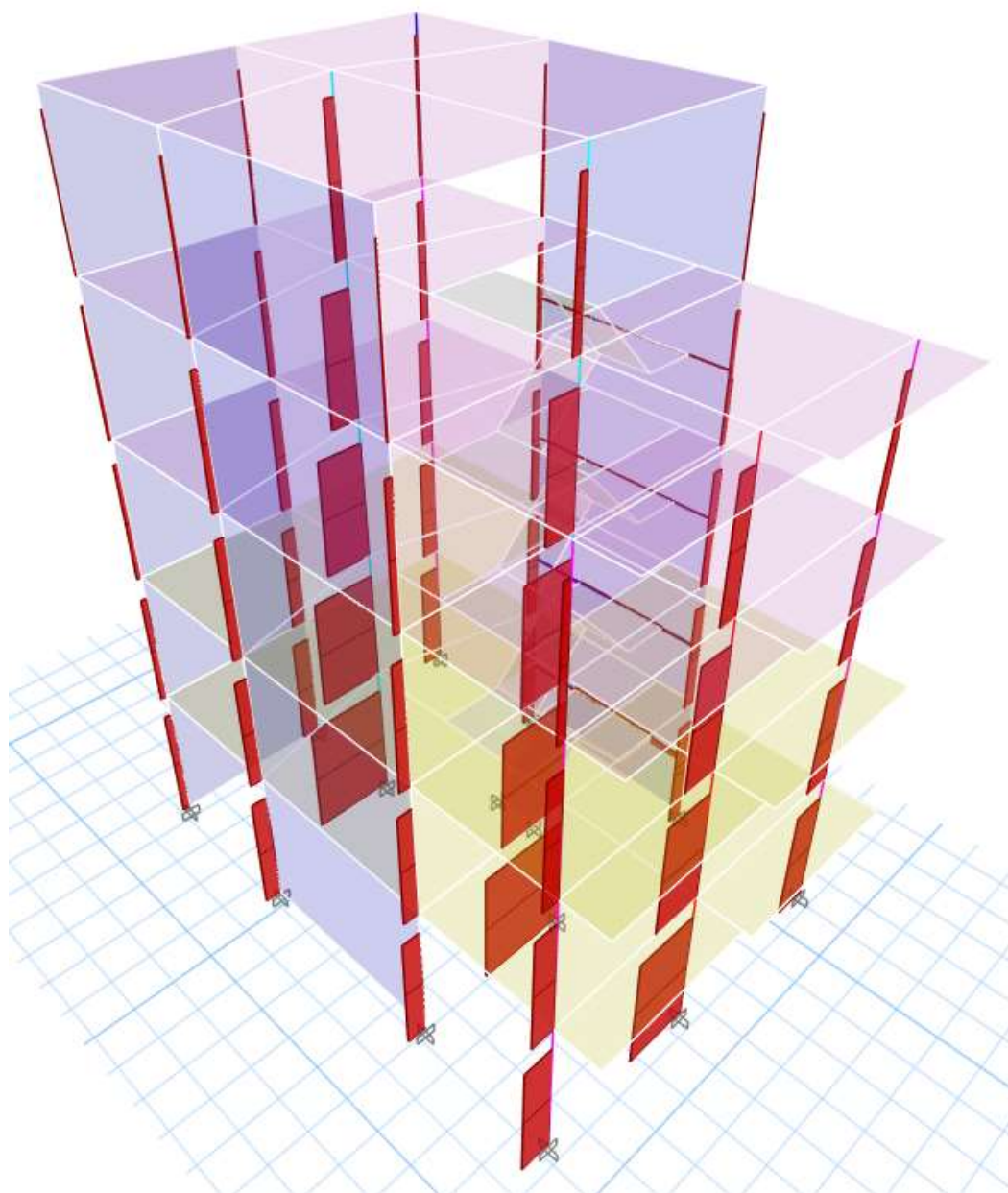
Fuente: Autores



9.52.3 DIAGRAMAS DE FUERZAS AXIALES DEL MODELO.

Plano 43: Diagrama Fuerza Axial V22– Modelado

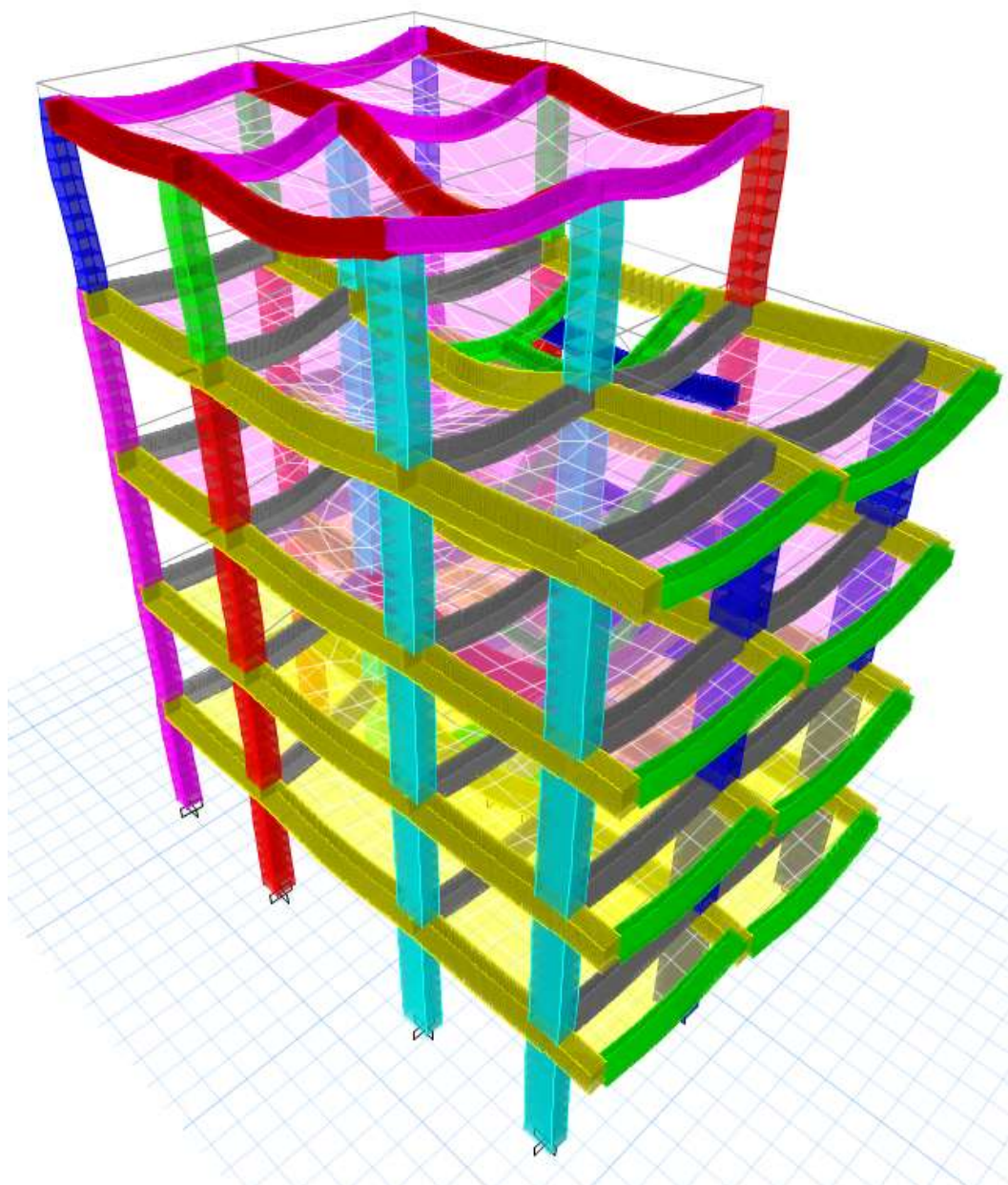
Fuente: Autores



9.52.4 DEFORMACIONES DEL MODELO

Plano 44: Deformación de los elementos de la edificación – Modelado

Fuente: Autores



9.52.5 REACCIONES Y MOMENTOS EN LA BASE DE LA EDIFICACION

Ilustración 67: Reacciones en las bases de la estructura

Fuente: Autores

20	24	28
Fz = 10014,46	Fz = 15019,03	Fz = 10878,87
Mx = 3907,39	Mx = -62,92	Mx = 1978,93
My = 2557,18	My = -5955,45	My = -13593,2
	8	
	Fz = 29980,56	
	Mx = 14916,91	
	My = -5360,52	
32		36
Fz = 18505,08		Fz = 22146,57
Mx = -16,5		Mx = -17953,83
My = 9067,53		My = -89930,46
	74	
	Fz = 1659,6	
	Mx = 4350,83	
	My = 0	
	76	
	Fz = 1392,42	
	Mx = 5789,28	
	My = 0	
4	16	12
Fz = 18074,31	Fz = 31459,72	Fz = 20868,63
Mx = -18783,2	Mx = -34549,27	Mx = -49500,21
My = 11210,78	My = 1555,71	My = -118307
40	44	48
Fz = 13088,17	Fz = 22076,25	Fz = 16050,99
Mx = -8860,69	Mx = -13980,99	Mx = -26427,11
My = 11036,49	My = 2159,06	My = -16307,9

9.53 PROPUESTA DE SOLUCIÓN AL CAMBIO DE ESTRUCTURA

En muchas construcciones con el pasar del tiempo hay necesidades de realizar un reforzamiento estructural por diversos motivos, estos pueden ser fallas de diseño, baja resistencia de los materiales usados o, como es el caso de este proyecto de titulación, un cambio en el diseño inicial de la estructura por lo que es suma importancia volver a analizar estructuralmente el edificio para comprobar su capacidad de resistencia a las nuevas cargas por los cambios a implementar.

Como posibles soluciones pueden haber varias alternativas, por ejemplo, adición de elementos estructurales en hormigón armado o acero estructural, implementación de muros cortantes, refuerzos con materiales sintéticos como por ejemplo fibras de carbono o aumento de secciones, entre otros.

Dentro de este estudio se propone aumentar las secciones de las columnas y vigas existentes para que estas estén en la capacidad de soportar todos los esfuerzos generados por el nuevo uso que se le daría a la edificación.

Como algunos beneficios de esta metodología de reforzamiento tenemos:

- Aumento de resistencia y capacidad de carga

Con este sistema, lo que se busca es el aumento de resistencia en las columnas y vigas, con lo que estará en condiciones de soportar una mayor demanda.

- Aumento de rigidez

Con este beneficio la estructura tendrá un mejor comportamiento para reducir las deformaciones, con lo que se evita posibles daños en el largo plazo como grietas o daños en mampostería.

- Mayor vida útil

Un mayor volumen de hormigón aumenta la protección del acero de refuerzo ante agentes externos, lo que podría generar daños por corrosión, aumentando su durabilidad

- Aumento de estabilidad de la estructura.

Esto mejora considerablemente la respuesta de la edificación ante fuerzas de viento y sísmicas, este último punto es un factor muy importante en países como Ecuador con alto riesgo sísmico.

- Corrección de fallas en el diseño inicial.

Aunque no es lo deseado, muchas veces se cometen errores en el diseño inicial de una construcción, esta alternativa de reforzamiento es una opción viable para poder corregir estos antes de que ocasionen daños graves que luego no se puedan subsanar y afecten la integridad de los ocupantes y bienes del edificio.

- Aumento de protección ante incendios

El hormigón, al cubrir el acero de refuerzo también trabaja como un aislante térmico, lo que beneficia a la integridad de la edificación en un caso de incendio.

- Consideraciones estéticas.

Al aumentar la sección de los elementos, la estética interior no varía debido a que no se adhieren elementos distintos a los existentes.

Metodología del aumento de secciones.

- Preparación y Refuerzo de Columnas Existentes

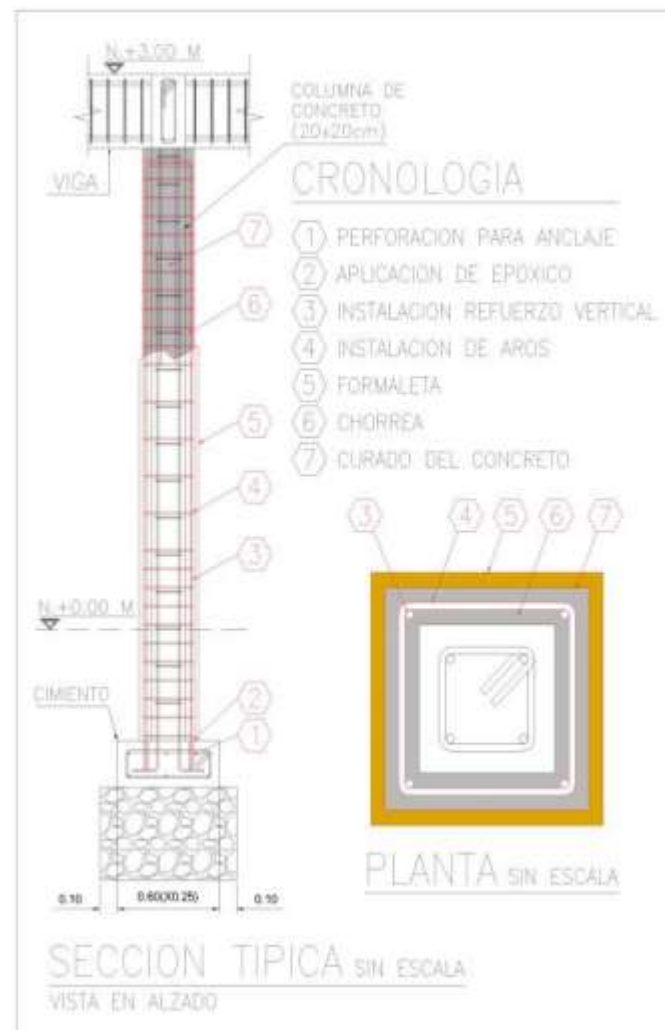
Perforaciones en la base de la cimentación y en la zona de las vigas (capitel) se realizan cuatro perforaciones simultáneas. El diámetro de cada perforación debe ser 1.5 veces el diámetro de la varilla de refuerzo vertical. La profundidad mínima de estas perforaciones debe ser de 10 a 15 centímetros, o la profundidad que determine el análisis del cono de esfuerzos. Estas perforaciones se rellenan con epóxico hasta un tercio de su volumen, y luego se insertan las

varillas de refuerzo. Es crucial que las cuatro varillas de cimentación se traslapen con las cuatro varillas de capitel a diferentes alturas, evitando así un único plano de falla.

- Adherencia: Se aplica una capa de epóxico en las cuatro caras de la columna existente para asegurar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el viejo. Adicionalmente se instalan conectores para mejorar el comportamiento conjunto de ambas estructuras (la existente y la nueva).
- Ensamblaje de Aros: Los aros se ensamblan según el diseño anterior, utilizando alambre negro #16 para unirlos.
- Vaciado del Hormigón: Se construye un encofrado para vaciar el hormigón. Si el espesor del refuerzo es mayor a 5 centímetros se utiliza un hormigón con una resistencia media de 210 kg/cm². Si el espesor es menor se puede utilizar un hormigón expansivo de alta resistencia.
- Curado: Es imprescindible dejar que el hormigón alcance al menos el 80% de su resistencia antes de someterlo a carga.

Figura 10: Diseño de sección típica

Fuente Repositorio ICOTEC, Raigosa, 2010.



10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Lo que se ha querido evidenciar al realizar este proyecto es la importancia y la necesidad de evaluar una estructura, ante cualquier cambio que haya, así sea este mínimo.

Para efectos didácticos se simuló un escenario crítico, como fue el aumento de dos plantas a la edificación existente y el cambio de utilización de la estructura de vivienda a bodega de almacenaje.

La solución que se presentó y se pudo comprobar su efectividad fue el del aumento de secciones, pero se debe comentar que también deben evaluarse otros factores como costo – beneficio, no abordado en esta presentación y el impacto ambiental que pueda tener al incrementar el uso de materiales para una construcción, especialmente el cemento que es un material que en su fabricación produce emisiones de CO₂

Como principal observación podemos acotar que la edificación actual, aunque cumple con los análisis de desplazamientos y derivas, registra un periodo de vibración elevado, lo que genera que la estructura tenga un comportamiento demasiado dúctil y susceptible a algunos daños por el efecto de torsión que se genera, esto tal vez se pudo haber evitado realizando un buen pre dimensionamiento en la etapa del diseño, para que basados en estos conceptos definir las secciones más idóneas que cumplan lo establecido en la Norma Ecuatoriana de Construcción y el ACI.

Por nombrar uno de los problemas más recurrentes en el análisis desarrollado de la vivienda construida, podemos identificar que los estribos no cumplen con la normativa, la cual nos indica que el diámetro del acero de refuerzo transversal debe ser mínimo de 10mm y fue construida con estribos de 8mm; también la separación de este refuerzo tampoco cumple con lo mínimo que se indica, por lo que se podrían presentar posibles fallas a corte en sus vigas y columnas ante eventos sísmicos.

En la simulación de cambio por los cinco pisos para uso de bodegas tomamos los mismos parámetros y pre dimensionamos de los elementos con las nuevas cargas para proceder a bosquejar el modelado, esto es primordial para poder revisar las posibles fallas que pueda presentar nuestra propuesta como aceros de cuantía, fallas a flexión, corte o torsión.

Lo recomendable es usar el software, pero a su vez se deben tener los conceptos claros para ingresar de forma correcta la información y analizar el comportamiento de la estructura. De ser

necesario, como sucedió con algunas vigas de voladizo, en el programa después de varios intentos seguía presentando fallas, lo que llevó a demostrar mediante los cálculos que el elemento está correctamente dimensionado. Entonces evidenciamos la importancia y la recomendación de siempre verificar los datos obtenidos por el sistema bajo un criterio analítico de conocimiento del comportamiento de las estructuras y también tener claro la reglamentación vigente en la que se basa el diseño de elementos de hormigón armado.

Al finalizar el análisis con el aumento de secciones vemos que todos los parámetros de construcción se cumplen, garantizando así la estabilidad y durabilidad de la estructura.

Como comentario final evidenciamos que el aumento de secciones en elementos de hormigón armado ofrece diversos beneficios, pero estos dependen de la calidad de materiales y mano de obra calificada para este tipo de trabajos ya que una de sus desventajas es su complejidad y detalles para obtener los resultados esperados. Todos estos factores mencionados deben ser parte de un análisis global que lleve a tomar las mejores decisiones para la eficiente administración de recursos.

11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CSI SPAIN. (2000). *SAP 2000*. Programa de elementos finitos para modelado, análisis y dimensionamiento de cualquier estructura. <https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>
- De, I. F., Chacón, J., & México, G. (2005). *UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO*.
- Enciclopedia Concepto. (2024). *Word*. <https://concepto.de/word/>
- Esaú De Jesús, J. (2009). *guía practica suelos*.
- Freire Tellado, M. J. (2000). *INTERACCIÓN DEL SUELO, CIMIENTO Y ESTRUCTURA: EL CASO DE LAS ZAPATAS (la PARTE) (INTERACTION OF SOIL, FOUNDATIONS AND STRUCTURE: THE CASE OF ISOLATED FOUNDATIONS, PART 1)*. <https://doi.org/9-VII-2000400-36>)
- Grupo Holcim. (2024). *Hormigón Armado: La Fortaleza en la Construcción Moderna*. <https://www.holcim.es/hormigon-armado-que-es-como-funciona-y-para-que-sirve>
- Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (2015).
- Juárez, E., & Rico, A. (2005). *mecanica-de-suelos-tomo-1-juarez-badillo*. En Limusa Noriega (Ed.), *Limusa Noriega* (1era ed.).
- Mccormac, J. C. (2011). *1• PARTEI CUARTA EDICIÓN Métodos Clásico y Matricial marcombo ediciones técnicas* (Marcombo, Ed.; 4ta ed.). www.marcombo.com
- Meli, R. (2001). *Diseño Estructural - Meli Piralla* (Limusa, Ed.; 2da ed.).
- Microsoft. (2024). *Tareas básicas en Excel*.

Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado de tamaño y alturas limitados de acuerdo con el reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes NSR - 10 - producido por el comité conjunto AIS-ACI- Colombia AIS 114)

Soro, A. (2018). *Resistencia de materiales y teoría de estructuras*.

<https://bibliotecas.ups.edu.ec:3488/es/ereader/bibliotecaups/43971?page=1>

12. TRABAJOS CITADOS

Meli, R. (2002). *Diseño estructural 2da edición*. Mexico: Limusa Noriega.

Piralla, M. (s.f.). Diseño estructural. En M. Piralla, *Diseño estructural* (pág. página 15).

sirve?, ¿. e. (2023). *ARCUX*. Obtenido de <https://arcux.net/blog/que-es-autocad-y-para-que-sirve/>

edificios, E. d. (s.f.). *CENAPRED*. Obtenido de

https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/674941/TEMA_4_EVALUACION_DE_ESTRUCTURAS.pdf

dinamico, A. e., & Dominguez, A. (s.f.). *Ingeniería Peru*. Obtenido de

<https://www.cype.pe/blog/cuales-son-las-diferencias-entre-analisis-estatico-y-dinamico/>

FINDER, L. (2017). Obtenido de Código orgánico del ambiente:

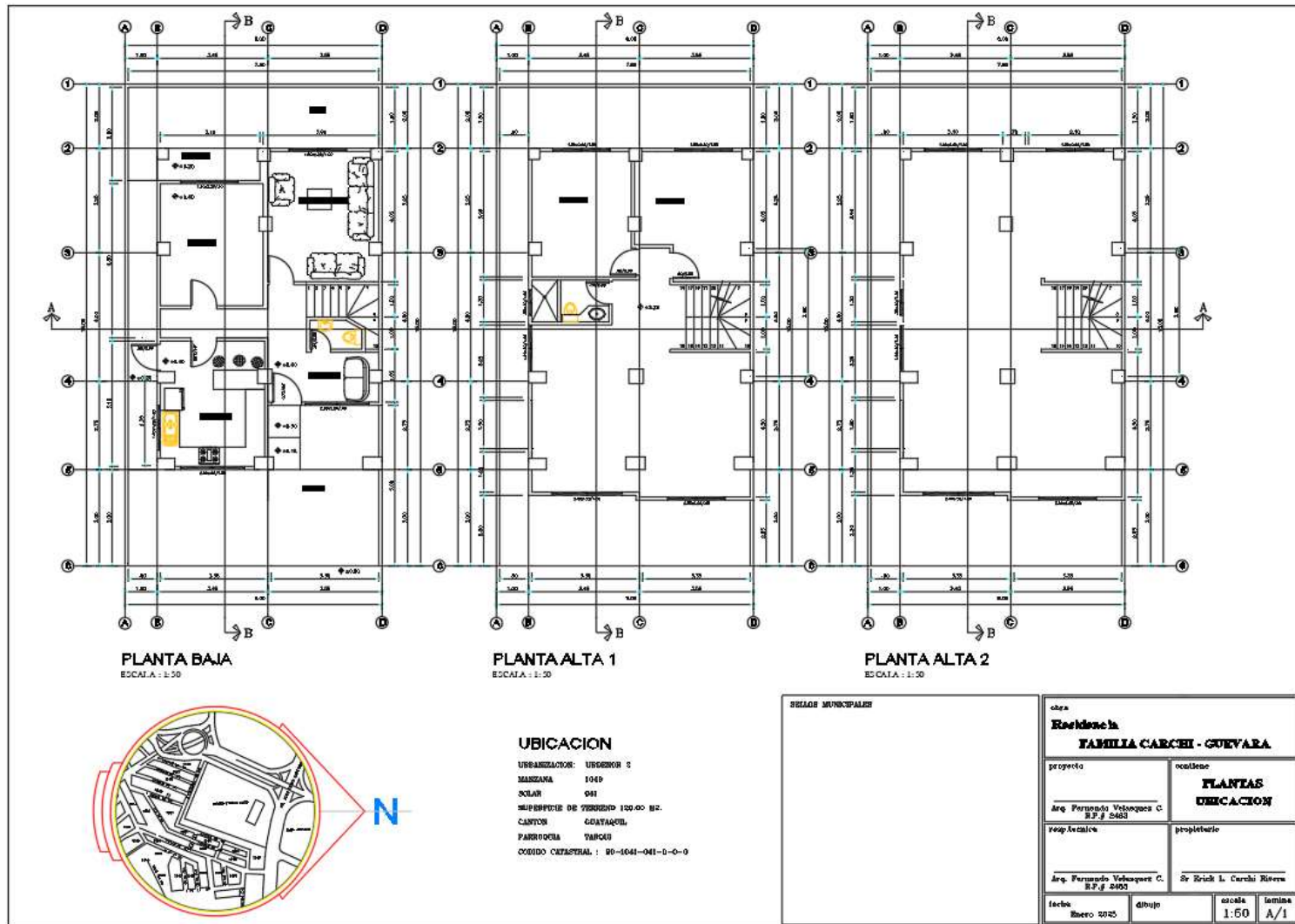
https://www.ambiente.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2018/01/CODIGO_ORGANICO_AMBIENTE.pdf

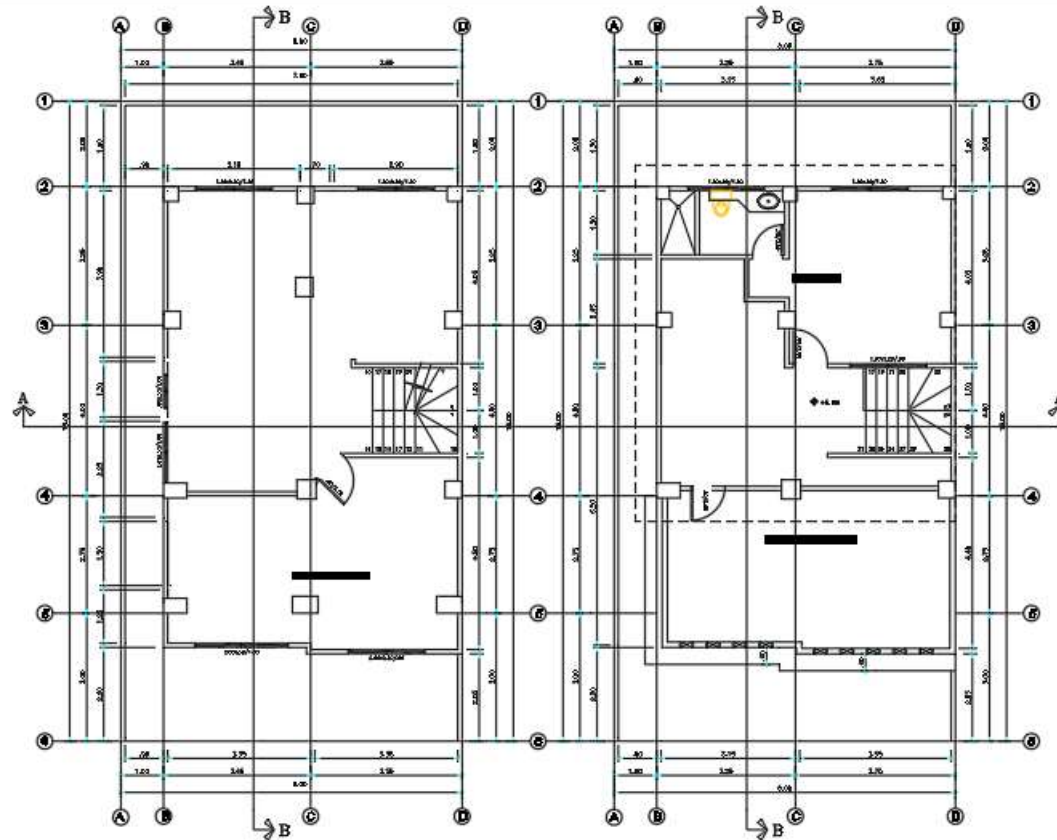
TRABAJO, C. D. (2020). Obtenido de Lexis finder :

https://www.ces.gob.ec/lotaip/2020/Junio/Literal_a2/Código%20del%20Trabajo.pdf

13. ANEXOS

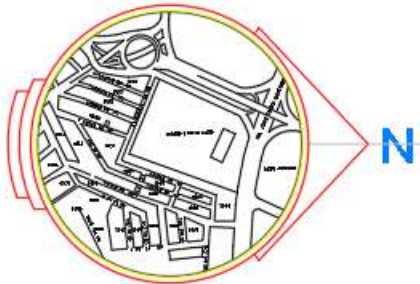
13.1 PLANOS ARQUITECTONICOS





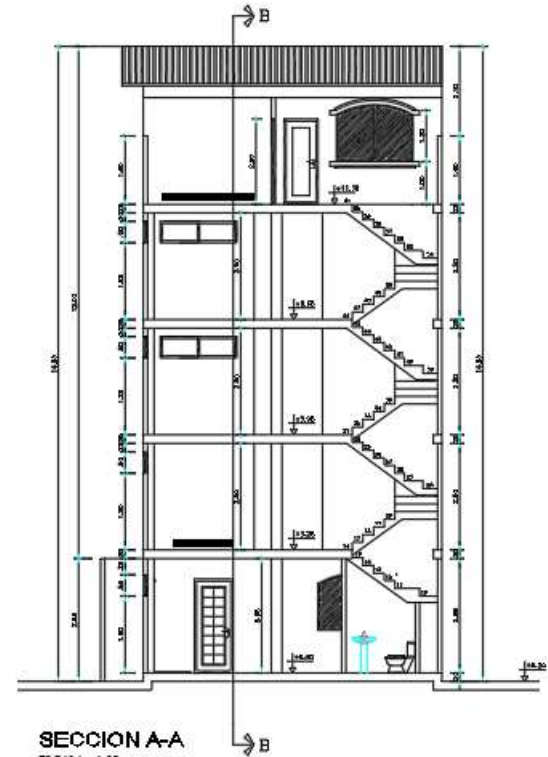
PLANTA ALTA 3
ESCALA : 1:50

PLANTA TERRAZA
ESCALA : 1:50



UBICACION

URBANIZACION: URBENOR 3
MANZANA: 1048
LOTES: 041
SUPERFICIE DE TERRENO: 120.00 M²
CANTON: GUAYAS
PARROQUIA: YARACU
CONDOMINIO CATASTRAL: 90-1041-041-0-0-0

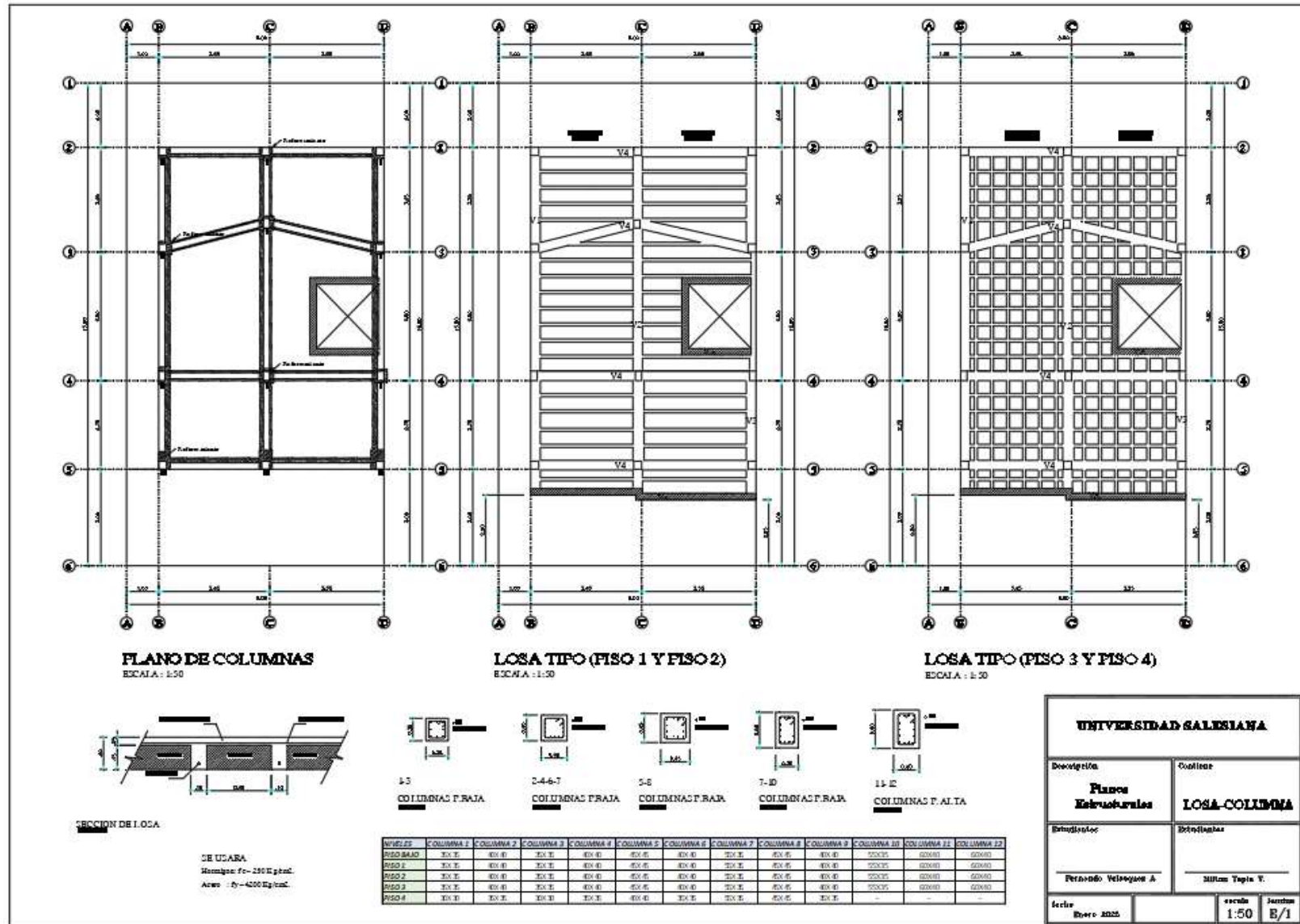


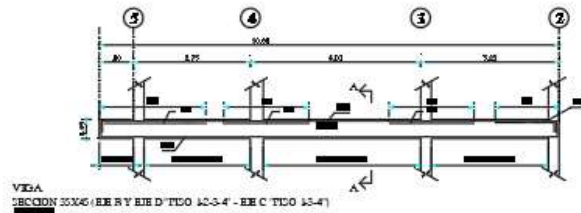
SECCION A-A
ESCALA : 1:50

SEALOR MUNICIPAL

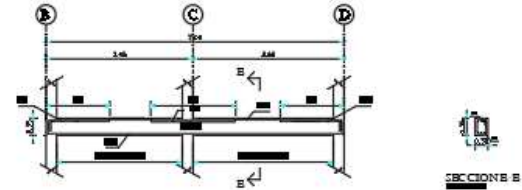
obra			
Residencia			
FAMILIA CARCHI - GUEVARA			
proyecto		ocasióne	
Arq. Fernando Velazquez C. R.P.# 2483		PLANTAS UBICACION	
realización		propietario	
Arq. Fernando Velazquez C. R.P.# 2483		Sr Erick J. Carchi Rivera	
fecha	dibujo	escala	laminas
Enero 2025		1:50	A/2

13.2 PLANOS ESTRUCTURALES

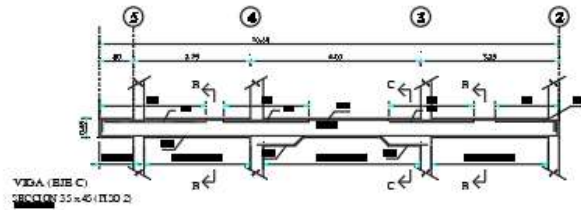




SECCION A-A

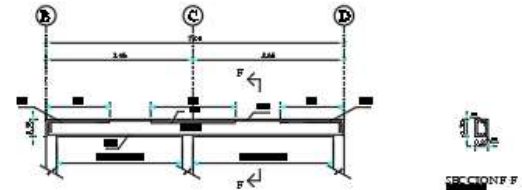


SECCION B-B

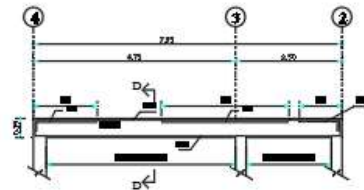


SECCION R-R

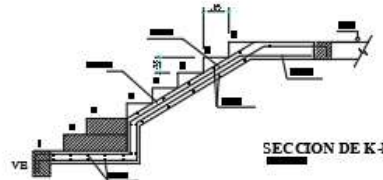
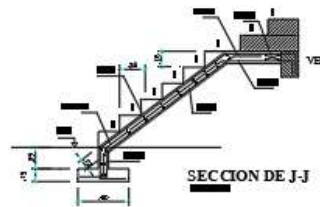
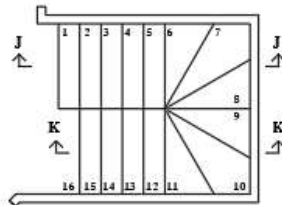
SECCION C-C



SECCION F-F



SECCION D-D



SEALOS MUNICIPALES

UNIVERSIDAD SALESIANA

Descripción	Cantidad	
Plano Estructural	LOSA-COLUMNA	
Elaborado por	Elaborado por	
Fernando Velazquez A.	Milena Tapia V.	
fecha	escala	hoja
Enero 2023	1:50	E/2

14. RESULTADOS DEL SOFTWARE

14.1 CALCULOS DE VIGAS SECCION 30X35 (EJE 2-3-4-5)

ACI 318-19 Concrete Beam Design

Geometric Properties (Part 1 of 2)

Beam Label	Section Property	Length	Section Width	Section Depth	Distance to Top Rebar Center
93	Vigas Longitudinales	355 cm	30 cm	35 cm	5 cm

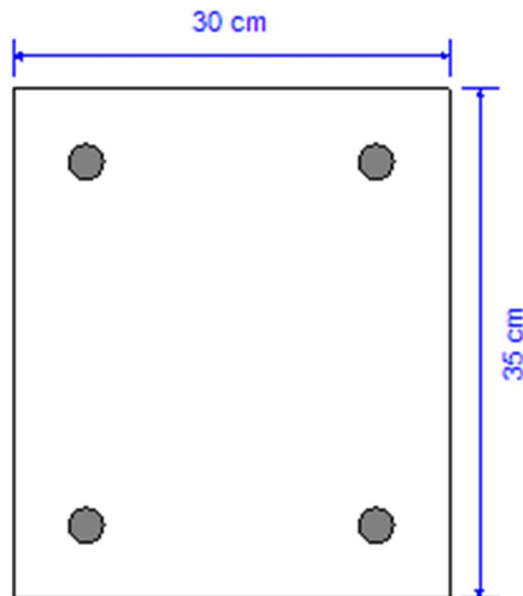
Geometric Properties (Part 2 of 2)

Distance to Bot Rebar Center

5 cm

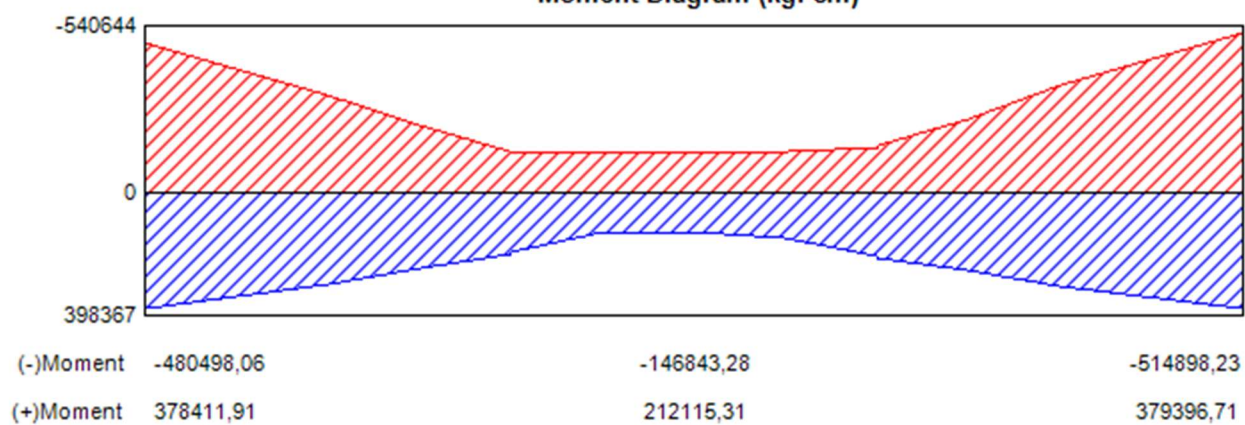
Material Properties

Concrete Comp. Strength	Concrete Modulus	Longitudinal Rebar Yield	Shear Rebar Yield
250 kgf/cm ²	222940,58 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²

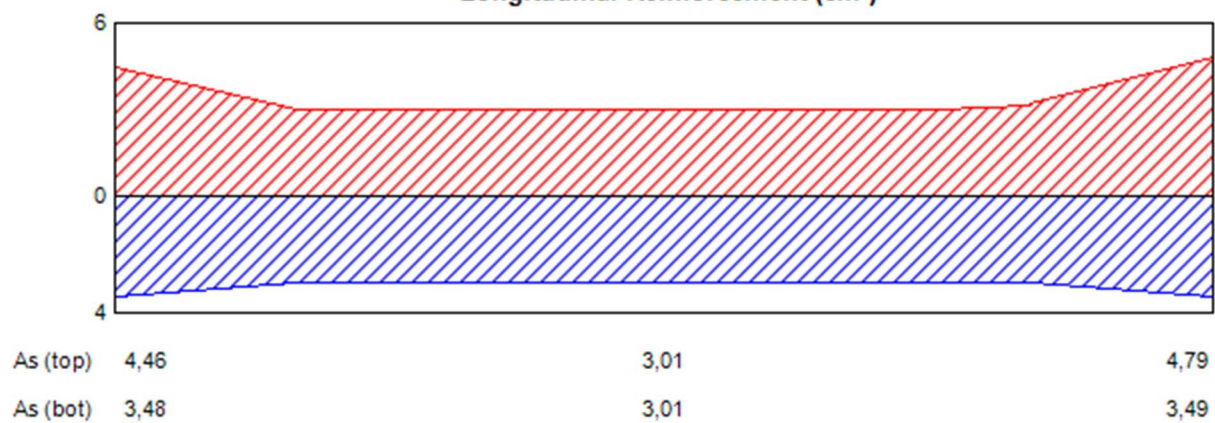


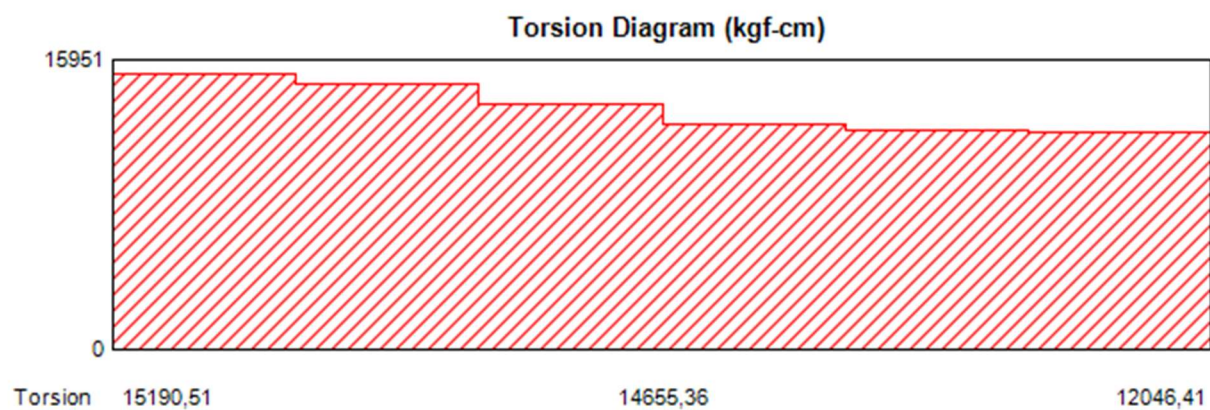
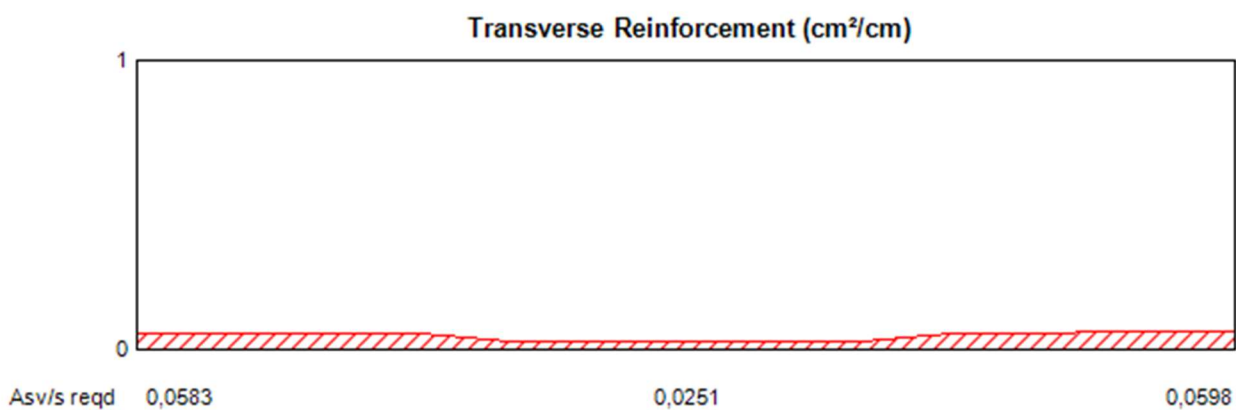
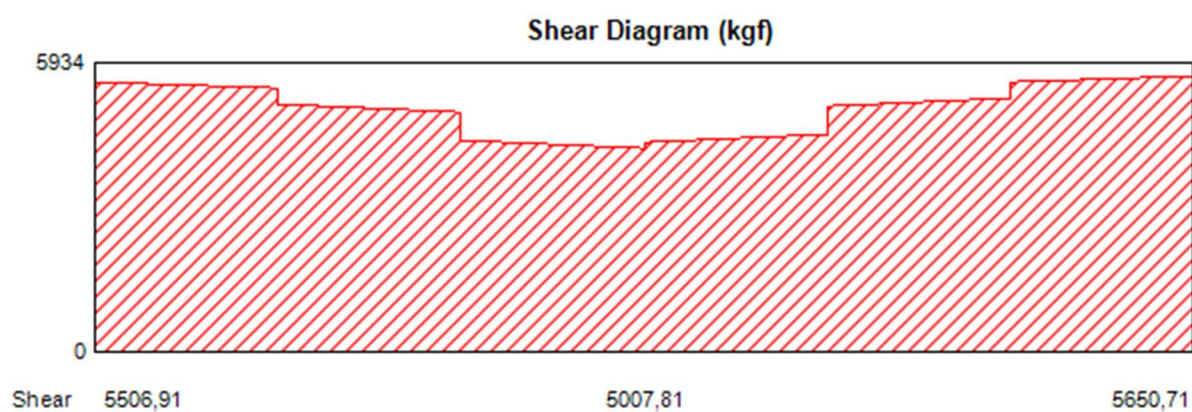


Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)





14.2 CALCULO DE VIGA SECCION 27X30 (EJE 2-3-4-5)

ACI 318-19 Concrete Beam Design

Geometric Properties (Part 1 of 2)

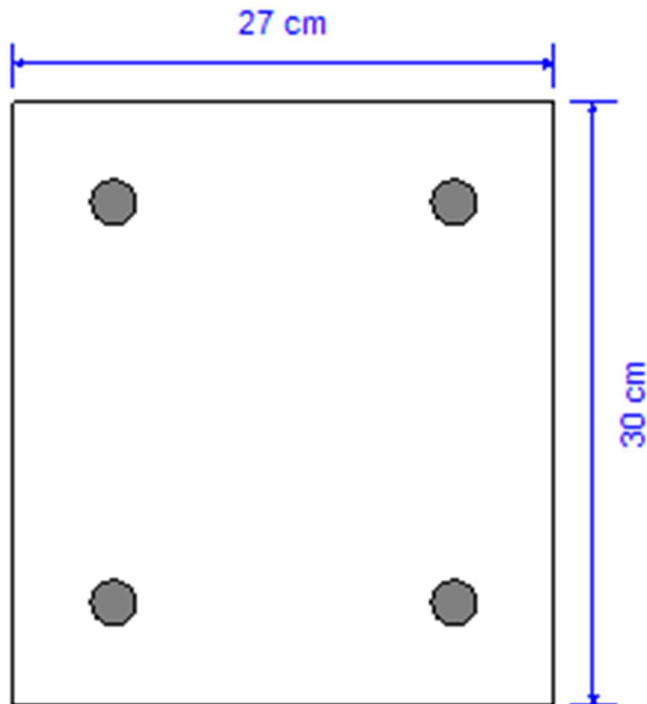
Beam Label	Section Property	Length	Section Width	Section Depth
132	VIGAS LONGITUDINA REDUCIDAS	362,836 cm	27 cm	30 cm

Geometric Properties (Part 2 of 2)

Distance to Top Rebar Center	Distance to Bot Rebar Center
5 cm	5 cm

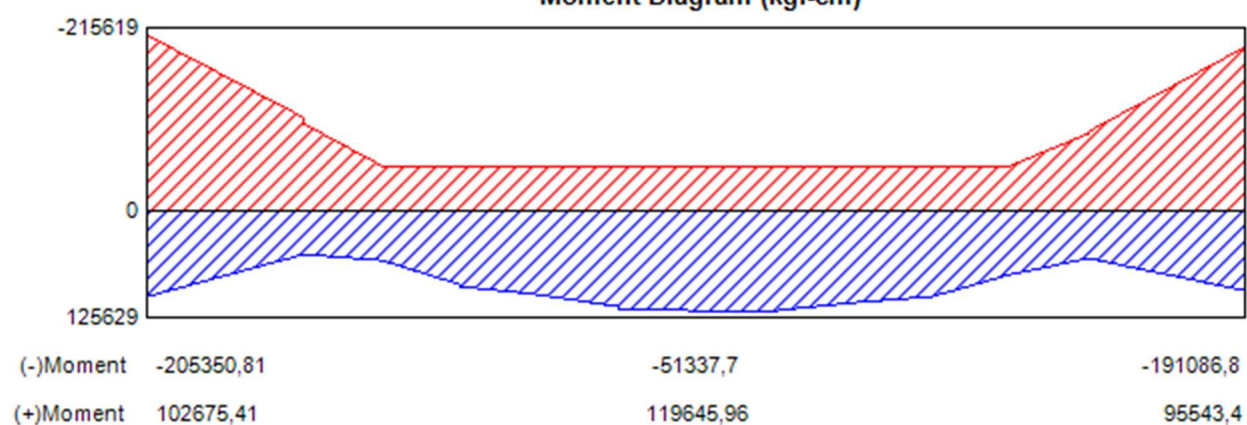
Material Properties

Concrete Comp. Strength	Concrete Modulus	Longitudinal Rebar Yield	Shear Rebar Yield
250 kgf/cm ²	222940,58 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²

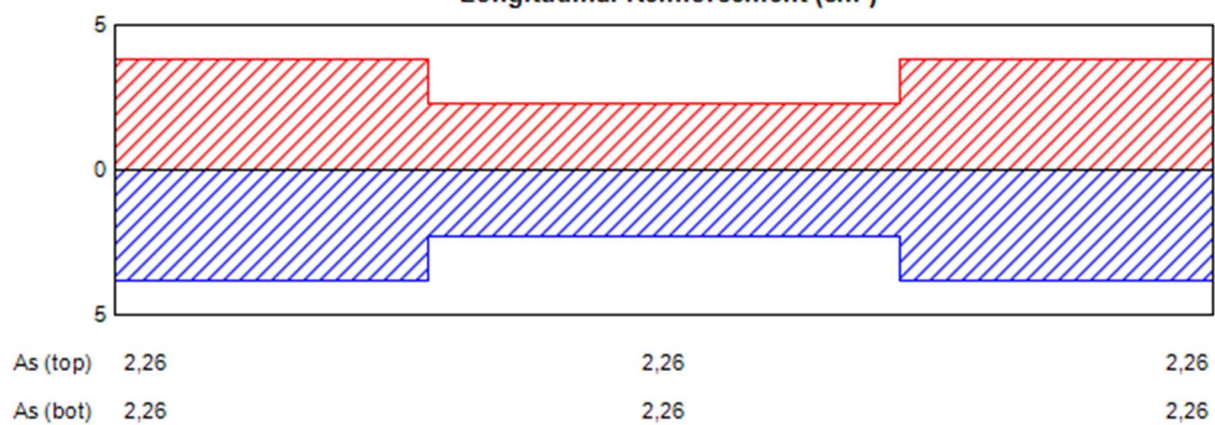


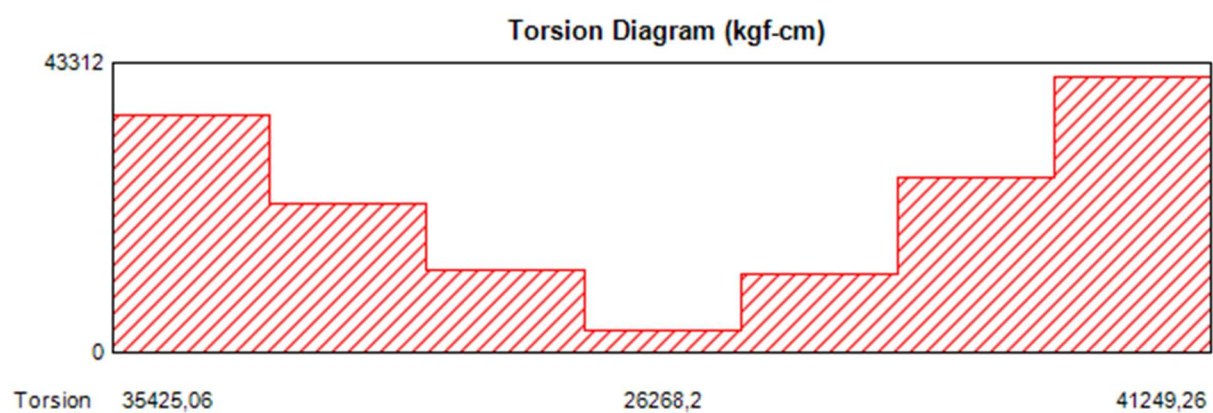
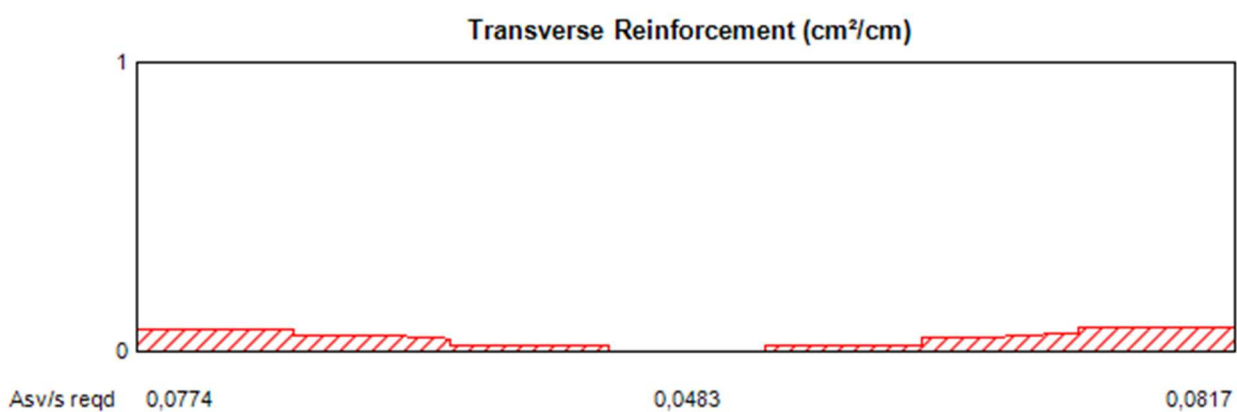
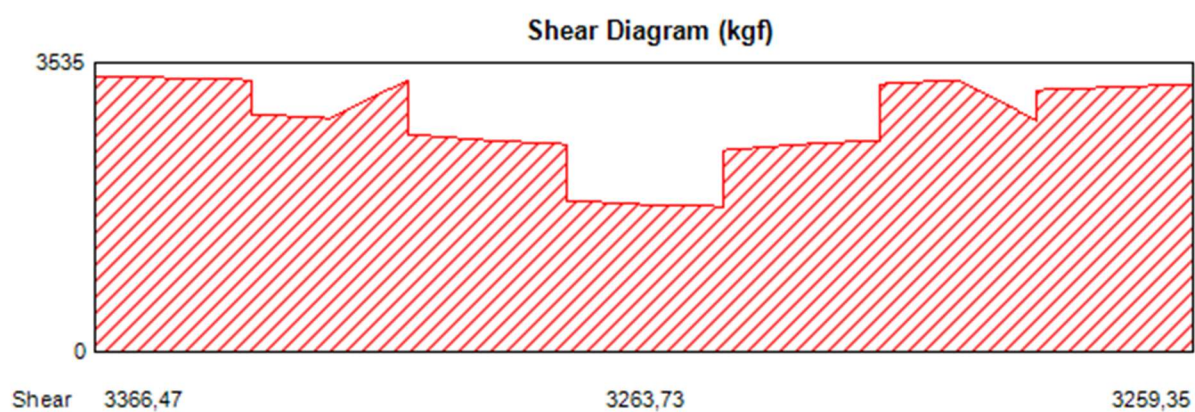


Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)





14.3 CALCULO DE VIGA SECCION 35X45 (EJE B-C-D)

ACI 318-19 Concrete Beam Design

Geometric Properties (Part 1 of 2)

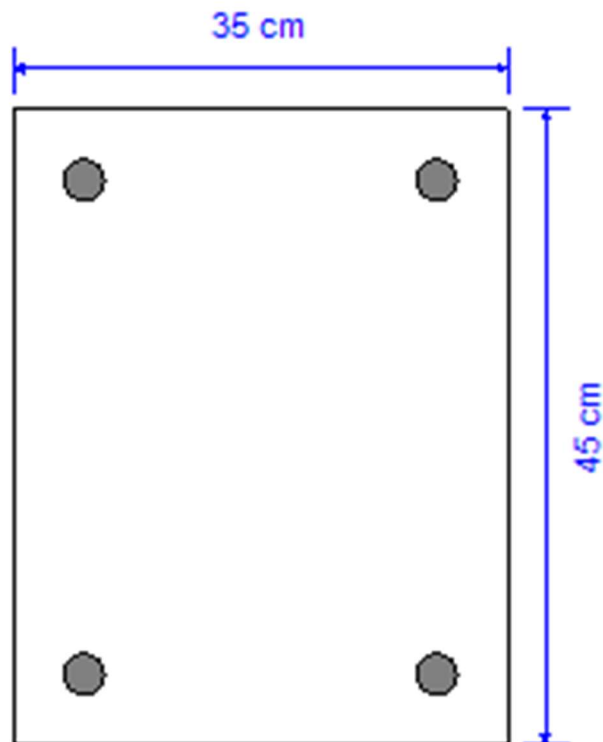
Beam Label	Section Property	Length	Section Width	Section Depth	Distance to Top Rebar Center
71	Vigas Transversales	473 cm	35 cm	45 cm	5 cm

Geometric Properties (Part 2 of 2)

Distance to Bot Rebar Center
5 cm

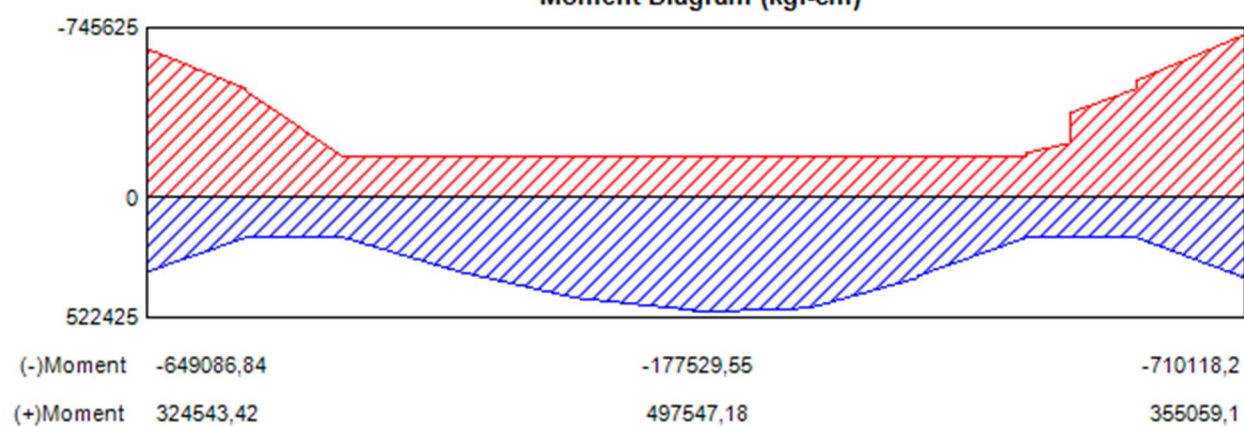
Material Properties

Concrete Comp. Strength	Concrete Modulus	Longitudinal Rebar Yield	Shear Rebar Yield
250 kgf/cm ²	222940,58 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²

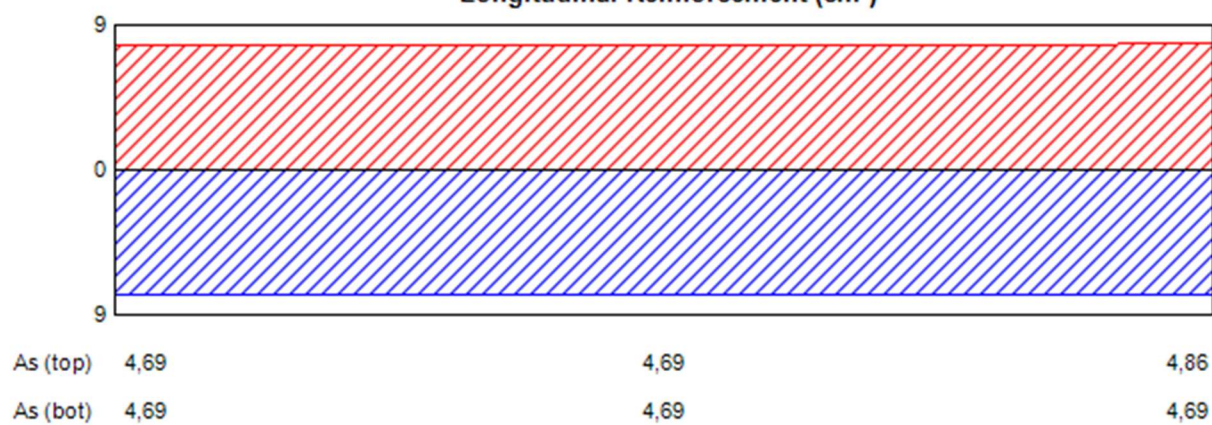




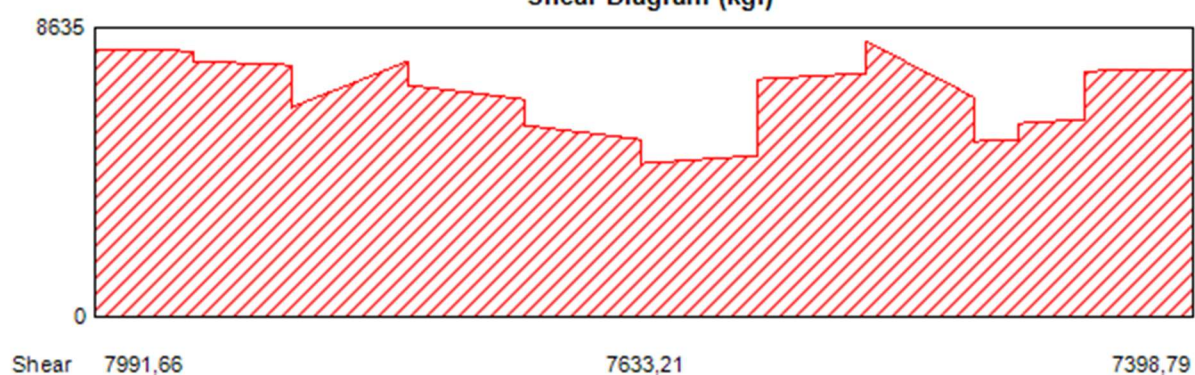
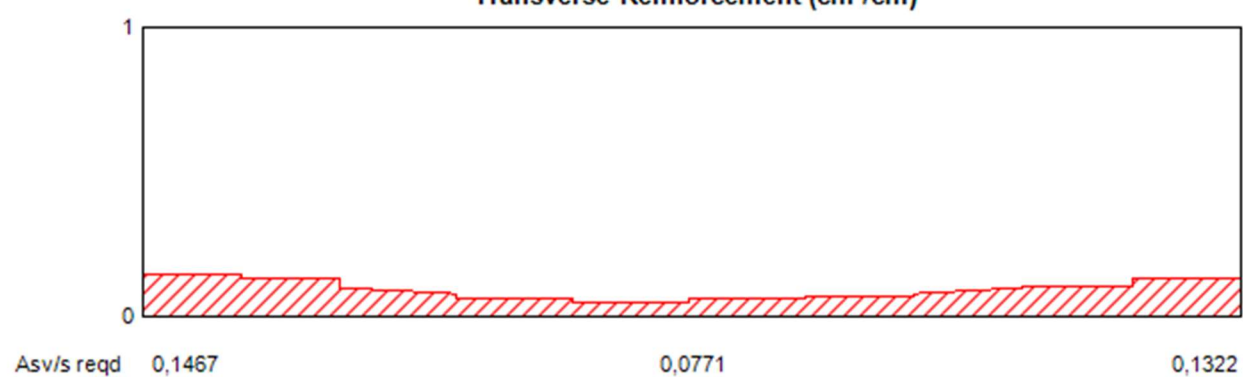
Moment Diagram (kgf-cm)



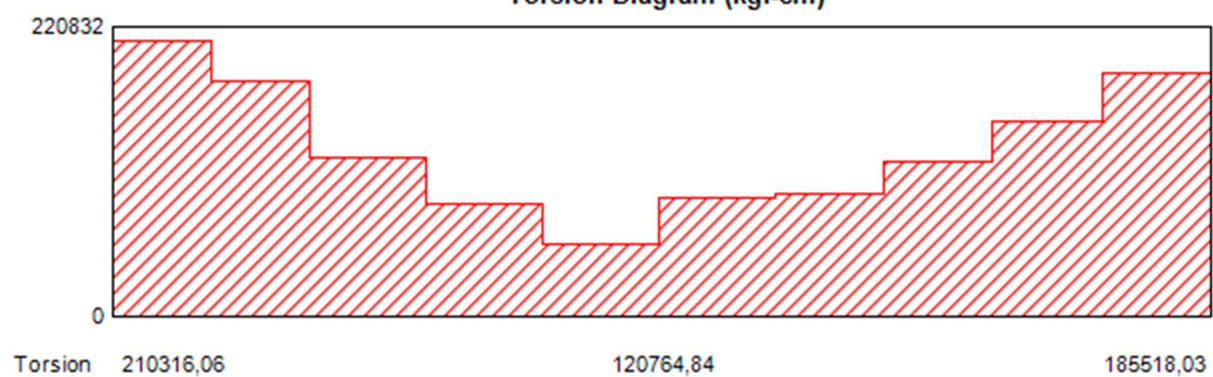
Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)

Transverse Reinforcement (cm^2/cm)

Torsion Diagram (kgf-cm)



14.4 CALCULO DE VIGA SECCION 30X35 (EJE B-C-D)

ACI 318-19 Concrete Beam Design

Geometric Properties (Part 1 of 2)

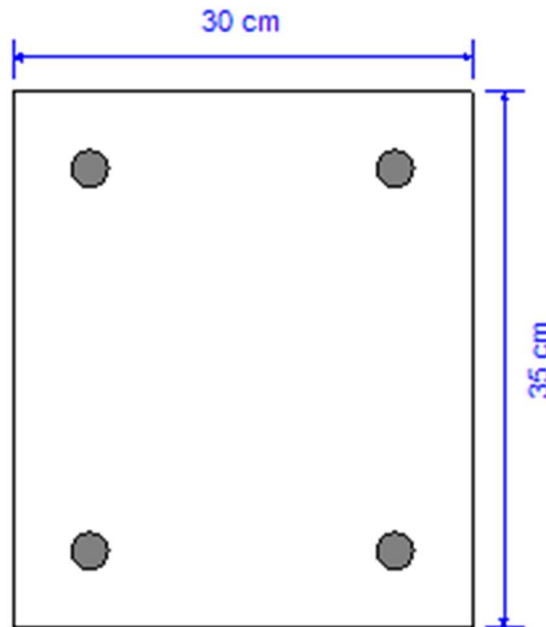
Beam Label	Section Property	Length	Section Width	Section Depth
44	VIGAS TRANSVERSALE REDUCIDAS	398 cm	30 cm	35 cm

Geometric Properties (Part 2 of 2)

Distance to Top Rebar Center	Distance to Bot Rebar Center
5 cm	5 cm

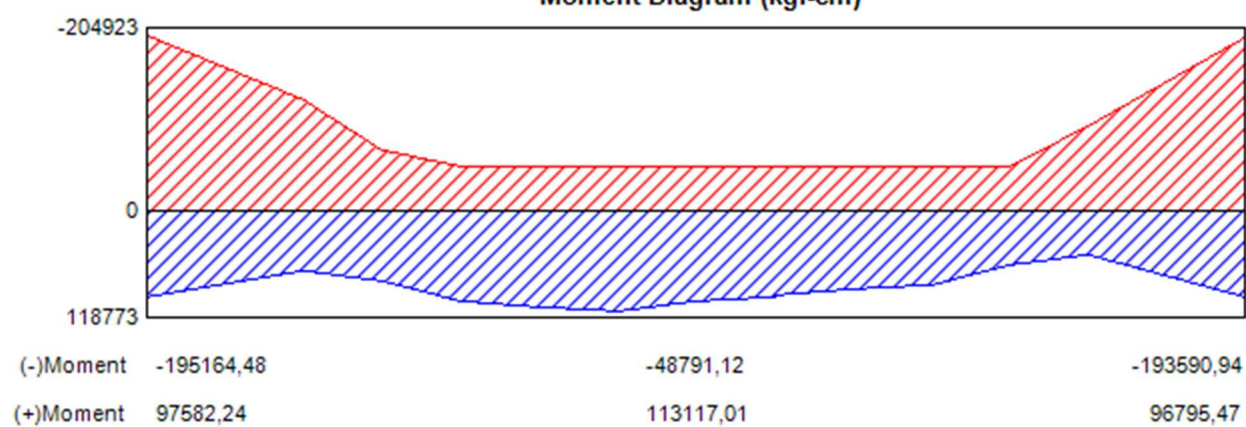
Material Properties

Concrete Comp. Strength	Concrete Modulus	Longitudinal Rebar Yield	Shear Rebar Yield
250 kgf/cm ²	222940,58 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²





Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)

