



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO GERONTOLÓGICO
RESIDENCIAL DE DOS PLANTAS CON CUBIERTA VERDE
ACCESIBLE EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIA DE SANTA
ELENA”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

SALINAS FLORES DANIELA BETSABETH

CARVAJAL RAMOS CHRISTIAN STEVEN

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÈS VILLO VERA, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2022

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO
GERONTOLÓGICO RESIDENCIAL DE DOS
PLANTAS CON CUBIERTA VERDE ACCESIBLE EN
EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIA DE SANTA
ELENA”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

SALINAS FLORES DANIELA BETSABETH

CARVAJAL RAMOS CHRISTIAN STEVEN

TUTOR:

ING. RAUL ANDRES VILLAO VERA, MSc

LA LIBERTAD – ECUADOR

2022

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



Ing. Jonny Raúl Villao Borbor, MSc.

DIRECTOR DE CARRERA



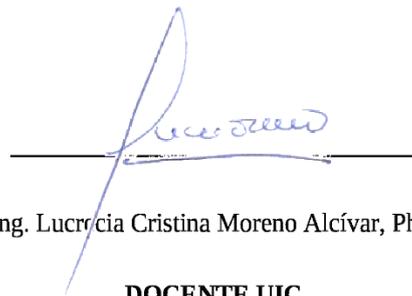
Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

DOCENTE TUTOR



Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello, MSc.

DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Lucrocía Cristina Moreno Alcívar, PhD

DOCENTE UIC

DEDICATORIA

Quiero dedicar el presente proyecto a Dios, quien día a día me da las fuerzas para continuar en formación académica y sobre todo por brindarme salud.

A mis padres, Geovanny Salinas y Graciela Flores quienes me han brindado su apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida y han hecho de mí una persona fuerte y determinada. A mis hermanos Aron Salinas y Jared Salinas que constantemente buscan mi bienestar y están dispuestos a extenderme una mano.

A mis mascotas quienes alegran mis días y me acompañaron en cada desvelo. A pesar de las travesuras siempre son un consuelo en días malos.

A Pablo Vargas quien me ha acompañado a lo largo de toda mi carrera universitaria a la distancia, por su confianza y cariño. Persona con la que compartiré el resto de mi vida. Te amo.

Daniela Salinas Flores.

Quiero dedicar el siguiente trabajo en primer lugar y sobre todas las cosas a nuestro Creador Jehová que siempre ha dispuesto un sendero de luz y ha marcado el camino por el que debo continuar.

A mis padres, Gladys Ramos y Reynaldo Carvajal quienes me han brindado su ayuda económica y emocional a lo largo de mi vida convirtiéndose en pilares fundamentales que sostienen mis principios.

Christian Carvajal Ramos.

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO GERONTOLÓGICO RESIDENCIAL DE DOS PLANTAS CON CUBIERTA VERDE ACCESIBLE EN EL CANTÓN SALINAS - PROVINCIA DE SANTA ELENA** elaborado por los estudiantes **DANIELA BETSABETH SALINAS FLORES** y **CHRISTIAN CARVAJAL RAMOS**, con C.I.: 2400264376 y 2450848870 respectivamente, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, me permito declarar que una vez analizado en el sistema anti plagio **COMPILATO**, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 7% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud

Atentamente,

f. 

Ing. Raúl Villao Vera, MSc.

C.I.: 0924204290

DOCENTE TUTOR

TESIS SALINAS- CARVAJAL

7% Similitudes
3% Texto entre comillas
 < 1% similitudes entre comillas
0% Idioma no reconocido

Nombre del documento: TESIS SALINAS- CARVAJAL.docx
 ID del documento: 8516278069c70d1ff7cb21bf21e9b861c6f56cd1
 Tamaño del documento original: 88,7 ko

Depositante: RAUL ANDRES VILLAO VERA
 Fecha de depósito: 22/2/2023
 Tipo de carga: interface
 fecha de fin de análisis: 22/2/2023

Número de palabras: 7664
 Número de caracteres: 49.141

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

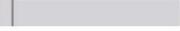
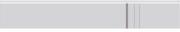
N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	localhost CENTRO GERIÁTRICO TERAPÉUTICO PORTÓN DE LAS LOMAS – URDESA – ... http://localhost:8080/xmlui/bitstream/123456789/441/3/CENTRO GERIATRICO DANIELA TESIS 13-10-1... 3 fuentes similares	2%		Palabras idénticas : 2% (156 palabras)
2	repositorio.uide.edu.ec https://repositorio.uide.edu.ec/bitstream/37000/1018/1/T-UIDE-0558.pdf 1 fuente similar	2%		Palabras idénticas : 2% (129 palabras)
3	localhost DISEÑO DE UN CONJUNTO RESIDENCIAL SUSTENTABLE PARA PERSONAS ... http://localhost:8080/xmlui/bitstream/123456789/2900/3/TESIS DIAGRAMADA FINAL.pdf.txt	1%		Palabras idénticas : 1% (108 palabras)
4	repositorio.upse.edu.ec Repositorio Universidad Estatal Península de Santa Elena: ... https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8440	1%		Palabras idénticas : 1% (75 palabras)
5	repositorio.ug.edu.ec Repositorio Universidad de Guayaquil: Estudio e implementa... http://repositorio.ug.edu.ec/handle/re dug/26865	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (85 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	m.riunet.upv.es https://m.riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/121159/00_Memoria.pdf?sequence=1	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (14 palabras)
2	idear.espol.edu.ec https://idear.espol.edu.ec/sites/default/files/posters/edicion_xi/ACOSTA SAMANTHA-DIAZ JOSIE-CIVIL (1)...	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (11 palabras)
3	Estudio comparativo técnico-económico entre dos modelos de edificios de diez piso... /var/dspace/bitstream/15000/20158/3/CD 9608.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (10 palabras)

Fuentes ignoradas Estas fuentes han sido retiradas del cálculo del porcentaje de similitud por el propietario del documento.

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.inclusion.gob.ec https://www.inclusion.gob.ec/wp-content/uploads/2019/01/MAQUETACIÓN-RESIDENCIALES.pdf	5%		Palabras idénticas : 5% (354 palabras)
2	www.inclusion.gob.ec https://www.inclusion.gob.ec/wp-content/uploads/2018/12/Norma-Técnica-para-Centros-Residenciales...	5%		Palabras idénticas : 5% (354 palabras)
3	dspace.espol.edu.ec Implementación de un centro gerontológico en el Gobierno ... http://dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/12257/3/92T000103.pdf.txt	3%		Palabras idénticas : 3% (243 palabras)
4	www.inclusion.gob.ec https://www.inclusion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/03/NORMA-TECNICA-DE-POBLACIÓ...	3%		Palabras idénticas : 3% (228 palabras)
5	localhost Centro gerontológico residencial. http://localhost:8080/xmlui/bitstream/3317/15524/3/T-UCSG-PRE-ARQ-CA-509.pdf.txt	3%		Palabras idénticas : 3% (222 palabras)
6	repositorio.uide.edu.ec Rediseño arquitectónico interior y de áreas verdes del hog... https://repositorio.uide.edu.ec/bitstream/37000/2312/1/T-UIDE-0682.pdf	2%		Palabras idénticas : 2% (174 palabras)
7	tesis.pucp.edu.pe Diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamili... https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/21090	2%		Palabras idénticas : 2% (119 palabras)
8	dspace.uca.edu.ec El cuidado del adulto mayor en los centros gerontológicos, ... http://dspace.uca.edu.ec/bitstream/123456789/28583/3/trabajo de titulación.pdf.txt	2%		Palabras idénticas : 2% (117 palabras)
9	repositorio.upse.edu.ec Repositorio Universidad Estatal Península de Santa Elena: ... https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8440?locale=en	1%		Palabras idénticas : 1% (77 palabras)
10	repositorio.upse.edu.ec Diseño estructural de un pabellón de tres plantas para la ... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6950/1/UPSE-TIC-2022-0016.pdf	1%		Palabras idénticas : 1% (91 palabras)

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
11	 www.inclusion.gob.ec Dirección Población Adulta Mayor - Ministerio de Inclusión ... https://www.inclusion.gob.ec/direccion-poblacion-adulta-mayor/	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (77 palabras)
12	 gadmalmchinguib.gov.ec PROYECTO DE CUIDADO DEL ADULTO MAYOR CECUIDAM - G... https://gadmalmchinguib.gov.ec/proyecto-de-cuidado-del-adulto-mayor-cecuidam/	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (77 palabras)
13	 repositorio.upse.edu.ec Análisis y determinación de las técnicas de reforzamiento ... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/4600/6503/1/UPSE-TIC-2021-0024.pdf	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (93 palabras)
14	 www.habitatyvivienda.gob.ec https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2019/06/Manual-para-la-Regulaci...	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (53 palabras)
15	 www.gob.ec Admisión e Ingreso de la Persona Adulta Mayor en Centros Gerontoló... https://www.gob.ec/mies/tramites/admision-ingreso-persona-adulta-mayor-centros-gerontologicos-re...	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (48 palabras)
16	 ecohabitar.org Las ventajas del techo verde EcoHabitar https://ecohabitar.org/las-ventajas-del-techo-verde/	< 1%		Palabras idénticas : < 1% (35 palabras)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, DANIELA BETSABETH SALINAS FLORES y CHRISTIAN CARVAJAL declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO GERONTOLÓGICO RESIDENCIAL DE DOS PLANTAS CON CUBIERTA VERDE ACCESIBLE EN EL CANTÓN SALINAS - PROVINCIA DE SANTA ELENA”**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de **Ciencias de la Ingeniería**, Carrera de **Ingeniería CIVIL**, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedo los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

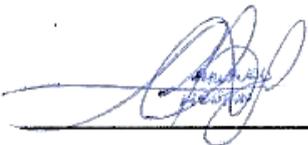
Atentamente,

AUTORES

f. _____


DANIELA BETSABETH SALINAS FLORES

C.I. 2400264376



CHRISTIAN STEVEN CARVAJAL RAMOS

C.I. 2450848870

CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA

Certificación de Gramatólogo

Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES

Magíster En Diseño Y Evaluación

De Modelos Educativos

La Libertad, febrero 13 del 2023.

Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de titulación en opción al título de **INGENIERO CIVIL** de: **SALINAS FLORES DANIELA BETSABETH & CARVAJAL RAMOS CHRISTIAN**, cuyo tema es: **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO GERONTOLÓGICO RESIDENCIAL DE DOS PLANTAS CON CUBIERTA VERDE ACCESIBLE EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIA DE SANTA ELENA”**, me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para la defensa del tema en mención.

Es todo cuanto puedo manifestar en honor a la verdad.



Lic. Alexi Herrera R, MSc.
Docente de Español A: Literatura
Cel: 0962989420
e-mail: alexiherrerares@hotmai.com



CERTIFICACIÓN DE TUTOR

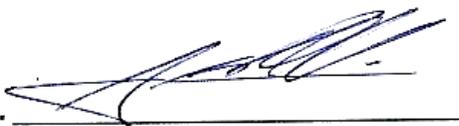
Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

TUTOR DE TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO GERONTOLÓGICO RESIDENCIAL DE DOS PLANTAS CON CUBIERTA VERDE ACCESIBLE EN EL CANTÓN SALINAS - PROVINCIA DE SANTA ELENA" previo a la obtención del Título de Ingeniero CIVIL, elaborado por la Srta. DANIELA BETSABETH SALINAS FLORES y el Sr. CHRISTIAN STEVEN CARVAJAL RAMOS, egresados de la carrera de INGENIERÍA CIVIL, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

Atentamente,

f. 

Ing. Raúl Villao Vera, MSc.

C.I.: 0924204290

DOCENTE TUTOR

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a Dios por obsequiarme el don de la vida y brindarme siempre las fuerzas necesarias para terminar esta etapa universitaria.

Agradezco a mis padres, Graciela Flores y Geovany Salinas, quienes cada día me brindaron su apoyo, cariño y consejos a lo largo de todos mis estudios. A mis hermanos, Geovanny Salinas y Jared Salinas, quienes me impulsan a continuar, por acompañarme en momento y darme su cariño.

Agradezco a cada uno de los docentes que impartieron sus conocimientos en las aulas de UPSE. Al Ing. Raúl Villao, docente tutor que nos guio a lo largo del proyecto.

Sobre todo, agradezco a mis compañeros y amigos que me dejo la Universidad Estatal Península de Santa Elena, con quienes compartí gratos momentos e impulsaron a seguir.

Daniela Salinas Flores.

En el pináculo de mi presente carrera estudiantil y al reflexionar sobre las distintas etapas que constituyeron la misma recordé el delantero estrella en un partido de fútbol que anota el gol de la victoria, los aficionados gritan de júbilo, los entrenadores se sienten emocionados, y él se deleita en la gloria de haber ganado el partido. Aunque es un ídolo público, siempre fue un trabajo en equipo. En cualquier juego de la vida existen una multitud de jugadores que son los héroes ocultos y en esté que forma parte de mis logros existen muchos de ellos.

Agradezco a mi Madre Gladys Ramos, quien siempre me ha brindado el apoyo, consejos y valor necesario para enfrentar las circunstancias adversas que podrían presentarse en la vida.

Le agradezco a mis hermanos; Wellington, Karina y Dayan que sin duda me han motivado y apoyado en situaciones complicadas para continuar con las inmensurables dificultades que pudieron acaecer.

A mis mentores; Héctor Medina, Máximo Panchana, Kervin Chunga, Jimmy Alarcón, Klever Gabino, Julio León y demás, que no solo me brindaron el conocimiento necesario para convertirme en un mejor profesional sino también en mejor persona, a ellos les debo la confianza de creer que alguien que se esfuerza puede alcanzar las mismas victorias que alguien que nació con privilegios.

Y a todos mis queridos amigos que siempre han estado en las distintas etapas de mi vida.

Christian Carvajal Ramos.

CONTENIDO

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	i
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	vii
CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGÍA	ix
CERTIFICACIÓN DE TUTOR	x
AGRADECIMIENTOS	xi
CONTENIDO	xii
LISTA DE FIGURAS.....	xvi
LISTA DE TABLAS	xxi
RESUMEN	xxv
ABSTRACT.....	xxvi
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.2 ANTEDECENTES	3
1.3 HIPÓTESIS	7
1.3.1 <i>Hipótesis General</i>	7
1.3.2 <i>Hipótesis específicas</i>	7
1.4 OBJETIVOS	7
1.4.1 <i>Objetivo General</i>	7
1.4.2 <i>Objetivos Específicos</i>	8

1.5	ALCANCE	8
1.6	Variables	9
1.6.1	<i>Variables Dependientes:</i>	9
1.6.2	<i>Variables Independientes</i>	9
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO		10
2.1	Diseño estructural	10
2.2	SISMICIDAD	11
2.2.1	Peligro sísmico en Ecuador.....	11
2.2.2	Cortante basal	13
2.2.3	Factor de importancia	13
2.2.4	Espectro de diseño	15
2.2.5	Relación de amplificación espectral	18
2.2.6	Periodo de vibración T.....	24
2.2.7	Derivas de Piso	25
2.2.8	Torsión	26
2.2.9	Índice de estabilidad.....	27
2.2.10	Regularidad y configuración estructural.....	27
2.3	Cubiertas verdes	33
2.3.1	<i>Ventajas de la cubierta verde</i>	34
2.3.2	<i>Tipos de cubiertas verdes</i>	35
2.3.3	Consideraciones de carga	37
2.4	Centro Gerontológico.....	37
2.4.1	<i>Objetivos de un Centro Gerontológico residencial</i>	37

2.4.2	<i>Características físicas</i>	37
2.4.3	<i>Espacio físico y equipamiento</i>	39
2.5	MARCO NORMATIVO	40
2.5.1	Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015	40
2.5.2	Requisitos para el diseño sísmico del hormigón armado (NEC-SE-DS).....	40
2.5.3	Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)	40
2.5.4	Peligro sísmico: diseño sismo resistente (NEC-SE-DS)	41
2.5.5	Estructuras de hormigón armado	41
2.6	NEC-SE-CG	41
2.7	NEC-SE-DS	45
2.7.1	CARGAS	45
2.7.2	Bases del diseño sismo resistente	46
2.8	NEC-SE- HM.....	47
2.8.1	Hormigón armado	47
2.8.2	Elementos en flexo-compresión	52
2.8.3	Elementos de pórtico	53
2.9	Análisis estructural	54
2.9.1	Losa en una dirección	56
2.9.2	Vigas	58
2.9.3	Vigas de pórticos especiales resistentes a momento	62
2.9.4	Columnas	68
2.9.5	Columnas de pórticos especiales resistentes a momento	70

2.9.6	Estructura sismo resistente	74
2.9.7	Nudos en pórticos especiales resistentes a momento	74
2.9.8	Cimentaciones	82
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA		86
3.1	Tipo, enfoque y diseño de la investigación.....	86
3.1.1	Tipo de investigación	86
3.1.2	Enfoque.....	86
3.1.3	Diseño.....	86
3.2	DESARROLLO METODOLOGICO DEL OE1.....	87
3.2.1	Estudios preliminares	87
3.3	DESARROLLO METODOLÓGICO OE.3.....	95
3.3.1	Predimensionamiento de elementos estructurales	95
3.3.2	Metodología para el análisis de diseño sísmico	109
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		133
4.1	Diseño de hormigón armado	133
4.1.1	Vigas.....	133
4.1.2	Columnas	153
4.1.3	Losa	171
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		191
5.1	CONCLUSIONES	191
5.2	RECOMENDACIONES.....	192

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 <i>Población de la provincia de Santa Elena</i>	9
Figura 2 <i>Teoría de la arquitectura de Marco Vitrubio Polion</i>	11
Figura 3 <i>Aceleraciones para un periodo de retorno promedio de 475 años</i>	12
Figura 4 <i>Espectro de diseño</i>	15
Figura 5 <i>Mapa de zonificación sísmica</i>	19
Figura 6 <i>Cubierta intensiva</i>	35
Figura 7 <i>Cubierta extensiva</i>	36
Figura 8 <i>Especies de plantas que se puedan instalar</i>	36
Figura 9 <i>Características de los elementos a flexión</i>	50
Figura 10 <i>Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos de flexión</i>	51
Figura 11 <i>Separación de estribos</i>	52
Figura 12 <i>Cortante de diseño para viga</i>	63
Figura 13 <i>Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido</i> ..64	
Figura 14 <i>Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.</i>	67
Figura 15 <i>Ejemplo de refuerzo transversal en columnas</i>	72
Figura 16 <i>Área efectivo del nodo</i>	75
Figura 17 <i>Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyada lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.</i>	81
Figura 18 <i>Tipos de cimentaciones</i>	83
Figura 19 <i>Ubicación del Cantón Salinas.</i>	88

Figura 20	<i>Ubicación del terreno donde se realizará el proyecto.</i>	88
Figura 21	<i>Ubicación del terreno donde se realizará el proyecto.</i>	89
Figura 22	<i>Muestra cubica tomada del terreno donde se realiza el proyecto.</i>	91
Figura 23	<i>Diseño arquitectónico planta baja</i>	94
Figura 24	<i>Diseño arquitectonico planta alta</i>	94
Figura 25	<i>Diseño arquitectónico cubierta verde</i>	95
Figura 26	<i>Losa nervada (aligerada) en una dirección para el diseño de un centro gerontológico.</i>	99
Figura 27	<i>Área tributaria para columna más crítica C2</i>	106
Figura 28	<i>Curva de espectro de diseño de Salinas</i>	111
Figura 29	<i>Curva de espectro de diseño de Salinas</i>	112
Figura 30	<i>Análisis de la estructura modelada en el software Etabs.</i>	113
Figura 31	<i>Creación de grillas predeterminadas</i>	118
Figura 32	<i>Especificaciones de luz libre entre ejes “Custom grid spacing”, “Edit” y “Display grid data as spacing”</i>	119
Figura 33	<i>Ejes o grillas del proyecto, vista en planta y 3D</i>	119
Figura 34	<i>Rectificación de unidades</i>	120
Figura 35	<i>Creación de material “Hormigón”</i>	121
Figura 36	<i>Especificación de propiedades del material</i>	121
Figura 37	<i>Creación de un nuevo elemento “columns”</i>	122
Figura 38	<i>Modificación para elemento “columns”</i>	122
Figura 39	<i>Definición de sección y asignación de material “columna 30x30”</i>	123
Figura 40	<i>Definición de inercia “columns”</i>	123

Figura 41 <i>Asignación y chequeo de elemento “columnas”</i>	124
Figura 42 <i>Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 30 x 35”</i>	124
Figura 43 <i>Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 35x35”</i>	125
Figura 44 <i>Definición de sección y asignación de material “viga 25 x 30”</i>	125
Figura 45 <i>Definición de inercia “vigas”</i>	126
Figura 46 <i>Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 25 x 35”</i>	126
Figura 47 <i>Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 25x40”</i>	127
Figura 48 <i>Asignación de columnas</i>	127
Figura 49 <i>Trazado de columnas</i>	128
Figura 50 <i>Trazado de vigas centrales 25 x 40 cm</i>	128
Figura 51 <i>Trazado de vigas de borde 25 x 30 cm</i>	129
Figura 52 <i>Secciones definidas para vigas y columnas en 3d</i>	129
Figura 53 <i>Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje A</i>	130
Figura 54 <i>Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje C</i>	130
Figura 55 <i>Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje 1</i>	131
Figura 56 <i>Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje 2</i>	131
Figura 57 <i>Seleccionamos la base para asignar las restricciones</i>	132
Figura 58 <i>Seleccionamos los empotramientos de la base</i>	132
Figura 59 <i>Creación de combinaciones de cargas</i>	133
Figura 60 <i>Momento de pórtico C</i>	134

Figura 61 <i>Momento actuantes en la viga C23 lado izquierdo</i>	135
Figura 62 <i>Momento actuantes en la viga C23 centro</i>	136
Figura 63 <i>Momento actuantes en la viga C23 lado derecho</i>	136
Figura 64 <i>Momentos actuantes en la viga C23 lado derecho</i>	145
Figura 65 <i>Momento actuantes en la viga C23 centro</i>	146
Figura 66 <i>Momento actuantes en la viga C23 centro</i>	146
Figura 67 <i>Cortante equivalente de viga 25x40</i>	147
Figura 68 <i>Refuerzo longitudinal de la viga 30x40</i>	152
Figura 69 <i>Detalle de armado de la viga 25 x 40</i>	152
Figura 70 <i>Detalle de armado de la viga 25 x 40 Corte A</i>	153
Figura 71 <i>Diagrama de momentos (M 3-3) del pórtico C</i>	154
Figura 72 <i>Diagrama de interacción para diseño de columnas $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c < 350 \text{ kg/cm}^2$ y $d/h = 0.9$</i>	155
Figura 73 <i>Sección de columna más crítica de C35 cm x 35 cm</i>	159
Figura 74 <i>Alzado de columna más crítica de C35 cm x 35 cm</i>	160
Figura 75 <i>Sección de columna más crítica de C30 cm x 30 cm</i>	165
Figura 76 <i>Alzado de columna más crítica de C30 cm x 30 cm</i>	165
Figura 77 <i>Conexión viga – columna del primer piso borde.</i>	166
Figura 78 <i>Diseño de conexión viga – columna del primer piso interior</i>	168
Figura 79 <i>Losa nervada (aligerada) en una dirección para el diseño de un centro gerontológico.</i>	171
Figura 80 <i>Viga T en losa (nervio + placa)</i>	171
Figura 81 <i>Diagrama de momentos</i>	173

Figura 82 <i>Diagrama de momentos y ecuaciones</i>	173
Figura 83 <i>Resultados de los momentos M_u en losa nervada.</i>	174
Figura 84 <i>Detalle de armadura para nervio en losa aligerada</i>	180
Figura 85 <i>Sección típica para losa aligerada $h=25\text{cm}$</i>	183
Figura 86 <i>Diseño de zapata en dos direcciones</i>	184
Figura 87 <i>Diseño a cortante en una dirección</i>	187
Figura 88 <i>Detalle de plinto o zapata aislado con carga concéntrica</i>	190
Figura 89 <i>Detalle de plinto o zapata aislado con carga concéntrica</i>	190

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 <i>Factores de importancia de acuerdo con el uso de la estructura.</i>	14
Tabla 2 <i>Valores de aceleración sísmica</i>	19
Tabla 3 <i>Clasificación de los perfiles de suelo.</i>	20
Tabla 4 <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_a.</i>	21
Tabla 5 <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_d.</i>	21
Tabla 6 <i>Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s.</i>	22
Tabla 7 <i>Coficiente R para sistemas duales</i>	23
Tabla 8 <i>Coficiente R para sistemas estructurales dúctiles y otros sistemas</i>	23
Tabla 9 <i>Coficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.</i>	24
Tabla 10 <i>Valores del coeficiente C_t y α</i>	25
Tabla 11 <i>Valores de derivas máximas</i>	25
Tabla 12 <i>Configuración estructural en planta y en elevación.</i>	28
Tabla 13 <i>Configuración estructural no recomendada.</i>	29
Tabla 14 <i>Coficiente de irregularidad en planta.</i>	30
Tabla 15 <i>Coficientes de irregularidad en elevación</i>	31
Tabla 16 <i>Factor de sobrecarga del elemento de soporte KLL.</i>	43
Tabla 17 <i>Peso unitario de materiales de construcción</i>	45
Tabla 18 <i>Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_o, y concentradas</i>	45
Tabla 19 <i>Factores de reducción de resistencia</i>	48
Tabla 20 <i>Diámetros mínimos y máximos de las varillas de refuerzo</i>	48
Tabla 21 <i>Momentos aproximados para vigas continuas no prees forzadas y losa en una dirección</i>	54

Tabla 22 Cortantes aproximados para vigas continuas no prees forzadas y losa en una dirección	55
Tabla 23 Espesor de losas en una dirección macizas no preesforzadas	56
Tabla 24 Altura minia de vigas no preesforzadas.....	58
Tabla 25 A_v , min requerido.....	60
Tabla 26 Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados.	60
Tabla 27 Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante.....	61
Tabla 28 V_c para miembros no preesforzados.....	62
Tabla 29 Espaciamiento máximo para el refuerzo cortante	70
Tabla 30 Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.	72
Tabla 31 Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento.	76
Tabla 32 Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	78
Tabla 33 V_c para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante	85
Tabla 34 Datos del levantamiento planimétrico del terreno.	90
Tabla 35 Datos de linderos y mensuras	90
Tabla 36 Distribución de espacios del primer piso	92
Tabla 37 Distribución de espacios del segundo piso	93
Tabla 38 Espacios de la cubierta verde	93
Tabla 39 Datos y especificaciones para el cálculo.....	96
Tabla 40 Conversión según el Teorema de Steiner para la equivalencia de inercia de losa aliviada a Maciza.....	98

Tabla 41 <i>Cargas muertas actuantes que intervienen en la estructura.</i>	101
Tabla 42 <i>Mayoración de carga de cubierta:</i>	102
Tabla 43 <i>Predimensionamiento de vigas.</i>	104
Tabla 44 <i>Datos y especificaciones para el cálculo</i>	105
Tabla 45 <i>Datos y especificaciones de la distribución de cargas en la estructura.</i>	106
Tabla 46 <i>Datos y especificaciones para el cálculo</i>	107
Tabla 47 <i>Datos y especificaciones para el cálculo</i>	108
Tabla 48 <i>Valores para el espectro de diseño</i>	109
Tabla 49 <i>Redimensionamiento para columnas por medio del Software Etabs</i>	113
Tabla 50 <i>Distribución sísmica vertical de la estructura</i>	114
Tabla 51 <i>Chequeo de derivas para la estructura $0,9D+Ex$</i>	115
Tabla 52 <i>Chequeo de derivas para la estructura $1,2D+L+Ex$</i>	116
Tabla 53 <i>Valores para el espectro de diseño</i>	117
Tabla 54 <i>Efecto de segundo orden envolvente</i>	117
Tabla 55 <i>Datos y especificaciones para el modelamiento en el software Etabs</i>	118
Tabla 56 <i>Momentos actuantes en la viga C23</i>	134
Tabla 57 <i>Datos y especificaciones para el calculo</i>	137
Tabla 58 <i>Verificaciones</i>	144
Tabla 59 <i>Momentos actuantes en la viga A23</i>	145
Tabla 60 <i>Verificaciones</i>	147
Tabla 61 <i>Datos y especificaciones para calculo</i>	154
Tabla 62 <i>Datos y especificaciones para calculo</i>	157
Tabla 63 <i>Datos y especificaciones para calculo</i>	161

Tabla 64 <i>Datos y especificaciones para calculo</i>	163
Tabla 65 <i>Datos y especificaciones para calculo - columna</i>	166
Tabla 66 <i>Datos y especificaciones para calculo - viga</i>	167
Tabla 67 <i>Datos y especificaciones para calculo - columna</i>	169
Tabla 68 <i>Datos y especificaciones para calculo - viga</i>	169
Tabla 69 <i>Resultados de momentos que interactúan en la losa de una dirección con 6 puntos de apoyo en el centro gerontológico</i>	173
Tabla 70 <i>Datos y especificaciones para el cálculo</i>	175
Tabla 71 <i>Resultados para ω menor</i>	175
Tabla 72 <i>Resultados para cada cuantía de acero</i>	176
Tabla 73 <i>Resultados y corroboración junto a cuantía mínima</i>	177
Tabla 74 <i>Acero requerido</i>	178
Tabla 75 <i>Datos y especificaciones para el cálculo en 1 ml</i>	181

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN CENTRO GERONTOLÓGICO RESIDENCIAL DE DOS PLANTAS CON CUBIERTA VERDE ACCESIBLE EN EL CANTÓN SALINAS, PROVINCIA DE SANTA ELENA”

Autores: Daniela Betsabeth Salinas Flores

Christian Carvajal Ramos

Tutor: Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación realizo un diseño estructural de hormigón armado de un Centro Gerontológico residencial. Tendrá 2 plantas, una altura de entrepiso de 3m y una cubierta verde accesible. Para el diseño se utilizó Excel, AUTOCAD, REVIT e ETABS, los cuales nos permitieron modelar y analizar los elementos estructurales, cumpliendo, así como las normas ACI 318-19, NEC-SE-HM, NEC-SE-CS, NEC-SE-. El diseño final nos indica que cumple con las normas.

PALABRAS CLAVE: *Diseño estructural – hormigón armado- cubierta verde*

“STRUCTURAL DESIGN OF A TWO-STOREY RESIDENTIAL GERONTOLOGICAL CENTER WITH ACCESSIBLE GREEN ROOF IN THE SALINAS CANTON, PROVINCE OF SANTA ELENA”

Autores: Daniela Betsabeth Salinas Flores

Christian Carvajal Ramos

Tutor: Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

ABSTRACT

The present titling work carried out a structural design of reinforced concrete of a residential Gerontological Center. It will have 2 floors, a mezzanine height of 3m and an accessible green roof. Excel, AUTOCAD, REVIT and ETABS were used for the design, which allowed us to model and analyze the structural elements, complying with ACI 318-19, NEC-SE-HM, NEC-SE-CS, NEC-SE standards-. The final design tells us that it complies with the standards.

KEYWORDS: Structural design – reinforced concrete – green roof

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Ecuador tiene un alto riesgo de desastres tales como sismos, tsunamis, inundaciones y erupciones volcánicas, debido a que se encuentra en el límite de subducción de placas del Pacífico, por esta razón, con frecuencia pueden ocurrir sismos por el choque de placas tectónicas contra el continente, produciendo tsunamis posteriores, los mismos que han ocasionado grandes daños en el pasado (Vivienda 2019). Debido a esto, se busca que las obras civiles cumplan los requisitos dictados por la NEC.

De acuerdo con (Rivers 2011) nos indica que una gran parte de la resistencia del edificio a fuerzas laterales está dada por su planta básica de distribución, todo esto implica que tenga una buena forma, simetría y distribución, debido a que la etapa conceptual del Diseño Estructural contribuye de manera más significativa para el comportamiento óptimo de la estructura que la determinación exacta de la fuerza especificados por los reglamentos.

Según (Karla Gaibor Gómez 2018) considera también que psicológicamente hablando está demostrado según estudios que vivir dentro de espacios desorganizados, recargados, mal distribuidos y la falta de privacidad, afecta en el desarrollo personal de quienes lo habitan, llevándolos a un estado de frustración por que esto no se convierte en un tema netamente de diseño si no también del buen vivir.

No obstante, con nuestro proyecto evaluaremos las respectivas distribuciones que debe tener un Centro Gerontológico residencial, para que los adultos mayores puedan disfrutar de las instalaciones y cada uno de los diferentes espacios.

Otro de los temas que abarcaremos es sobre la importancia de áreas verdes como un sistema sostenible. Tal como (Monroy 2014) afirma que la construcción, además de ser indispensable para el desarrollo de la sociedad, es también uno de los principales responsables de residuos, contaminación, transformación del entorno y uso inadecuado de recursos naturales (energía, agua, etc.). Cada uno de los edificios y casa que habitamos produce una huella ecológica sobre el planeta.

Lo techos verdes, reducen el calor del edificio, lo cual respalda la idea de que los techos verdes tienen un rendimiento térmico muy adecuado para regiones tropicales. (Yuliani, Hardiman et al. 2021)

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El diseño estructural es fundamental para determinar la seguridad estructural de cualquier construcción. La seguridad es una de las claves y teniendo en cuenta ese aspecto se podrá avanzar en proyecto integral y viable para construir.

En nuestro país ECUADOR son muy comunes los terremotos, sismos y como consecuencia tenemos edificaciones destruidas. Por lo tanto, es necesario construir cumpliendo las normativas estipuladas en nuestro país para evitar pérdidas económicas y vidas.

Los techos verdes son azoteas o cubiertas vegetales instalados en los techos y en las superficies elevadas de los edificios. El crecimiento de las zonas urbanas, tal como es el caso de nuestra Provincia de Santa Elena, tiene distintas consecuencias a nivel ambiental y una de esas es el cambio de uso de suelos al desplazar las áreas verde urbanas por edificaciones teniendo como consecuencia contaminación del aire, destrucción del hábitat de animales, afectación a la salud de los habitantes.

Los Centros gerontológicos residenciales son servicios de acogida para la atención y cuidados ofrecidos a personas adultas mayores de 65 años o más que requieren de protección especial en forma temporal o definitiva, que no pueden ser atendidos por sus familiares; personas adultas mayores que carezcan de un lugar donde residir de forma permanente, que se encuentran en situación de abandono, falta de referentes familiares, pobreza y pobreza extrema, en condiciones de alto riesgo y que manifiesten su voluntad de ingresar.

En nuestra provincia de Santa Elena los adultos mayores necesitan tener un lugar con todos los servicios adecuados y tener una vejez digna.

1.2 ANTEDECENTES

En el ámbito internacional la investigación de (Christian 2021) denominada “Diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 niveles ubicado en el distrito de Miraflores”, tuvo como objetivo de analizar y diseñar estructuralmente los elementos de concreto armado en un edificio de 7 pisos, el cual es un edificio multifamiliar ubicado en Miraflores. El edificio se estructura para que los muros de concreto armado absorban gran porcentaje de fuerzas cortantes producidas durante un evento sísmico severo. No obstante, también de tener un buen control de desplazamientos horizontales; y así, disminuir daños tanto en la estructura como en tabiques y/o mamparas; para ello, se dotó al edificio de gran densidad de muros de corte en ambas direcciones.

Luego de haber realizado el análisis y haber obtenido las cortantes absorbidas por los muros, según la norma sismorresistente vigente, esta estructuración clasifica como muros estructurales para ambas direcciones. Se usó

cimentaciones superficiales, debido a la capacidad portante del suelo (4kg/cm²). Se concluyó que las dimensiones obtenidas por predimensionamiento cumplieron los requisitos de demanda última y también en servicio; sin embargo, fue necesario aumentar el peralte de las vigas del eje 9, pues al estar entre placas y tener poca luz absorbieron altos esfuerzos de cortante.

También queremos destacar la investigación de (Toro 2018) “Diseño estructural y arquitectónico de edificios sostenibles con tecnologías de optimización de recursos naturales” tuvo como objetivo realizar el diseño estructural y arquitectónico de un edificio sostenible que utilice estrategias y tecnologías de optimización de recurso naturales, el cual incorpora un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias, para ser utilizados en riego, en red de incendios y en usos sanitarios. El edificio también contó con el aprovechamiento de la luz solar por medio de paneles instalados en puntos estratégicos que complementarían, y hasta suplirán en determinando momento el requerimiento de fluido eléctrico demandado por la edificación, además de contar con cubierta vegetal, la cual tiene un aporte térmico para la estructura, permitiendo así que las temperaturas internas en la estructura disminuyan.

Por lo cual determinaron que es preciso tener en cuenta las derivas y las fuerzas actuantes del sismo a la hora de dimensionar la estructura y más cuando la estructura se encuentra en una zona de riesgo, además de que las dimensiones de las secciones de un diseño estructural aumentan considerablemente cuando se tienen en cuenta las derivas y las fuerzas sísmicas, también se debe tener en cuenta la calificación sísmica de la zona en la que se encuentra la estructura, ya que, en general, mientras más riesgo sísmico exista, mayores deberán ser las secciones de la estructura.

Aplicó estrategias de sostenibilidad el cual generó un ahorro considerable de los recursos ambientales y los recursos económicos siendo la mejor manera de llevar a cabo la construcción y ocupación de un espacio en cualquier entorno.

En el ámbito nacional tenemos la investigación de (Acosta Calderón Samantha 2021) “Diseño estructural de una iglesia ubicada en la Garzota, Guayaquil, el cual tenía como objetivo diseñar elementos estructurales según las especificaciones NEC 2015 y ACI-318 para elementos de hormigón armado y AISC para elementos de acero estructural, realizar un modelado arquitectónico y estructural con la metodología BIM. Donde concluyeron que los elementos de hormigón armado se han diseñado conforme a los requerimientos y recomendaciones de la normativa Ecuatoriana de la Construcción el código americano ACI.

De igual manera los elementos de acero estructural diseñados conforme a la normativa americana AISC. Ambas estructuras son sísmicamente resistentes. El modelado estructural lo realizaron en el software Tekla, para poder visualizar los elementos estructurales que han sido diseñados.

Podemos resaltar también la tesis de (Mónica 2017) denominado “Estudio e implementación de cubierta verde en el edificio de postgrado de la facultad de Arquitectura y Urbanismos, Universidad de Guayaquil” El cual propone un diseño funcional y estético causando gran impacto visual y a su vez un espacio de uso frecuente y que este llegue a ser un modelo de inspiración para la adopción y aplicación de cubiertas verdes en el resto de los edificios de la universidad. El cual nos presenta las ventajas de este que son; la disminución de la contaminación de aire, la reducción de calor en las zonas urbanas, la absorción de partículas de polvo y gases que se encuentran en el aire y añadiendo valor estético al edificio; entre otras. El cual concluyó que la cubierta verde colaborará con la reducción de consumo eléctrico, ayudará a crear un ambiente más sano, la terraza del edificio dejará de ser un simple espacio sin ningún uso y permitirá mayor concentración dentro del edificio debido al aislante acústico.

En el ámbito local destacaremos el proyecto de (Cucalón Suarez Walter 2022) “Análisis comparativo técnico- económico entre una estructura de hormigón armado y una estructura metálica para la construcción de una edificación de dos pisos que funcionara como centro Gerontológico y centro de desarrollo infantil; empleando la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2015, ACI 318-19 Y AISC), en la comuna Manantial de Guangala Provincia de Santa Elena” en el cual se pretende realizar proyectos topográficos, análisis de propiedades geotécnicas a 1 m de profundidad, plano arquitectónicos y estructurales siguiendo las Normativas NEC-SE-HM, ACI 318-19, AISC 360-16, AISC 341-10 y AISC-10. Realizando comparaciones técnicas – económicas de la estructura.

Se realizaron los modelamientos de ambos sistemas en el software ETABS siguiendo los lineamientos de la NEC-2015 que estipulan los chequeos de derivas, torsiones e índice de estabilidad, las cuales cumplen con lo establecidos para ambas estructuras en ambas direcciones X y Y. Donde concluyeron que para el diseño en hormigón armado se presentó una resistencia a la compresión $F'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ y una fluencia del acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el diseño muestra una altura de entrepiso de 2.5 m, con columnas y vigas que poseen una cuantía establecida por la norma NEC -2015 que es del 1%. En la estructura metálica se concluyó que es segura puesto a que los estados límites de resistencia de los elementos estructurales y sus respectivas conexiones se diseñaron utilizando el método de resolución load and Resistance Factor 295 Design (LRFD), como material de acero se usó ASTM36 para perfilería metálica siendo esta la óptima.

El análisis comparativo técnico de ambos sistemas estructurales en función de las normativas NEC-2015, ACI 318-19 y AISC nos mostró resultados satisfactorios de cumplir los requerimientos de controles estructurales tales como derivas, torsión, periodo e índice de estabilidad, dando por hecho que ambos diseños están aptos para construcción

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis General

Si se realiza el diseño estructural de un Centro Gerontológico residencial de dos plantas con techo verde accesible en el Cantón Salinas Provincia de Santa Elena, se obtendrá un diseño sismorresistente, así como áreas verdes tanto en cubierta y en fachada para tener un ambiente más sano.

1.3.2 Hipótesis específicas

H.E.1: Los ensayos nos brindaran las propiedades geotécnicas del suelo el cual nos permitirá realizar un diseño sismo resistente.

H.E2: la distribución de espacios, cortes y fachadas nos permitirá brindar confort a los adultos mayores.

H.E3: el diseño estructural nos permitirá analizar que los elementos cumplan con las disposiciones de la normativa correspondiente.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural de un centro gerontológico residencial de dos plantas con techo verde accesible en el cantón Salinas Provincia de Santa Elena aplicando las normas NEC-15 y ACI 318-19.

1.4.2 *Objetivos Específicos*

O.E1: Realizar estudios preliminares del proyecto, topografía y estudio de suelos mediante calicata a 1 metro de profundidad para conocer las propiedades geotécnicas del lugar.

O.E2: Diseñar la distribución de espacios en el software Revit y posterior modelamiento en AutoCAD para el proyecto arquitectónico del centro gerontológico en el área levantada.

O.E3: Realizar el diseño estructural mediante el modelamiento en el software Etabs y evaluar los elementos aporricados propios del diseño Arquitectónico para que brinden la seguridad que se exige en la NEC-2015 y ACI318-19.

1.5 ALCANCE

El siguiente trabajo de titulación está destinado a la población de adultos mayor que de acuerdo con la (social 2019) comprende a los que hayan cumplido sesenta y cinco años de edad, que no puedan ser atendidas por sus familiares o que carezcan de un lugar donde residir de forma permanente por su condición de pobreza y vulnerabilidad, también se considera para el servicio a personas adultas mayores, que se encuentren en situación de calle, con doble vulnerabilidad de sus derechos fundamentales (derecho a una familia, derecho a una vivienda, a un entorno libre de violencia, derecho a la salud; entre otros).

De acuerdo con el censo 2010 de población y vivienda en el Ecuador, tenemos los siguientes resultados

Figura 1

Población de la provincia de Santa Elena

Rango de edad	2010	%
De 95 y más años	190	0,1%
De 90 a 94 años	521	0,2%
De 85 a 89 años	1.026	0,3%
De 80 a 84 años	2.012	0,7%
De 75 a 79 años	3.057	1,0%
De 70 a 74 años	4.344	1,4%
De 65 a 69 años	5.831	1,9%
De 60 a 64 años	7.149	2,3%
De 55 a 59 años	9.957	3,2%
De 50 a 54 años	12.010	3,9%
De 45 a 49 años	15.280	4,9%
De 40 a 44 años	17.237	5,6%
De 35 a 39 años	20.091	6,5%
De 30 a 34 años	22.967	7,4%
De 25 a 29 años	25.512	8,3%
De 20 a 24 años	27.175	8,8%
De 15 a 19 años	29.874	9,7%
De 10 a 14 años	33.446	10,8%
De 5 a 9 años	34.252	11,1%
De 0 a 4 años	36.762	11,9%
Total	308.693	100,0%

Nota: Tomado de (INEC 2010)

Donde nos da un aproximado de 16.81 de adultos mayores en nuestra provincia de Santa Elena.

1.6 Variables

1.6.1 Variables Dependientes:

- Análisis de un diseño estructural de un Centro Gerontológico residencial de dos plantas con cubierta verde accesible, aplicando las normas ACI 318-19, NEC-15.

1.6.2 Variables Independientes

- Diseño de un centro Gerontológico residencial con cubierta verde accesible.
- Diseño estructural de hormigón armado cumpliendo las disposiciones por la NEC-15 y ACI 318-19 .

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Diseño estructural

Tal como menciona (O. 2018) el objetivo final del diseño estructural es proveer una estructura segura y económica para satisfacer una necesidad específica. Por seguridad entendemos la capacidad resistente de la estructura para servir sin fallas durante su vida útil. Así mismo nos menciona las etapas del diseño estructural, que son las siguientes:

- Estructuración
- Análisis
- Dimensionamiento

La estructuración comprende la definición de la forma, o tipo estructural, incluyendo el material a usar.

El análisis comprende la modelación de la estructura y el cálculo de deformaciones y esfuerzos internos de sus elementos.

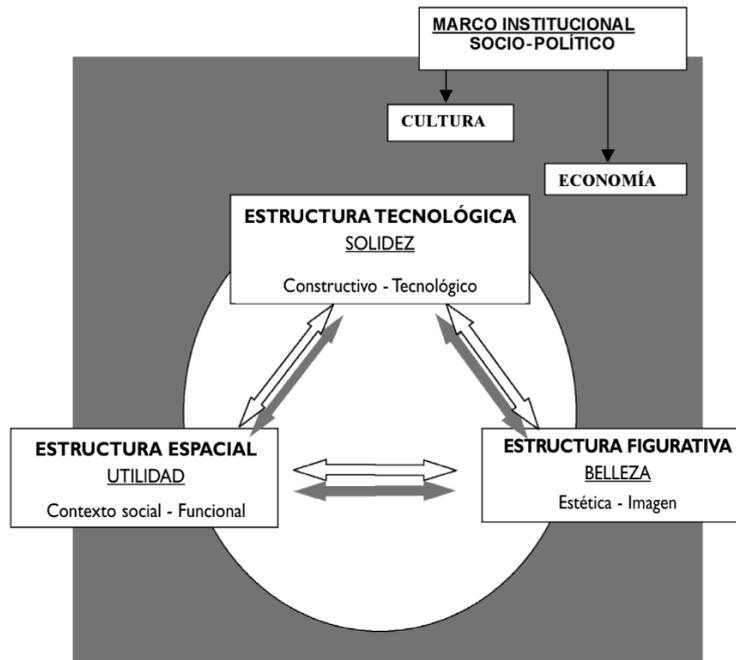
El dimensionamiento, comúnmente llamado también “diseño” de los elementos, requiere la consideración del tipo de sollicitación (carga axial, flexión, corte, torsión), del comportamiento del elemento frente a tal sollicitación, en lo que obviamente incide el material a usar, y el nivel de seguridad que es razonable adoptar (O. 2018)

La estructura es un componente esencial de la arquitectura, ya sea por construir un simple refugio o cerrar grandes espacios donde se reúnen centenares de personas. Uno de los primeros teóricos de la Arquitectura, Marco Vitrubio

(arquitecto romano de la época de Augusto) expresaba que toda obra debe contar con tres aspectos fundamentales: En toda construcción hay que tener en cuenta su solidez (firmitas), su utilidad (utilitas) y su belleza (venustas). (Diez 2007)

Figura 2

Teoría de la arquitectura de Marco Vitrubio Polion



Nota: Tomado de (Diez 2007)

2.2 SISMICIDAD

2.2.1 Peligro sísmico en Ecuador

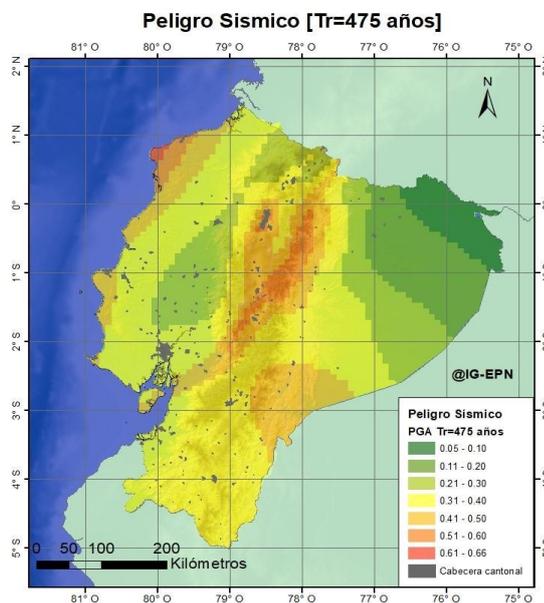
En Ecuador se han producido terremotos de gran magnitud que han provocado daños considerables a la población e infraestructura del país. Se estima que las víctimas superan las 65000 desde la llegada de los españoles. El último terremoto grande se registró el 16 de abril de 2016, de magnitud Mw 7.8, y afectó fundamentalmente a la provincia de Manabí y el sur de la provincia de Esmeraldas.

Estos eventos llegan a ser más catastróficos por la calidad de construcciones, son estas que fracasan al momento del terremoto las causantes de la catástrofe, no el terremoto en sí mismo, los terremotos sacan a la luz las condiciones de vulnerabilidad que ya existían antes del evento natural. (Nacional 2022)

El mapa presenta los valores de aceleraciones para un periodo de retorno promedio de 475 años, o una probabilidad del 50% de ser excedida al menos una vez en los próximos 50 años. Se presentan los valores medios de la distribución de aceleraciones resultando la exploración del árbol lógico del modelo de fuente y el árbol lógico del movimiento del suelo (GMPEs: ecuaciones de predicción del movimiento del suelo). La aceleración del movimiento del suelo está en unidad de gravedad (g). (Nacional 2022)

Figura 3

Aceleraciones para un periodo de retorno promedio de 475 años



Nota: Tomado de (Nacional 2022)

2.2.2 Cortante basal

La (NEC 2015) nos indica que el cortante basal de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W$$

Donde

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_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

2.2.3 Factor de importancia

La (NEC 2015) señala que el propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. La estructura para construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 1*Factores de importancia de acuerdo con el uso de la estructura.*

Categoría	Tipo de uso, destino o importancia	Coef. I
Edificaciones esenciales	<p>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 emergencia. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias contra incendios.</p> <p>Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.</p>	1.5
Estructuras de ocupación especial	<p>Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas.</p> <p>Todas las estructuras albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.</p>	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no se clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Nota: Coeficientes del uso de la estructura tomados de la norma NEC-SE-DS (NEC 2015)

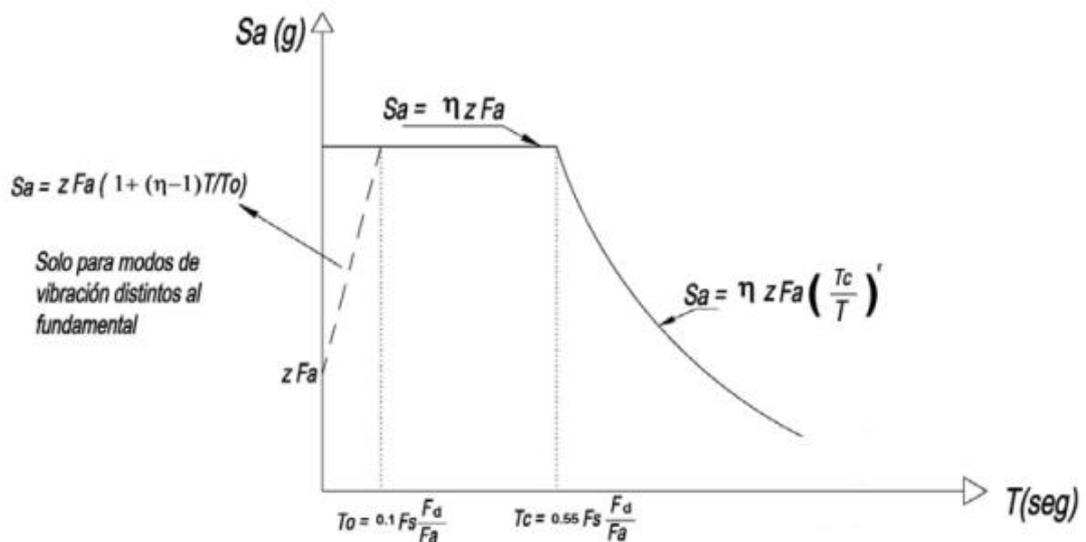
La (NEC 2015) nos indica que el diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos. Para aquellas estructuras con factor de importancia superior a 1.0, deberán cumplir además con los requisitos estipulados en la sección 4.3

2.2.4 Espectro de diseño

De acuerdo con la norma (NEC 2015) el espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

Figura 4

Espectro de diseño



Nota: Tomado de la norma (NEC 2015)

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

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro de elástico de respuesta de aceleraciones para diseño de roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_o : Periodo de límite de vibración en el espectro sísmico elásticos de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : Periodo de límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

De acuerdo con la norma (NEC 2015) dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las

siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Donde:

r : Factor usado en el espectro de diseño elásticos, 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.

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_L este último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos definido en la sección 3.3.2 se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 F_d$$

T_c : Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño

T_L : Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamiento.

2.2.5 Relación de amplificación espectral

Así mismo, la normas (NEC 2015) de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para un evento de excedencia en 50 años, que se consiguen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y normalizándolos para la aceleración máximo en el terreno Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador.

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

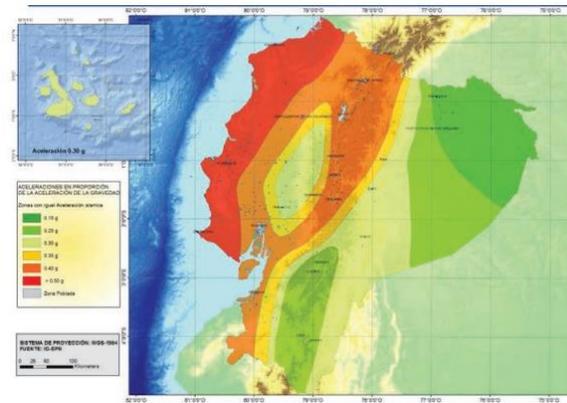
a) **Zonificación sísmica y factor de zona Z .**

Norma (NEC 2015) señala que, para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de gravedad.

El valor del factor de zona Z depende del sitio donde se construirá la estructura, de acuerdo con el mapa.

Figura 5

Mapa de zonificación sísmica



Nota: Tomado de la norma (NEC 2015)

(NEC 2015) señala en la tabla 2 el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, que incluye una saturación a 0.5 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Tabla 2

Valores de aceleración sísmica

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	Alta

Nota: Tomado de la norma (NEC 2015)

b) Tipos de suelo para el diseño sísmico.

La (NEC 2015) indica 6 tipos de perfiles de suelo en la siguiente tabla 3.

Tabla 3*Clasificación de los perfiles de suelo*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los criterios	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$V_s < 180 \text{ m/s}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
	Los perfiles de suelos tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnia. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
F	F3: arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP > 75)	
	F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5: Suelos con contrastes de impedancia ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil del subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Notas: Tomado de la norma (NEC 2015)

c) Coeficientes de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. En la tabla....
Se muestran los valores del coeficiente Fa, que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

Tabla 4

Tipo de suelo y factores de sitio Fa.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	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	0.85
F	VEASE LA TABLA: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION ----					

Nota: Tomada de la norma (NEC 2015)

Fd: Desplazamientos para diseño en roca: La tabla 5 indica los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de repuesta de desplazamientos.

Tabla 5

Tipo de suelo y factores de sitio Fd.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	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	VEASE LA TABLA: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION ----					

Nota: Tomado de la norma (NEC 2015)

F_s: Comportamiento no lineal de los suelos: En la tabla 6 se muestran los valores del coeficiente F_s, que toma en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo de sitio y el contenido de frecuencia de la excitación sísmica junto con los desplazamientos relativos.

Tabla 6

Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
FACTOR Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	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	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	VEASE LA TABLA: CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS Y LA SECCION ----					

Nota: Tomado de la norma (NEC 2015)

d) Definición de factor R. La señala que el factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad.

Tabla 7*Coeficiente R para sistemas duales*

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismos resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas).	8

Nota: Tomado de la norma (*NEC 2015*)**Tabla 8***Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles y otros sistemas*

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 sismos 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

Nota: Tomado de la Norma (*NEC 2015*)

Tabla 9*Coficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.*

Pórtico resistente a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frio, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitada a 4 pisos	3

Nota: Tomado de la norma (NEC 2015)

2.2.6 Periodo de vibración T

La (NEC 2015) indica que el periodo de vibración aproximativo de la estructura T, será estimado a partir del método 1 que se describe a continuación.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

C_t : coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

Tabla 10*Valores del coeficiente C_t y α*

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	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 y mampostería estructurales	0.055	0.75

Nota: Tomado de la Normas (*NEC 2015*)

2.2.7 Derivas de Piso

De acuerdo con la (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) las derivas son el desplazamiento lateral relativo de un piso – en particular por la acción de una fuerza horizontal – con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

La (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) indica en la tabla ---- que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos, en la que la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 11*Valores de derivas máximas*

Estructuras de:	Δ_M maxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: Tomado de la norma (*NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015*)

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

2.2.8 Torsión

La (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) indica que el momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso.

Cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2$$

Donde:

A_x : Factor de amplificación torsional

δ_{prom} : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

El factor de amplificación torsional (A_x) no tendrá que exceder de un valor= 3.0. Para diseño, se considerará la carga más severa para cada elemento que conforma la estructura.

2.2.9 Índice de estabilidad

La norma (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) señala que el índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

V_i : Cortante sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i considerado

Se debe cumplir $Q_i \leq 0.30$. Si es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

2.2.10 Regularidad y configuración estructural

La Norma (NEC 2015) señala que para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con $\alpha = 1$) se debe aplicar la siguiente expresión:

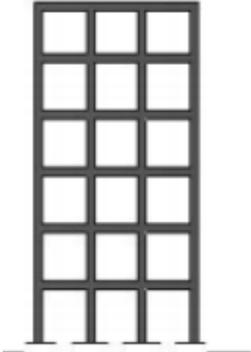
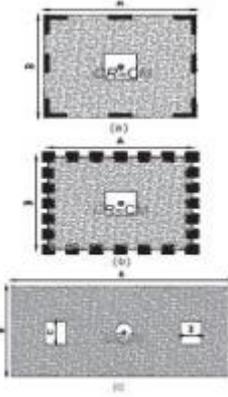
$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}; C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{\eta_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

a) **Configuración estructural.** A continuación, se muestran las configuraciones no recomendadas y aquellas que se deben considerar al momento de analizar la estructura.

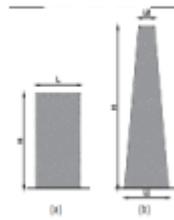
b) **Configuración privilegiada.** Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico

Tabla 12

Configuración estructural en planta y en elevación.

Configuración en elevación $\phi_{EI} = 1$	Configuración en planta $\phi_{PI} = 1$
<p>La altura de entepiso y la configuración vertical de sistemas aporticadas, es constante en todos los niveles. $\phi_{EI} = 1$</p> 	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{PI} = 1$</p> 

La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{EI} = 1$



Nota: Tomado de la norma (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015)

c) **Configuración más compleja.** La (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) señala que los cambios abruptos de rigidez y resistencia como los indicados en la tabla 13, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan.

Tabla 13

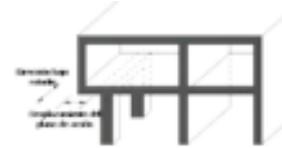
Configuración estructural no recomendada.

Irregularidades en elevación	Irregularidad en planta
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>	
	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano</p>

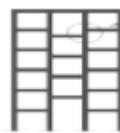
Piso débil- discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.



de acción de elementos verticales del sismo resistente.



Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.



Nota: Tomado de la norma (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015)

d) **Regularidad en planta y elevación.** Según la (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) una estructura se considera como regular en planta y elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas.

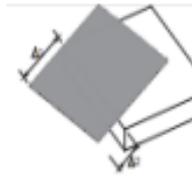
e) **Irregularidad y coeficientes de configuración estructural.** De acuerdo con la (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) señala en la tabla 14 Que, en caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usaran los coeficientes de configuración estructural, con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Tabla 14

Coefficiente de irregularidad en planta.

Tipo 1- Irregularidad torsional
$\phi_{pt} = 0.9$
$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$

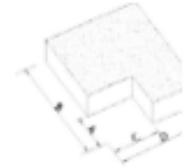
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.42. del presente código



Tipo 2 – Retrocesos excesivos en las esquinas $\emptyset_{pt} = 0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



Tipo 3 – Discontinuidad en el sistema de piso $\emptyset_{pt} = 0.9$

- a) $CxD > 0.5AxB$
- b) $[CxD + CxE] > 0.5 AxB$

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de pisos más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 – Ejes estructurados no paralelos $\emptyset_{pt} = 0.9$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Nota: Tomado de la norma (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015)

Tabla 15

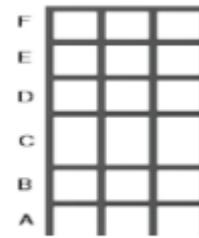
Coefficientes de irregularidad en elevación

Tipo 1 – Piso flexible $\emptyset_{EI} = 0.9$

$$\text{Rigidez } K_c < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$$

$$Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

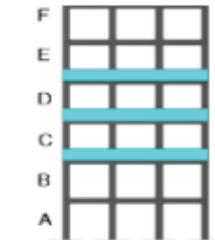
La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.



Tipo 2- distribución de masa

$$\begin{aligned} \phi_{EI} &= 0.9 \\ m_D &> 1.5 m_E \text{ o} \\ m_D &> 1.5 M_c \end{aligned}$$

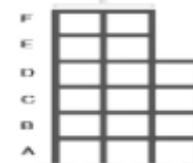
La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea mas liviano que el piso inferior.



Tipo 3 – Irregularidad geométrica $\phi_{EI} = 0.9$

$$a > 1.3 b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Nota: Tomado de la norma (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015)

Coefficiente de regularidad en planta ϕ_P . La (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) indica que el coeficiente ϕ_P se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura. Se usará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB}$$

ϕ_{PA} : Mínimo valor ϕ_{PI} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 1,2 y/o 3

ϕ_{PB} : Mínimo valor ϕ_{PI} de cada piso i de la estructura en el caso de las irregularidades tipo 4

ϕ_{PI} : Coeficiente de configuración en planta

Coeficiente de regularidad en elevación ϕ_E . La (NEC, Peligro sísmico: Diseño Sismo resistente, 2015) indica que el coeficiente ϕ_E se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregular en elevación de la estructura. Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB}$$

ϕ_{PA} : Coeficiente de regularidad en elevación

ϕ_{EA} : Mínimo valor ϕ_{EI} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{EI} en cada piso se calcula el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} : Mínimo valor ϕ_{EI} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{EI} en cada piso se calcula el mínimo.

2.3 Cubiertas verdes

Las cubiertas vegetales son sistema desarrollados para favorecer la vida vegetal en la parte superior de las cubiertas. Estos sistemas, además de proteger la impermeabilización de la construcción, aportan una amplia gama de beneficios estéticos y ecológicos (Asociación Española de Cubiertas Verdes 2018).

2.3.1 Ventajas de la cubierta verde

Debido a la concentración de edificios y tránsito vehicular, la vida en nuestras ciudades se ha vuelto insana. Los autos y calefacción consumen el escaso oxígeno de hoy día y producen sustancias nocivas en abundancia. (Minke)

A continuación, el autor nos menciona las diversas ventajas de la cubierta verde:

- Reducción de las superficies pavimentadas
- Producción de oxígeno, consumo de dióxido de carbono
- Limpieza del aire
- Reducción del remolino de polvo
- Regulación de la temperatura
- Regulación de la humedad
- Protección de la membrana impermeable, vida útil
- Efecto de aislación térmica
- Protección térmica en verano
- Aislación acústica
- Protección contra incendios
- Capacidad de retención del agua
- Percepción de aromas
- Efectos estéticos
- Espacio vital para insectos
- Integración con el paisaje

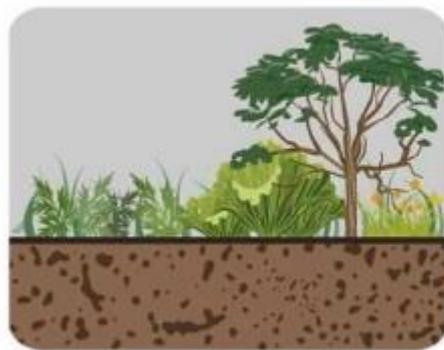
2.3.2 Tipos de cubiertas verdes

2.3.2.1 Cubierta verde intensivo

(Buitrago 2019) nos indica que estas requieren de un sistema más complejo en la medida en la que se instalan grandes capas de vegetación que además son muy diversas. Un ejemplo de este tipo de cubiertas con los jardines que cumplen con funciones de ser parques o jardines pequeños y/o domésticos y que sirven como espacios de esparcimiento y relajación para las personas. Por tal motivo, se trata de cubiertas que admiten una gran biodiversidad.

Figura 6

Cubierta intensiva



Intensivo

Espesor: 40 - 100 cm.

Peso: Superior a 400 kg/m².

Vegetación: Gramíneas,
Herbáceas, Arbustos y Árboles

Mantenimiento: Alto

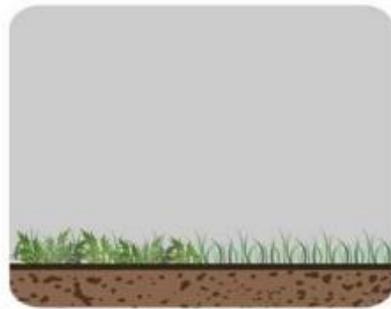
Nota: Tomado de (Buitrago 2019)

2.3.2.2 Cubiertas extensivas

De acuerdo con (Buitrago 2019) este tipo de sistema de cubierta se define como el más ligero y, por lo tanto, el más económico, aunque cumple igualmente con sus funciones sociales, económicas y ecológicas. Debido a su ligereza, exige menos costos de mantenimiento y, por lo tanto, es el tipo de cubierta verde que más se usa, sobre todo para espacios de difícil acceso o que están ubicados en una gran pendiente.

Figura 7

Cubierta extensiva



Extensivo

Espesor: 10 - 20 cm.

Peso: 70 - 160 kg/m².

Vegetación: Sedums, Musgos, Gramíneas y Herbáceas.

Mantenimiento: Bajo

Nota: Tomado de (Buitrago 2019)

Así mismo nos recomiendan las siguientes especies:

Figura 8

Especies de plantas que se puedan instalar

Calanchoe	Orquídea pecosa (stenorhynchus)	Helecho arbóreo	Helecho pequeño	Anturio blanco	Helecho peine
Elleanthus (orquídea con flor de mazorca)	Sedum	Pleurothallis	Cyrtochilum	Clavel chino	Prescofia
Gazania	Helecho Dólar (aglaonema)	Afelandra	Bromelia	Gomphichis	Poinsettia
Anturio	Margarita	Helecho nido de ave	Limonio	Azalea	Mano de dios
Anigozanthos (pata de canguro)	Panicetos	Amaranto rosado	Vinca	Ajuga	Gazania amarilla
Cebollino ornamental	Eneldo	Rúgula	Espárrago	Romero	Orejas de conejo
Estragón	Arvejas	Rábano	Perejil	Cidrón	
Menta	Tomillo	Hierbabuena	Manzanilla	Sedum moranense (cordoncillo, chismes, jaspalache)	Cilantro
Gerberas	Albahaca morada	Estrella de Belén	Billetes	Lirio naranja	Girasoles
Lirio iris	Pichón verde	Astromelia	Azulina		

Nota: Tomado de (Buitrago 2019)

2.3.3 Consideraciones de carga

(Minke) menciona que para el dimensionado de la construcción del techo hay que tomar en cuenta, como carga permanente, el peso total del techo, el sustrato en el estado de saturación de agua y también la carga de la vegetación.

2.4 Centro Gerontológico

Los centros gerontológicos constituyen un nivel asistencial de cuidados de larga duración, destinados de forma prioritaria a pacientes de edad avanzada, con dependencia física y/o psíquica, comorbilidad y problemática social (Vitoria 2007)

2.4.1 *Objetivos de un Centro Gerontológico residencial*

Según la Norma Técnica del MIES (social 2019) nos indican los siguientes:

- Brindar una atención integral por medio de los servicios de alojamiento y cuidado.
- Mejorar o mantener- hasta donde sea posible- la capacidad funcional y mental de los usuarios, mediante la participación en terapias y programas adecuados.
- Otorgar un ambiente confortable, seguro y limpio.
- Brindar una alimentación sana, equilibrada, variada, respetando la capacidad de elección y dietas especiales.

2.4.2 *Características físicas*

Así mismo la (social 2019) nos señala que la unidad de atención debe contar con espacios y ambientes propicios para las actividades de atención, recreación, revitalización, integración y socialización de las personas adultas mayores, en un ambiente de seguridad, confianza, familiaridad, bienestar y libre de barreras arquitectónicas. Por lo tanto, debe contar con las siguientes características:

- Espacios amplios y seguros con cerramiento y vigilancia;
- Acceso vehicular para aprovisionamiento y emergencias;
- La unidad de atención, en lo posible debe tener una sola planta y en caso de contar con más, debe tener facilidades como rampas, gradas seguras, pasamanos, ascensores o montacargas;
- Facilidad para la circulación con ayudas mecánicas y técnicas;
- Los pisos deben ser de materiales antideslizantes para prevenir caídas;
- Puertas anchas de fácil manejo y circulación, deben tener un mínimo de 90 cm de ancho.
- Iluminación y ventilación natural, sin humedad;
- Espacios para almacenamiento de alimentos fríos y secos;
- Bodegas para materiales de limpieza e inflamables, etc;
- Deben existir pasamanos en baños, inodoros, vestidores y espacios de circulación común;
- Los techos deben ser de material durable, resistente, impermeable y sin goteras;
- Espacios verdes y patios que permitan el desarrollo de actividades de recreación.

2.4.3 *Espacio físico y equipamiento*

La unidad de atención debe disponer de las siguientes áreas y equipamiento en funcionamiento de acuerdo con la Norma Técnica del MIES (social 2019):

- Área de administración y recepción
- Área de dormitorios
- Área de psicología y/o trabajo social
- Área de fisioterapia y rehabilitación
- Área terapia ocupacional, recreativa y/talleres
- Área médica básica y/o de primeros auxilios
- Área de cocina
- Área de comedor
- Áreas de servicios de lavado y planchado
- Espacio para organización de alimentos
- Espacio para material de aseo
- Baños
- Espacio exterior con áreas verdes y patios
- Salida de emergencia y evacuación
- Servicios básicos

- Espacios para personas adultas mayores con trastornos de conducta

2.5 MARCO NORMATIVO

2.5.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015

De acuerdo con (vivienda) la NEC recoge una serie de normativas, de obligatorio cumplimiento a nivel nacional, por las cuales se establecen los requisitos mínimos de seguridad y calidad que deben cumplir las edificaciones a nivel nacional, en todas las etapas del proceso constructivo. Para nuestro proyecto se emplearán las siguientes:

2.5.2 Requisitos para el diseño sísmico del hormigón armado (NEC-SE-DS)

La (NEC 2014) señala que el diseño sísmico, se hará de acuerdo con la norma NEC-SE-DS, salvo indicando el capítulo 21 del Código ACI-318 (Estructuras sismo resistentes) el cual debe cumplir con el requisito de ductilidad y disipación de energía.

2.5.3 Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)

La NEC-SE-CG (NEC, Cargas (no sísmicas), 2015) trata de las cargas permanentes (principalmente debidas al peso propio), de las cargas variables (cargas vivas y cargas climáticas) y de sus combinaciones. Las combinaciones de cargas incluyen las cargas accidentales tratadas en las NEC—SE-DS y NEC-SE-RE

2.5.4 Peligro sísmico: diseño sismo resistente (NEC-SE-DS)

Este capítulo pone a disposición de los calculistas, diseñadores y profesionales del sector de la construcción, las herramientas de cálculo, basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica y que les permiten conocer las hipótesis de cálculo que están adoptando para la toma de decisiones en la etapa de diseño (NEC 2015)

2.5.5 Estructuras de hormigón armado

En este capítulo se aplica a edificaciones donde el sistema resistente a cargas sísmicas este compuesto por:

- Pórticos especiales
- Muros estructurales de Hormigón armado

La NEC-SE-HM (2015) trata de hormigón normal armado.

2.6 NEC-SE-CG

La NEC-SE-CG señala el tipo de cargas a considerar en el cálculo y diseño de toda edificación. Incluye las combinaciones de la NEC-SE-DS y NEC-SE-RE (cargas sísmicas). Las otras cargas no serán incluidas en los cálculos.

Reducción de las cargas vivas

La NEC-SE-CG (2015) señala las limitaciones de ciertas cargas, las cuales no se podrá reducir las sobrecargas, estas son:

- Sobrecargas en cubiertas
- Cargas sobrecargas pesadas

- No se reducirá las sobrecargas cuando el valor de la carga viva sea mayor a 4.8 kN/m².

- Cuando existan sobre el elemento de soporte dos o más pisos, se podrá reducir de 20% la sobrecarga.

- Estacionamiento para vehículos de pasajeros
- Ocupaciones especiales

- No se permite reducción de sobrecargas en lugares de reuniones públicas

- Limitaciones para losas en una dirección

- El área tributaria para losas en una dirección no podrá exceder una superficie definida por un ancho de la losa, normal a la luz, igual a 1.5 veces la luz principal de la losa y la luz de la losa.

Caso general

Para calcular la carga reducida de los elementos estructurales, usamos la siguiente ecuación:

$$K_{LL} A_T$$

Si el resultado de la ecuación anterior es mayor a 35 m², la sobrecarga se calcula con la siguiente ecuación:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Donde:

L: Sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

L_o: Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

K_{LL}: Factor de sobrecarga según el elemento de soporte

At: Área tributaria en metros cuadrados.

Tabla 16

Factor de sobrecarga del elemento de soporte KLL.

Elemento	K_{LL}
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con las losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde con losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los elementos no identificados incluyendo:	
Vigas de borde con losas en volado	
Vigas en volado	
Losas en una dirección	
Losas en dos direcciones	1
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Nota: Tomado de NEC-SE-CG (2015)

Símbolos y anotación

La NEC-SE-CG (2015) indica los símbolos que se utilizan en las combinaciones:

D Carga permanente

E Carga de sismo

L Sobrecarga (carga viva)

Lr Sobrecarga cubierta (carga viva)

S Carga de granizo

W Carga de viento

Combinación para el diseño por última resistencia

Toda estructura debe ser diseñada con una resistencia de diseño igual o mayor a los efectos de cargas incrementadas. Las diferentes combinaciones son:

Combinación 1

$$1.4 D$$

Combinación 2

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [Lr; S; R]$$

Combinación 3

$$1.2 D + 1.6 \max. [Lr; S; R] + \max. [Lr; 0.5 W]$$

Combinación 4

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max [Lr; S; R]$$

Combinación 5

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

Combinación 6

$$0.9 D + 1.0 W$$

Combinación 7

$$0.9 D + 1.0 E$$

* Para las combinaciones 3, 4 y 5: $L \leq 0.5 \text{ kN/m}^2$ si $L_0 \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$ (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas)

2.7 NEC-SE-DS

2.7.1 CARGAS

2.7.1.1 Carga muerta

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC 2015)

Tabla 17

Peso unitario de materiales de construcción

Material	Peso unitario kN/m ³
B. Piedras artificiales	
Baldosa cerámica	18.0
Hormigón armado	24.0

Nota: Tomado de la NEC-SE-DS

2.7.1.2 Carga viva

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizan en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (NEC 2015)

Tabla 18

Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo, y concentradas

Operación uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Corredores	4.80	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4.8	
Residencia	2.00	

2.7.1.3 Cargas sísmicas

Son las cargas accidentales (en construcción nueva y en rehabilitación), objeto de las normas NEC-SE-DS y NEC-SE-RE. (NEC 2015)

2.7.2 Bases del diseño sismo resistente

Se aplicará la filosofía de diseño basada en desempeño. Los requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras de edificación. (NEC 2015)

2.7.2.1 Diseño basado en desempeño

El objetivo de desempeño de la filosofía de diseño basada en desempeño busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial (NEC 2015)

2.8 NEC-SE- HM

2.8.1 Hormigón armado

El hormigón armado es un material compuesto, en donde sus elementos componentes conservan sus propiedades, realizando cada uno de ellos su aporte estructural. El hormigón por su parte aporta resistencia a la compresión, masa y durabilidad, mientras que el acero aporta resistencia a la tracción y adecuadamente ubicado en cantidad y posición, aporta ductilidad (Orler 2016).

Requisitos de resistencia

En la sección 2.2.2 señala que el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

P_u : Resistencia a carga axial requerida

M_u : Resistencia a momento requerida

V_u : Resistencia a cortante requerida

Resistencia a la compresión

La tabla 19 señala los factores de reducción de resistencia.

Tabla 19*Factores de reducción de resistencia*

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.9
Tracción axial	0.9
Secciones controladas por compresión	
Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Nota: Tomado del *Código ACI 318-19***Diámetros del acero de refuerzo**

En la sección 3.4.2 indica que en toda construcción de hormigón armado el refuerzo empleado en esta debe tener definido un diámetro nominal (db), en la tabla 20 observamos los valores:

Tabla 20*Diámetros mínimos y máximos de las varillas de refuerzo*

Tipo	diámetro mínimo de barra, db	Diámetro máximo de barra, db
Barras corrugadas	8 mm	36 mm
Alambre para mallas	4 mm	10 mm
Estribos	10 mm	16 mm

2.8.1.1 Sistema aporticado de Hormigón Armado

El sistema aporticado se encuentra conformado por columnas y vigas, a partir de las dimensiones de estas; se logran controlar los desplazamientos bajo cargas horizontales cumpliendo los límites permitidos de deriva, usando

generalmente en zonas de baja, media y alta sismicidad (Erick J. Chávez Amaguaña 2022)

2.8.1.2 Elementos en flexión

2.8.1.2.1 Requisitos para elementos en flexión

La (NEC 2015) nos indica que las vigas y otros elementos estructurales de pórticos en flexión deberán presentar las siguientes características:

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas,
- Resistir esas fuerzas fundamentales por flexión,
- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento, P_u , no exceden $0.1 F_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.

Dónde:

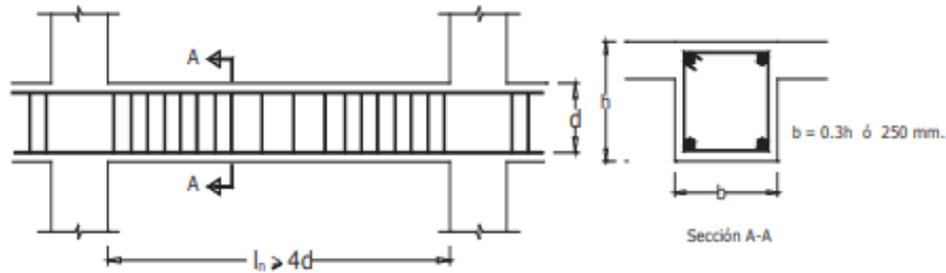
f_c Resistencia a la compresión del Hormigón (MPa)

A_g Área bruta de la sección (mm²)

- La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal
- El ancho mínimo b sea 250 mm
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318 sección 9.5 (“control de las deflexiones)

Figura 9

Características de los elementos a flexión



Nota: Tomado de (NEC 2015)

El ϕV_n de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de a y b:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los elementos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por la NEC-SE-DS.

Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión

La NEC-SE-HM en la sección 4.2.5 indica que toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_s \geq \left[\frac{1.4}{f_y} b_w d, A_s = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d \right]$$

Donde:

A_{smin} : Área mínima de refuerzo de flexión (mm²)

b_w : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

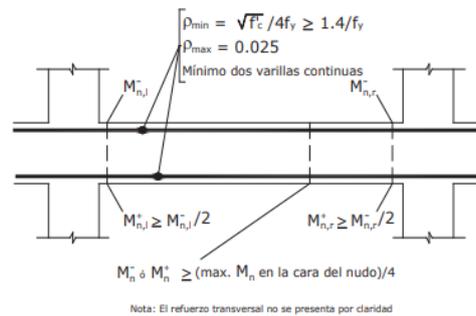
d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

F_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

F_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón (MPa)

Figura 10

Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos de flexión



Nota: Tomado de *NEC-SE-HM (2015)*

Capacidad de momento

La sección 4.2.6 de la NC-SE-HM señala que la capacidad del momento positivo M⁺, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo M⁻ en ese extremo:

$$M^+ \geq 0.5 M^-$$

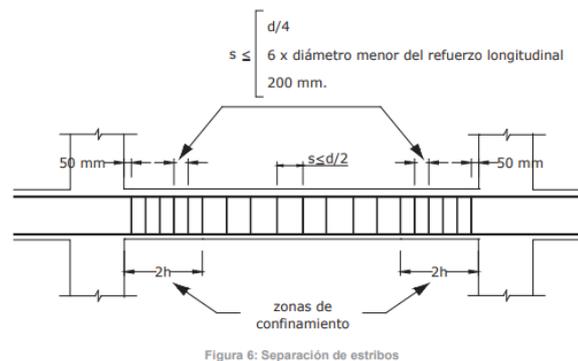
Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquier de los dos nudos.

Ubicación de los estribos para confinamiento

La sección 4.2.8 (b) indica que para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones (figura 11).

Figura 11

Separación de estribos



Nota: tomado de la *NEC-SE-HM (2015)*

2.8.2 Elementos en flexo-compresión

2.8.2.1 Requisitos para elementos en flexo-compresión

De acuerdo con (NEC 2015) los requisitos de esta sección se aplicarán a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presentan las siguientes características:

- Sea parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas,
- Soporten fuerzas axiales que exceden $0.10 f'c A_g$ en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas,
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.4 o en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor a la sección transversal del elemento.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm.

2.8.3 Elementos de pórtico

2.8.3.1 Resistencia a cortante de elementos en flexión

La resistencia a cortante ultima de elementos en flexión con ductilidad local optima dictada en la (NEC 2014) señala que no debe ser menor que:

- La requerida por el análisis de la estructura,
- La correspondiente a un elemento con rotulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, calculada de la siguiente manera:

$$\phi_s V_N \geq \frac{M_i^o + M_j^o}{L - d} + V_{ug}$$

Dónde:

M_i, M_j	Capacidades en momento multiplicadas por el factor de sobre-resistencia, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, para las dos direcciones de carga.
L	Longitud entre caras del elemento en flexión.
d	Altura efectiva del elemento.
V_{ug}	Cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga muerta sin mayorar que actúa sobre el elemento.
V_n	Resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s$$

2.8.3.2 Resistencia a cortante de elementos en flexo-compresión

La resistencia a cortante ultimo de elementos en flexo – compresión establecida en (NEC 2015) dice que debe ser mayor o igual que la requerida por el análisis V_e , multiplicada por el factor de sobre resistencia de las vigas que llegan al nudo.

Sin embargo, no necesita ser mayor que la correspondiente a un elemento con rotulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$\phi_s V_N \geq \phi^0 V_E + 0.1 \mu V_{E,base} \leq \frac{M_t^0 + M_b^0}{H_c}$$

Dónde:

H Altura libre de la columna y los demás términos fueron definidos anteriormente.

M_b Momento mayorado en la dirección de la luz larga utilizado en el diseño de losas en dos direcciones según C.13.9. N•mm,

V_N Resistencia nominal en cortante (N)

V_E Resistencia probable a momento del elemento (N)

M_t Sin definición

μ Coeficiente de ductilidad

2.9 Análisis estructural

Método de análisis simplificado para vigas continuas no prees forzada y losas en una dirección

Mu debido a cargas gravitacionales debe calcularse de acuerdo con lo que indica la tabla 21

Tabla 21
Momentos aproximados para vigas continuas no prees forzadas y losa en una dirección

Momento	Ubicación	Condición	Mu
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$\frac{W_u l_n^2}{14}$
		El extremo discontinuo no está restringido	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
	Vanos interiores	Todos	$\frac{W_u l_n^2}{16}$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con columna de apoyo	$\frac{W_u l_n^2}{24}$
		Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$\frac{W_u l_n^2}{16}$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$\frac{W_u l_n^2}{9}$
		Mas de dos vanos	$\frac{W_u l_n^2}{10}$

	Todas	$\frac{W_u l_n^2}{11}$
Las demás caras de apoyos Cara de todos Los apoyos que cumplan con (a) o (b)	Losas con luces que no excedan de 3m Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$\frac{W_u l_n^2}{12}$

Nota: Tomado *del ACI 318-19*

Para calcular los momentos negativos, l_n debe ser promedio de las luces de los vanos adyacentes. En la tabla 22 se muestran las ecuaciones para el cálculo de V_u debido a cargas gravitacionales.

Tabla 22

Cortantes aproximados para vigas continuas no prees forzadas y losa en una dirección

Ubicación	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$\frac{1.15 W_u l_n}{2}$
Cara de todos los demás apoyos	$\frac{W_u l_n}{2}$

Nota: Tomado *del ACI 318-19*

Requisitos de diseño y durabilidad

La sección 19.2.2.1 señala que se calcula el módulo de elasticidad, E_c , mediante las siguientes ecuaciones:

- a) Para valores de w_c entre 1440 y 2560 kg/m³

$$E_c = w_c^{0.15} * 0.14 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa})$$

- b) Para concreto de peso normal

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en kg/cm}^2)$$

2.9.1 Losa en una dirección

En el capítulo 7 del ACI 318-19, señala los requisitos para el diseño de losas de concreto, no preesforzadas y preesforzadas, reforzadas a flexión en dirección, incluyendo:

- a) Losas macizas
- b) Losas construidas en obra sobre tableros permanentes de acero, consideradas como no compuestas
- c) Losas compuestas de elementos de concreto construidas en etapas diferentes, pero interconectadas de manera tal que todos los elementos resistan las cargas como una sola unidad
- d) Losas alveolares prefabricadas preesforzadas.

Límites de diseño

En la tabla de la sección 7.3.1.1 señala que para las losas macizas no preesforzadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los límites para las deflexiones calculadas.

Tabla 23

Espesor de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	H mínimo
Simplemente apoyadas	1/20
Un extremo continuo	1/24
Ambos extremos continuos	1/28
En voladizo	1/10

Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 420 \text{ M'Pa}$

Resistencia requerida

En la sección 7.4.1.2 indica que la resistencia requerida debe calcularse de acuerdo con los procedimientos de análisis del capítulo 6.

La sección 7.4.2.1 señala que, para losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular V_u en la cara del apoyo

En la sección 7.4.3.1 menciona que, para las losas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular M_u en la cara del apoyo.

Resistencia de diseño

En la sección 7.5.1.1 la resistencia de diseño en todas las secciones de la losa debe satisfacer $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) y (b)

a) $\phi M_n \geq M_u$

b) $\phi V_n \geq V_u$

Límites de refuerzo

La sección 7.6.1 señala que debe colocarse un área mínima de refuerzo a flexión A_{smin} de $0.0018 A_g$. En esta sección se indica que el área para barras corrugadas usado como refuerzo mínimo es el mismo para el refuerzo de tracción y temperatura, el refuerzo mínimo para flexión debe ser colocado lo más cerca posible de la cara en tracción

Refuerzo de tracción y temperatura

Esta sección señala que el refuerzo de tracción y temperatura debe colocarse en forma perpendicular al refuerzo a flexión y que el espaciamiento del refuerzo corrugado no debe exceder el menos de $5h$ y 450mm .

2.9.2 Vigas

En el capítulo 9 indica que fue desarrollado para aplicarse en el diseño de vigas no preesforzadas y no preesforzadas, incluyendo:

- a) Vigas de elementos compuestos de concreto construidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera que respondan a las cargas como una sola unidad.
- b) Sistemas de viguetas en una dirección
- c) Vigas de gran altura

Límites de diseño

La altura mínima de una viga no preesforzada debe cumplir con lo dictado en la tabla 27:

Tabla 24

Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	1/16
Con un extremo continuo	1/8.5
Ambos extremos continuos	1/21
En voladizo	1/8

Nota: Fuente ACI 318-19

Resistencia de diseño

La sección 9.5.1.1 señala que, para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones debe cumplir con $\phi S_n > U$ incluyendo de (a) hasta (b). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los

efectos de las cargas. Las condiciones de diseño indican las fuerzas y momentos típicos que deben considerarse.

a) $\phi Mn \geq Mu$

b) $\phi Vn \geq Vu$

c) $\phi Tn \geq Tu$

d) $\phi Pn \geq Pu$

Límites del refuerzo

En la sección 9.6.1.1 señala que se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_s \min$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción

Este parámetro tiene la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de figuración con un margen apropiado. Con el fin de la viga sea capaz de sostener carga después del comienzo de figuración por flexión, con figuración y deflexiones visibles, de modo que advierta de una posible sobrecarga.

$$\frac{0.80 \sqrt{f'c}}{fy} b_w d$$

$$\frac{1.4}{fy} b_w d$$

En la sección 9.6.3.4 indica que cuando se requiere refuerzo $A_s \min$ debe cumplir con lo siguiente:

Tabla 25*Av, min requerido*

Tipo de viga	Av min/s		
No preesforzada y preesforzadas con $A_{os} f_{se} < 0.4 (A_{os} f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.2 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{os} f_{se} \geq 0.4 (A_{os} f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.2 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
	El menor de:	$\frac{A_{ps} f_{pu}}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Nota: Tomado del ACI 318-19**Detalle del refuerzo**

El recubrimiento de concreto de refuerzo debe cumplir con 20.5.1.

El ACI 318-19 en la sección 20.5.1.3.1 indica que los miembros de concreto no preesforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo igual al menos al lado según lo señala la tabla 26.

Tabla 26

Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el	Todos	Todos	75

Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras N° 19 a N° 57	50
		Barras N° 16,	40
		alambre MW 200 o MD 200, y menores.	40
		Barras N° 36 y menores	20
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Losas, viguetas y muros, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento.	40

Nota: Tomado del *ACI 318-19*

La sección 9.7.6.2.1 señala que el refuerzo por cortante a lo largo del miembro, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

El espaciamiento máximo de ramas de refuerzo cortante a lo largo del miembro y a través del ancho del miembro debe cumplir con lo siguiente:

Tabla 27

Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante

		s máximo, mm				
		Viga no preesforzada			Viga preesforzada	
V_s , requerido		A lo largo de la longitud	A través del ancho		A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$	El menor de:	d/2	d	600mm	3h/4	3h/2
$> 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$	El menor de:	d/4	d/2	30mm	3h/8	3h/4

Nota: Tomado del *ACI 318-19*

En la sección 9.7.6.2.3 indica que tanto los estribos inclinados como el refuerzo longitudinal doblado para actuar como refuerzo de cortante deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45° que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad de la altura del miembro, hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos una línea de refuerzo cortante.

La sección 9.7.6.3.1 indica que cuando se requiera, el refuerzo transversal para torsión debe consistir en estribos cerrados que cumplan con 25.7.1.6 o estribos cerrados de confinamiento.

Para miembros no preesforzados, V_c debe calcularse según los parámetros indicados a continuación:

Tabla 28

V_c para miembros no preesforzados

Criterio		V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquier	$\left(0.53 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 Ag}\right) b_w d$	(a)
	de los dos	$\left(2.1 \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 Ag}\right) b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left(2.1 \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 Ag}\right) b_w d$	(c)

Nota: Tomado del ACI 318-19

La carga axial, U_n , es positiva para compresión y negativa para tracción.

V_c no debe tomarse menor que cero.

2.9.3 Vigas de pórticos especiales resistentes a momento

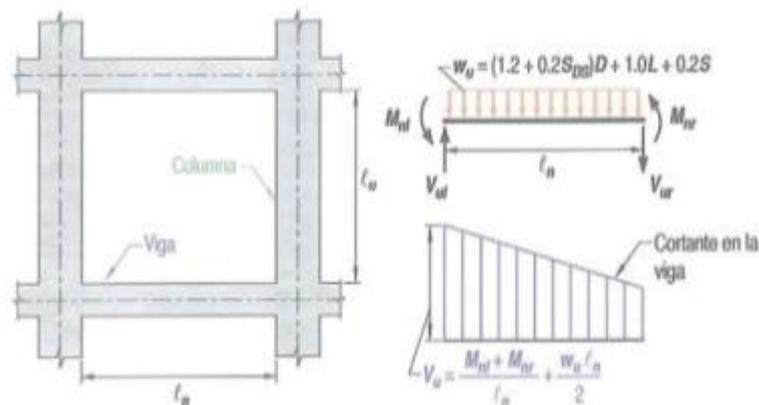
Los parámetros señalados en esta sección aplican a vigas que son parte de un sistema creado a soportar fuerzas sísmicas, debe resistir flexión y cortante.

Con lo mencionado en la sección 18.4.2.3(a), para calcular la fuerza cortante mayorada se debe realizar un diagrama de cuerpo libre y mediante este

gráfico se toma los momentos, como muestra la gráfica 7 para hallar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\phi=1$ para momento) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. El cortante asociado con esta condición $[(M_{ul} + M_{ur})/l_u]$ se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales y efectos sísmicos verticales para obtener así, el cortante de diseño de la viga. La carga muerta, la carga viva y la carga de nieve se han supuesto uniformemente distribuidas. La figura también muestra que los efectos sísmicos verticales se incluyen como es requerido por el reglamento general de construcción. El ASCE/SEI 7 requiere que se incluyan los efectos sísmicos verticales, $0.2 SDS$

Figura 12

Cortante de diseño para viga



Nota: Tomado del ACI 318-19

La sección 18.4.2.4 dice que en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menos de (a) hasta (d):

- a) $d/4$.
- b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

- c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- d) 300 mm.

El ACI 318-19 (2019) indica que el espaciamiento no debe exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga.

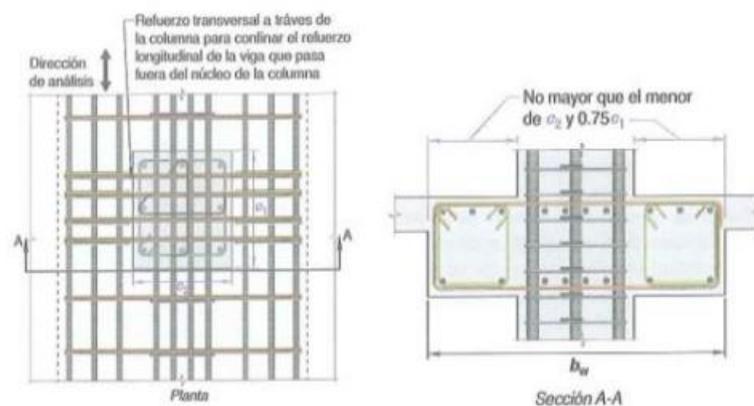
Según los límites dimensionales las vigas deben cumplir los siguientes parámetros

- a) La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$
- b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm
- c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75 c_1$

En la figura 13 se visualiza el detalle de una viga bien reforzada, esta muestra el ancho efectivo máximo de una viga.

Figura 13

Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido



Nota: Tomado del ACI 318-19

Refuerzo longitudinal

En la sección 18.6.3.1 se especifica que las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección,

tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.0025 para refuerzo grado 420 y 0.002 para refuerzo grado 550.

La sección 18.6.3.2 indica que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

La sección 18.6.3.3 menciona que solo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras empalmadas por traslape no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las ubicaciones identificadas como:

- a) Dentro de los nudos.
- b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo.
- c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte a las barras de refuerzos, en la sección 18.6.4.1 indica que deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.

- b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango clásico de comportamiento.

La sección 18.6.4.4 nos dice que el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d):

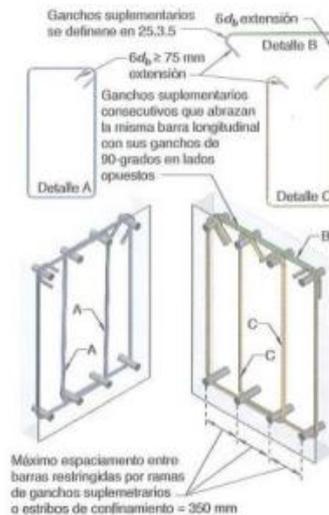
- a) $d/4$.
- b) 150 mm.
- c) Para acero grado 420, 6db del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
- d) Para acero grado 550, 5db del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

La sección 18.6.4.5 especifica que donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, estos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5

En la sección 18.6.4.6 se menciona que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga. La figura 9 muestra una viga con estribos cerrados de confinamiento:

Figura 14

Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.



Nota: Tomado del ACI 318-19

Fuerza de diseño

El código ACI 318-19 (2019) determina que la fuerza cortante de diseño V_c debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable M_{pr} y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas verticales mayoradas.

Refuerzo transversal

El ACI 318-19 (2019) menciona que el refuerzo transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde:

- La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;

- b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos, es menor $A_g F'_c / 20$

2.9.4 Columnas

El ACI 318-19 (2019) especifica que los requisitos mencionados en este capítulo se deben aplicar al diseño de columnas no preesforzadas y preesforzadas, incluyendo pedestales de concreto estructural.

Límites de diseño

No se ha especificado tamaños mínimos explícitos para columnas con el fin de permitir el uso de columnas de concreto reforzado con secciones transversales pequeñas en estructuras poco cargadas.

La sección 10.3.1.1 dicta que, en columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, refuerzo requerido y resistencia de diseño, correspondientes a una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real.

Resistencia de diseño

La sección 10.5.1.1 indica que, para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con $\phi S_n > U$, incluyendo (a) hasta (d). Se debe considerar la interacción entre los efectos de carga.

- a) $\phi P_n \geq P_u$
- b) $\phi M_n \geq M_u$
- c) $\phi V_n \geq V_u$
- d) $\phi T_n \geq T_u$

Límites del refuerzo

La sección 10.6.1.1 dice que para columnas no preesforzadas y columnas preesforzadas con $f_{pe} < 1.6$ MPa de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que $0.01 A_g$, ni mayor que $0.08 A_g$.

Refuerzo mínimo para cortante

El fundamento del refuerzo mínimo para cortante es el mismo para columnas que para vigas, en la sección 10.6.2.1 se especifica que debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_v \text{ min}$, en todas las regiones donde $V_u > 0.5 \phi V_c$.

Refuerzo longitudinal

Esta sección 10.7.3.1 menciona que se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están rodeadas por estribos rectangulares o circulares. Para otras configuraciones de los estribos, debe proveerse una barra longitudinal en cada vértice o esquina y debe proveerse el refuerzo transversal apropiado.

Refuerzo transversal

En la sección 10.7.6.5.1 se especifica que cuando se requiera, debe colocarse refuerzo para cortante usando estribos, estribos de confinamiento o espirales.

El espaciamiento del refuerzo de cortante debe cumplir con los parámetros:

Tabla 29*Espaciamiento máximo para el refuerzo cortante*

		s máximo, mm		
V_s , requerido		Columna no preesforzada		Columna preesforzada
$\leq 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$	El menor de:	$d/2$	600mm	$3h/4$
$> 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$	El menor de:	$d/4$	30mm	$3h/8$

Nota: Tomado del ACI 318-19

2.9.5 Columnas de pórticos especiales resistentes a momento

El ACI 318-19 (2019) indica que los requisitos que se mencionan en esta sección se aplican en columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerza axial.

Limites dimensionales

Según el código ACI las columnas deben cumplir con:

- a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm.
- b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

Refuerzo longitudinal

La sección 18.7.4.1 expresa que el área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01 A_g$ y no debe exceder $0.06 A_g$. Según la sección 18.7.3.2, la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir con:

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

Refuerzo transversal

La sección 18.7.5.1 dice que debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud l_0 medida $6l_1$ desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales que exceden el rango elástico de comportamiento. La longitud l_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- b) Un sexto de la luz libre de la columna.
- c) 450 mm.

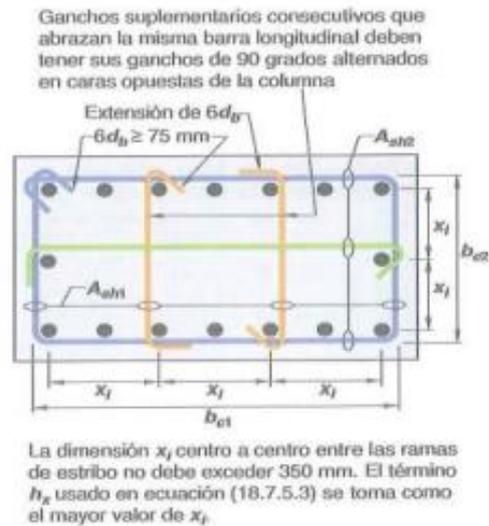
La sección 18.7.5.3 especifica que la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- b) Para acero grado 420 6db de la menor barra de refuerzo.
- c) Para acero grado 550 5db de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- d) S_0 según se calcule por medio de la ecuación.

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3}\right)$$

Figura 15

Ejemplo de refuerzo transversal en columnas



Nota: Tomados del ACI 318-19

El valor de S_o no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm. En la figura 10 se logra visualizar una columna con estribos cerrados de confinamiento el cual funciona como refuerzo transversal.

La cantidad de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales debe cumplir lo exigido en la tabla 33.

Tabla 30

Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
$\frac{A_{sh}}{s b_c}$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$\frac{P_u}{A_g f'_c} \leq 0.3$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$\frac{P_u}{A_g f'_c} > 0.3$ o $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
		$0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)

ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$\frac{P_u}{f_c} \leq 0.3 A_g f_c$ y	Mayor de (d) y (c)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$	(d)
	$f_c \leq 70 \text{ MPa}$			
	$\frac{P_u}{f_c} > 0.3 A_g f_c$ o	Mayor de (d), (c) y (f)	$0.12 \frac{f_c}{f_{yt}}$	(e)
	$f_c > 70 \text{ MPa}$		$0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$	(f)

Nota: Tomado del ACI 318-19

La sección 18.7.5.5 menciona que más allá de la longitud lo especificada en 18.7.5.1, la columna debe tener refuerzo en forma espiral que cumpla con 25.7.3 o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, que cumplan con 25.7.2 y 25.7.4, con una espaciamiento s que no exceda al menor de 150 mm, 6db de la menor barra longitudinal Grado 420 de la columna y 5db de la menor barra longitudinal grado 550 de la columna, a menos que 18.7.4 o 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

Resistencia a cortante

Según la sección 18.7.6.1.1, especifica que las fuerzas de cortante de diseño V_c se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_c puede ser menor que el cortante mayorada determinado a partir del análisis de la estructura.

En la sección 18.7.6.2.1 se especifica que el refuerzo transversal en las longitudes l_o , definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c=0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1, representa la mitad o más de la resistencia requerida dentro de 10.
- b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico menor que $A_g f'_c/20$.

2.9.6 Estructura sismo resistente

El capítulo 18 contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto construida en obra o prefabricada capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin deterioro crítico de su resistencia, también relacionan los requisitos de detallado con el tipo de sistema estructural y categoría de diseño sísmico (CDS).

El ACI 318-19 (2019) detalla los parámetros que se aplican al diseño y construcción de las estructuras de concreto no preesforzado y preesforzado asignadas a las categorías de diseño sísmico (CDS) B hasta F, incluyendo cuando corresponda:

- a) Los sistemas estructurales que se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, incluyendo los diafragmas, pórticos resistentes a momentos, muros estructurales y cimentación.
- b) Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, pero que se requieren para soportar otras cargas al mismo tiempo que se ven sometidos a deformaciones asociadas a los efectos sísmicos.

Las disposiciones que este capítulo menciona tienen como función hacer que la estructura resista los movimientos sísmicos mediante una respuesta dúctil e inelástica de miembros seleccionados.

2.9.7 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

De acuerdo con lo que el ACI 318-19 (2019) dicta en sus normas esta sección se aplica a nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a

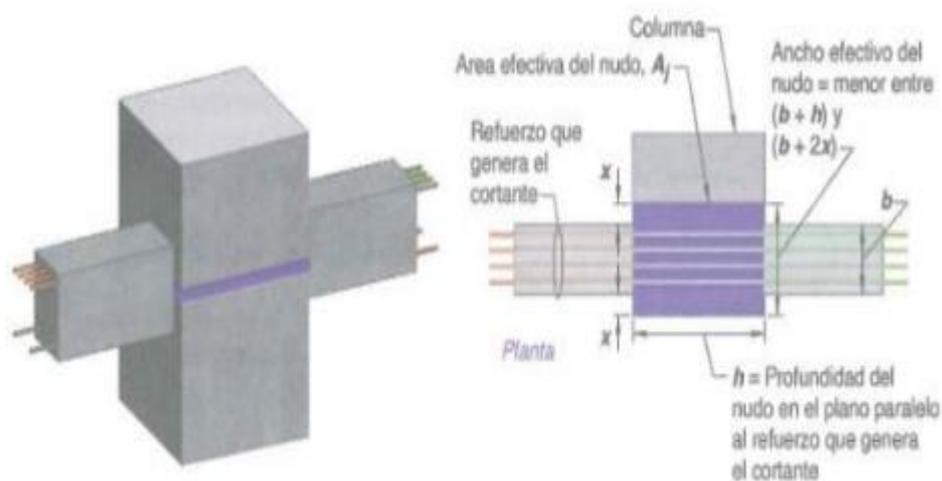
momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de los nudos en pórticos de concreto reforzado está asociado con deformaciones unitarias en el refuerzo, las cuales exceden ampliamente la deformación unitaria de fluencia, según con lo que dicta el código ACI 318-19 (2019) las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$.

Según la sección 18.8.2.3 donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, la altura h del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor de (a) hasta (c):

- a) $(20/\lambda)$ db de la mayor barra longitudinal grado 420, donde $\lambda=0.75$ para concreto liviano y $\lambda=1$ para todos los otros casos.
- b) 26 db de la mayor barra longitudinal grado 550.
- c) $h/2$ de cualquiera viga que aporte en el nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración.

Figura 16

Área efectiva del nudo



Nota: Tomado del ACI 318-19

La sección 18.8.2.2 especifica que el refuerzo longitudinal que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara del núcleo del nudo más distante y desarrollarse, en tracción, de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

Para calcular la longitud de desarrollo de barras en tracción se utiliza la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f'c}}$$

El valor λ debe ser 0.75 para concreto que contenga agregado liviano y 1 para otros casos.

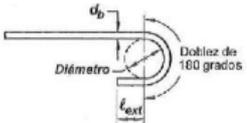
El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del núcleo

En la tabla 00 se detallan los parámetros que debe cumplir el diámetro mínimo interior de doblado para barras usadas como refuerzo transversal y ganchos estándar usados para anclar estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales

Tabla 31

Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta l_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 16	4 d_b	Mayor de 6 d_b y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	6 d_b	12 d_b	
Gancho de 135°	No. 10 a No. 16	4 d_b	Mayor de 6 d_b y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	6 d_b		

Gancho de 180°	No. 19 a No. 25	4d _b 6d _b	Mayor de 4d _b y 65 mm	
-----------------------	-----------------	------------------------------------	----------------------------------	---

Nota: Tomado del ACI 318-19

Refuerzo transversal

Se debe colocar refuerzo trasversal en los nudos sin importar la magnitud de la fuerza cortante calculada.

La sección 18.8.3.2 menciona que cuando existan vigas que lleguen a los cuatros lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo especificada en 18.7.5.4 a la mitad, y el espaciamiento especificado en 28.7.5.3 se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta que llega al nudo.

La sección 18.8.3.3 especifica que el refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe confinarse con refuerzo transversal que pase a través del nudo cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de 18.6.4.4, y con los requisitos de 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

Resistencia a cortante

En la sección 18.8.4.1 se especifica que la fuerza cortante en el nudo V_u debe calcularse en un plano a media altura del nudo con las fuerzas calculadas en la cara del nudo utilizando las fuerzas de compresión y tracción de la viga determinadas de acuerdo con 18.8.2.1 y el cortante de la columna congruente con las resistencias a flexión probables M_{pr} de la viga.

Tabla 32*Resistencia nominal del nudo a cortante V_n .*

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Continua	$5.3 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
		No continua	$4.0 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
	Otras	Continua	$4.0 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
		No continua	$3.2 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Continua	$4.0 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
		No continua	$3.2 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
	Otras	Continua	$3.2 \lambda \sqrt{f'c} A_j$
		No continua	$0.7 \lambda \sqrt{f'c} A_j$

Nota: Tomado del ACI 318-19

El λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

Como menciona la sección 21.2.4.4 en nudos viga columna de pórticos a momento especiales y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85.

Nudos viga columna y losa columna

Un nudo es la porción de una estructura común a miembros que se interceptan, donde la conexión está compuesta por el nudo y parte de los miembros adyacentes, según el ACI 318-19 (2019) los nudos viga-columna deben cumplir con los requisitos de 15.3 y los requisitos de resistencia de 15.4.

Según la sección 15.2.5 si una viga que aportaica en el nudo y genera cortante en el nudo tiene una profundidad que exceda dos veces la dimensión de

la columna, el análisis y diseño del nudo debe basarse en el método de puntal tensor de acuerdo con el capítulo 23 y se debe cumplir con:

- a) El cortante resistente de diseño determinado de acuerdo con el capítulo 23 no debe exceder ϕV_n calculado de acuerdo con 15.4.2.
- b) Deben cumplirse los requisitos de detallado de 15.3.

Esta sección 15.2.6 especifica que cuando una extensión de columna que se supone provee continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir con:

- a) La columna se extiende por encima del nudo al menos una longitud igual del nudo viga-columna h medida en la dirección del cortante del nudo considerado.
- b) El refuerzo longitudinal y transversal de columna localizada debajo del nudo se continúa a través de la extensión.

Una extensión de la viga que provee continuidad a través del nudo viga columna en la dirección del cortante en el nudo considerado, debe cumplir con:

- a) La viga se extiende más allá de la cara del nudo al menos una longitud igual a la altura de la viga h .
- b) El refuerzo longitudinal y transversal de la viga en la cara opuesta del nudo se continúa a través de la extensión.

La sección 15.2.8 menciona que un nudo viga-columna se puede considerar confinado en la dirección del cortante en el nudo considerado si existen dos vigas transversales que cumplan con:

- a) El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga.
- b) Las vigas transversales se extiende al menos una distancia igual a la altura de la viga h más allá de las caras del nudo.

- c) Las vigas transversales disponen de al menos dos barras continuas tano-superiores como inferiores que cumplan con 9.6.1.2 y disponen de estribos barra N°10, o mayor que cumplan con 9.6.3.4 y 9.7.6.2.2.

En la sección 15.3.1.2 se menciona que el refuerzo trasversal del nudo debe consistir en estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento que cumplen los requisitos de 25.7.2 para estribos, de 25.7.3 para espirales y de 25.7.4 para estribos de confinamiento.

La sección 15.3.1.3 indica que se coloca al menos dos capaz de refuerzo trasversal horizontal dentro de la altura de la viga de menor altura que llega al nudo. La sección 15.3.1.4 especifica que el espaciamiento del refuerzo trasversal del nudo s no excede 200 mm dentro de la altura de la viga más alta que llega el nudo.

Como se menciona en la sección 15.4.2.4 el área de la sección efectiva del nudo, A_j , debe calcularse como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo. La altura del nudo debe ser la altura total de la columna, h , en la dirección del cortante considerado.

El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna donde la viga es más ancha que la columna. Donde la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- a) Ancho de la viga más la altura del nudo.
- b) Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la columna.

Estribos de columnas

En la sección 25.7.2.3 se menciona que los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de que cumplan con:

- a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayo de 135 grados.

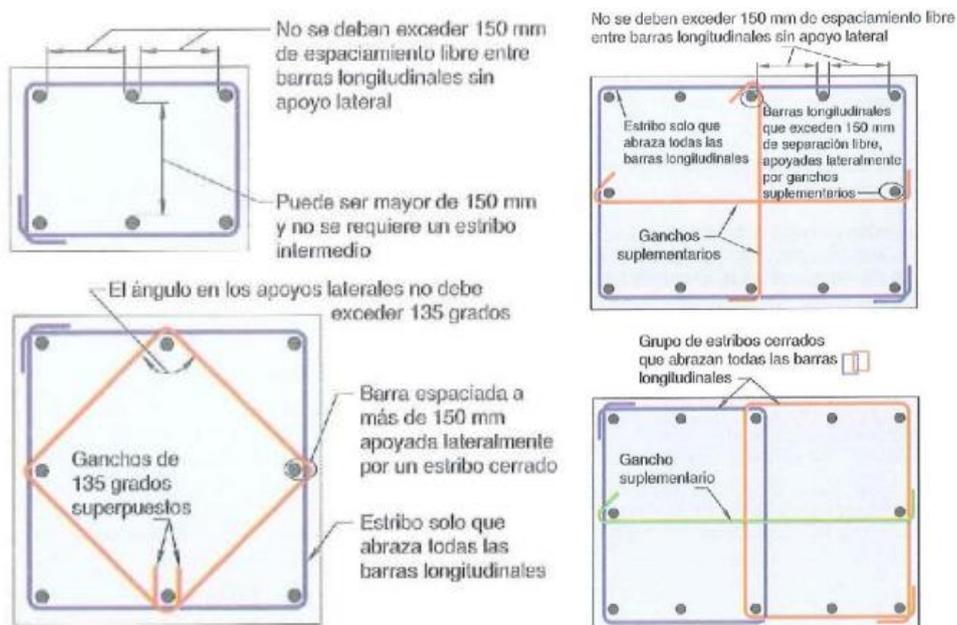
- b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

Según la sección 25.7.2.3.1 el anclaje de estribos rectilíneos que abracen barras longitudinales debe consistir en ganchos estándar que cumplan con 25.3.2 y abracen una barra longitudinal. Un estribo no puede consistir en barras corrugadas con cabeza que se superpongan.

En la figura 12 se ilustra el ángulo interno permisible de 135° y la excepción para las barras situadas a una distancia libre de 150°

Figura 17

Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyada lateralmente y el anclaje de estribos rectilíneos.



Nota: Tomado de ACI 318-19

Resistencia a cortante en una dirección

La Sección 22.5 nos indica que la resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

La sección 22.5.8.1 menciona que en cada sección donde $V_u > \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

La sección 22.5.8.5.3 especifica que el V_s para fuerza a cortante que cumple con 22.5.8.3 se debe calcular como:

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

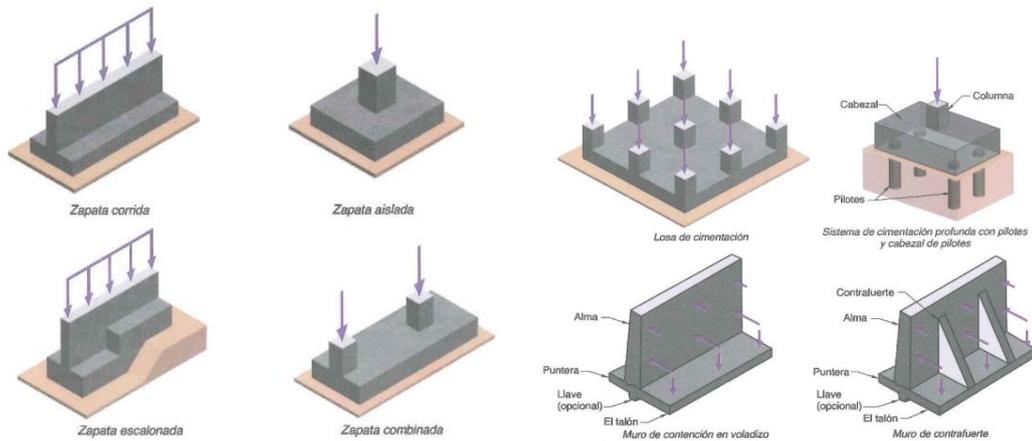
2.9.8 Cimentaciones

Este Capítulo debe aplicarse al diseño de cimentaciones preesforzadas y no preesforzadas, incluyendo cimentaciones superficiales de (a) hasta (e), cimentaciones profundas de (f) hasta (i) y muros de contención (j) y (k):

- a) Zapatas corridas.
- b) Zapatas aisladas.
- c) Zapatas combinadas.
- d) Losas de cimentación.
- e) Vigas sobre el terreno.
- f) Cabezales de pilotes.
- g) Pilotes.
- h) Pilotes excavados.
- i) Cajones de cimentación (caissons).
- j) Muros de contención en voladizo.
- k) Muros de contención en voladizo contrafuertes.

Figura 18

Tipos de cimentaciones



Nota: Tomado del ACI 318-19

Criterio de diseño

La capacidad admisible del suelo o las resistencias permisibles de las cimentaciones profundas deben determinarse mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con el reglamento general de construcción.

La sección 13.2.6.1 indica que las cimentaciones deben diseñarse para resistir los efectos de las presiones de contacto, la estabilidad contra vuelco y deslizamientos en la interfaz suelo-cimentación de acuerdo con el reglamento general de construcción.

La sección 13.2.6.6, especifica que el momento externo en cualquier sección de una zapata corrida, zapata aislada o cabezal de pilote debe determinarse pasando un plano vertical a través del miembro, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total del miembro que quede a un lado de dicho plano vertical.

Cimentaciones superficiales

La sección 13.3.1.1, indica que el área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por las fuerzas y momentos aplicados a la cimentación.

Según lo que indica la sección 13.3.1.2, la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm.

Zapatas aisladas en dos direcciones

En zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata en ambas direcciones.

Conexiones a cimentaciones

La sección 16.3.1.1, detalla que las fuerzas y momentos mayoradas en la base de columnas, muros o pedestales deben transmitirse a la cimentación de apoyo a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo, espigos (dowels), pernos de anclaje y conectores mecánicos.

En la sección 16.3.4.1 se menciona que para las conexiones ente columnas o pedestales construidos en sitio y cimentación, As a través de la interfaz debe ser al menos $0.005 A_g$, donde A_g es el área bruta del miembro soportado.

Detalles para las conexiones entre miembros construidos en sitio y la cimentación

Según la sección 16.3.5.1. En la base de columnas pedestales o muros construidos en sitio, debe proporcionarse el refuerzo requerido para cumplir con 16.3.3 y 16.3.4, ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro de la cimentación de apoyo, o mediante espigos (dowels).

Resistencia a cortante en dos direcciones

Los requisitos de 22.6.1 hasta 22.6.8 define la resistencia nominal para cortante de miembros en dos direcciones, con o sin refuerzo para cortante.

La sección 22.6.1.4 indica que el cortante en dos direcciones debe ser resistido por una sección con una altura d y un perímetro crítico supuesto de b_o como se define en la sección 22.6.4. Para calcularse v_c , λ debe determinarse de acuerdo con 19.2.4.

La sección 22.6.4.1 menciona que, para cortante en dos direcciones, cada una de las secciones críticas que se investiga debe estar localizada de modo que su perímetro no sea un mínimo y no hay necesidad de localizarla a una distancia menor a $d/2$ de las secciones críticas descritas:

- a) Los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción.
- b) los cambios de espesor de la losa o zapatas, tales como los bordes de capiteles, ábacos, o descolgados para cortante.

La sección 14.3.2.1 especifica que el espesor de las zapatas debe ser al menos 200 mm, calculando V_c mediante la siguiente tabla.

Tabla 33

V_c para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante

V_c		
	$1.1 \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$	(a)
El menor de (a), (b) y (c)	$0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$	(b)
	$0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$	(c)

Nota: Tomado del ACI 318-19

λ_s es el factor de efectos de tamaño dando en 22.5.5.1.3.

β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columnas, carga concentrada o área de reacción.

α_s está dada en 22.6.5.3. Según la sección 22.6.5.3, el valor α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1 Tipo, enfoque y diseño de la investigación

3.1.1 Tipo de investigación

En el presente proyecto se emplea la investigación aplicada, debido a que se cumple con las características. De acuerdo con (Inacio, 2019) la investigación aplicada parte (por lo general, aunque no siempre) del conocimiento generado por la investigación básica, tanto para identificar problemas sobre los que se debe intervenir como para definir las estrategias de solución.

Nuestra investigación busca dar solución a dos realidades en nuestra provincia que son; tener un lugar apropiado para que los adultos mayores gocen de su vejez de manera digna, por otro lado, que la edificación pueda aportar beneficios ambientales, como son las áreas verdes en casi su totalidad.

3.1.2 Enfoque

El presente proyecto de investigación tiene un enfoque positivista, cuantitativo, empírico-analítico, de acuerdo con (Mineira Finol de Franco, 2020) nos indica que este enfoque se caracteriza por el siguiente aspecto: La realidad (natural y social) tiene existencia propia, independiente de los actores sociales.

La investigación busca obtener una edificación verde mediante datos obtenidos a través de herramientas como Excel, ETABS, para analizar el comportamiento estructural.

3.1.3 Diseño

De acuerdo con (Galarza, 2021) la investigación experimental se caracteriza por la manipulación intencionada de la variable independiente y el análisis de su impacto sobre una variable dependiente.

El presente proyecto usará la investigación experimental, debido a que se elaborará un diseño estructural mediante el software ETABS para obtener un modelado y analizar su comportamiento y observar si cumple con los requisitos.

3.2 DESARROLLO METODOLOGICO DEL OE1.

Se establecerán los parámetros necesarios mediante la recopilación de datos; levantamiento planimétrico, estudio de suelo en calicatas de 1,50 metro para el diseño de los planos Arquitectónicos.

3.2.1 Estudios preliminares

Para todo proyecto de obra civil se debe iniciar partiendo de varios parámetros que se obtienen mediante estudios de laboratorio y campo. Para la elaboración del diseño estructural de un Centro Gerontológico ubicado en el cantón Salinas- Provincia de Santa Elena se realizaron los siguientes estudios:

- Ubicación del proyecto
- Levantamiento planimétrico
- Estudios geotécnicos
- Diseño arquitectónico

3.2.2 Ubicación del proyecto

El presente proyecto se encuentra ubicado en la Provincia de Santa Elena, Cantón Salinas, Av. CARLOS Espinoza, calle 14 Frente a la urbanización Mar del sol

Figura 19

Ubicación del Cantón Salinas.



Nota: Vista satelital tomado de *Google Earth*.

Figura 20

Ubicación del terreno donde se realizará el proyecto.



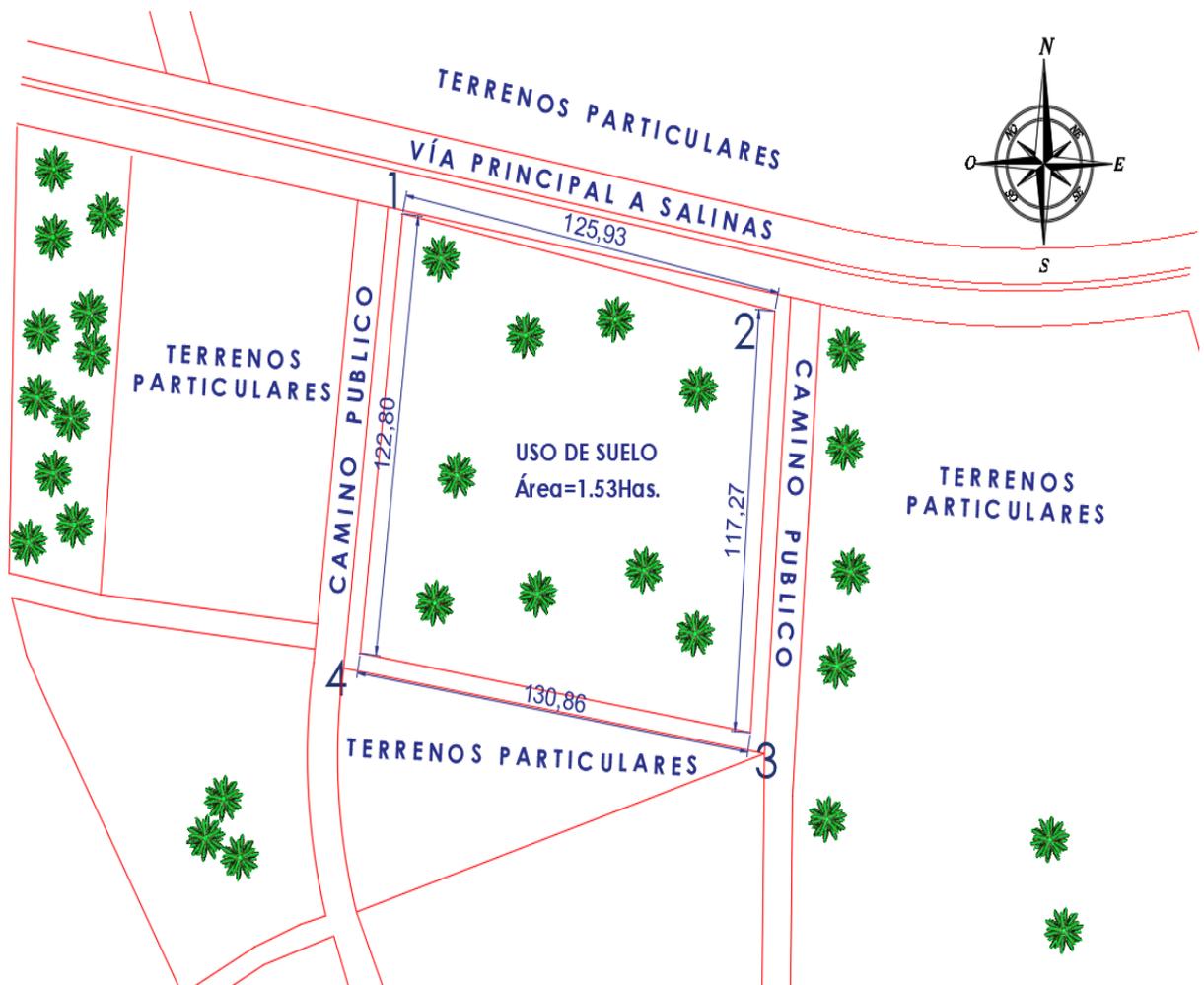
Nota: Vista satelital tomado de *Google Earth*.

3.2.3 Levantamiento planimétrico

En el presente proyecto se realizó el levantamiento planimétrico el cual consiste en obtener datos en el campo para después presentarlo sobre un plano horizontal, llamada como vista en planta.

Figura 21

Ubicación del terreno donde se realizará el proyecto.



Nota: Datos tomados con GPS // Sistema WGS 84 // Proyección Cartográfica: UTM // Zona 17 s digitados en el software CAD (Computer Assisted Design) "AutoCAD" desarrollado por Autodesk.

Tabla 34*Datos del levantamiento planimétrico del terreno.*

COORTENADAS UTM						
Lado		Rumbo	Distancia	V	Coordenadas	
Est.	Pv.				X	Y
				1	507 479,00	9 753 574,00
1	2	S 77°37'9" E	125,93	2	507 602,00	9 753 547,00
2	3	S 3°54'42" W	117,27	3	507 594,00	9 753 430,00
3	4	N 80°19'18" W	130,86	4	507 465,00	9 753 452,00
4	1	N 6°32'47" E	122,80			

Nota: Datos tomados con GPS // Sistema WGS 84 // Proyección Cartográfica: UTM // Zona 17s.

Tabla 35*Datos de linderos y mensuras*

Linderos y Mensuras según levantamiento	
Norte	Vía principal a Salinas con 125,93 metros
Sur	Terrenos particulares con 130,86 metros
Este	Camino público con 117,27 metros
Oeste	Camino público con 122,80 metros
Área	1,53 hectáreas

Nota: Datos levantados in situ y mediante el sistema geográfico satelital "Google Earth" desarrollado por Google

3.2.4 Estudios geotécnicos

La (González, 2019) señala que es necesario realizar el estudio geotécnico siempre que se realicen actuaciones en el terreno, tanto desmontes, terraplenes, zanjas y cimentaciones, como estructuras de contención.

Los estudios geotécnicos nos permiten conocer las características físicas y mecánicas del suelo. Se tomo una muestra cubica de 0.30m x 0.30m x 0.30 m para realizar los ensayos.

Figura 22

Muestra cubica tomada del terreno donde se realiza el proyecto.



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

Los ensayos que se realizaron en el laboratorio fueron granulometría, humedad, corte directo y compresión simple. Sin embargo, el dato que necesitamos para nuestro diseño es el valor de la carga portante del suelo, el cual mediante los ensayos nos da un valor de 0.2 ton/m². Por lo tanto, se buscó mediante investigaciones que el valor para nuestra provincia va de 10-15 Ton/m², por lo tanto, se trabajó con un valor de 12 ton/m².

3.2.5 Diseño arquitectónico

El proyecto de investigación tiene como objetivo diseñar un Centro Gerontológico de dos pisos con cubierta verde accesible. La edificación tiene un área de 2187 m², con altura de entrepiso de 3m. La distribución del espacio es la siguiente:

Tabla 36

Distribución de espacios del primer piso

Espacios del primer piso	
Recepción: <ul style="list-style-type: none">● Sala de espera● Lobby● Cafetería	Fisioterapia: <ul style="list-style-type: none">● Fisiatría● Masoterapia● Mecanoterapia● Fisioterapia● Hidroterapia● Electroterapia● Salón de ejercicios
Administración: <ul style="list-style-type: none">● Dirección● Contabilidad● Sala de reuniones● Secretaria● Trabajador social● Baños	Recreación <ul style="list-style-type: none">● Aula de talleres● Salones audiovisuales● Lavandería● Instalaciones y maquinarias● Centro de acopio● Pasillos● Ascensor● Escalera
Atención médica <ul style="list-style-type: none">● Farmacia● Medicina general● Psicología● Nutricionista● Odontología● Enfermería / sala de observación	

Nota: Espacios del Centro Gerontológico

Tabla 37

Distribución de espacios del segundo piso

Espacios del segundo piso
Habitaciones
• Habitaciones individuales
• Habitaciones matrimoniales
• Habitaciones dobles
• Habitaciones triples
Servicios
• Cocina
• Comedor
• Baños

Nota: Espacios del Centro Gerontológico

Tabla 38

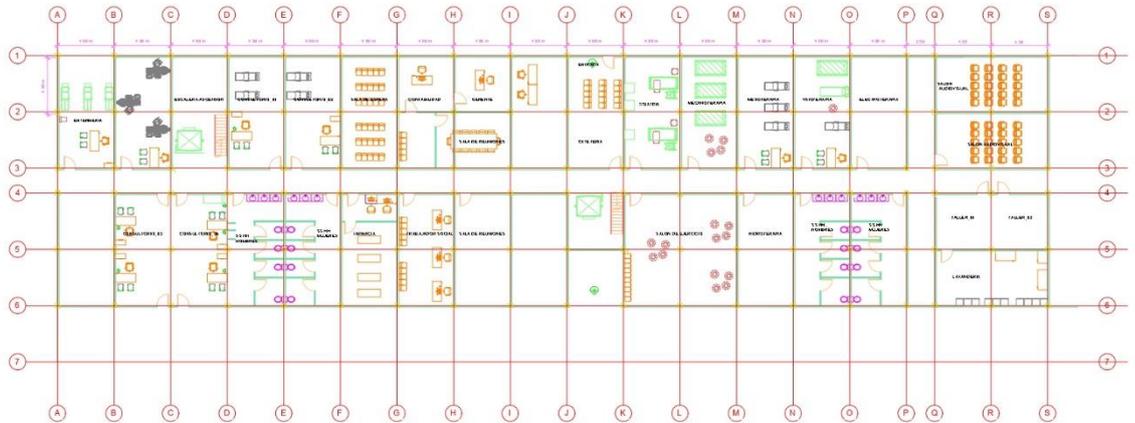
Espacios de la cubierta verde

Espacios de la cubierta verde
• Jardín
• Zona de descanso

Nota: Espacios del Centro Gerontológico

Figura 23

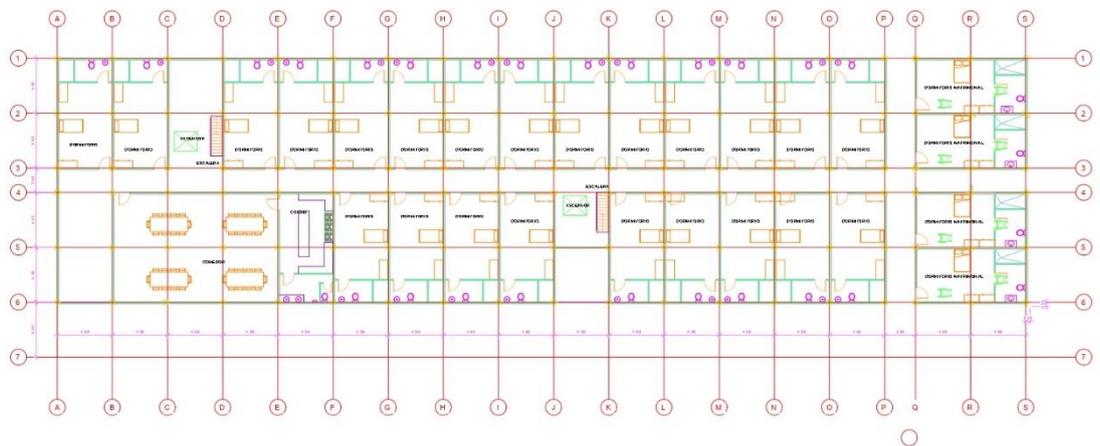
Diseño arquitectónico planta baja



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

Figura 24

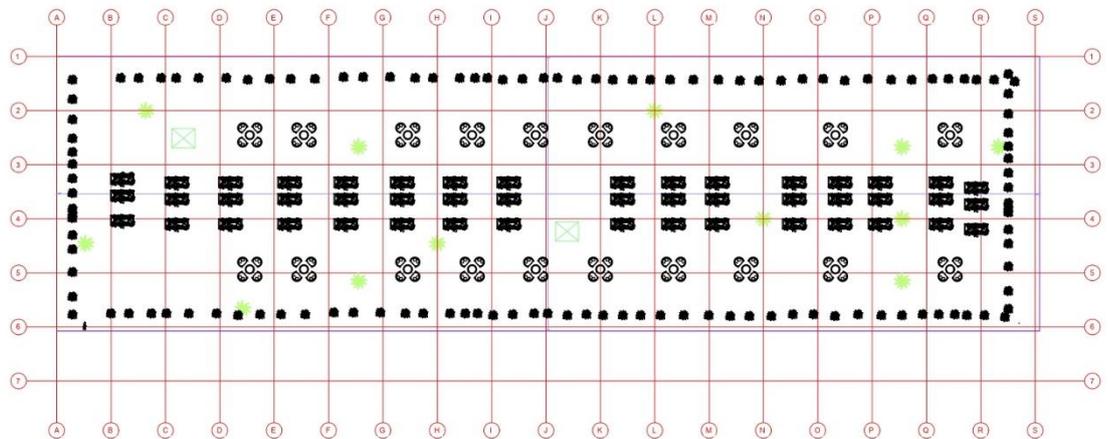
Diseño arquitectónico planta alta



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

Figura 25

Diseño arquitectónico cubierta verde



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

3.3 DESARROLLO METODOLÓGICO OE.3

Para el diseño estructural de hormigón armado se hará un prediseño de los elementos estructurales para después modelarlos en el software ETABS, para así analizar y obtener una estructura resistente a cargas sísmicas.

Para el diseño estructural aperticado de hormigón armado (HA) se preestablecerá un diseño de los elementos estructurales para posteriormente modelarlos en el software ETABS, de esta forma se analizará y obtendrá una estructura resistente a cargas sísmicas que satisfagan las necesidades de cargas aplicadas (muerta, viva, sísmica) y peso propio verificados por un sistema de análisis estático lineal que cumplan con las especificaciones citadas en el ACI 318-19, NEC-SE-HM.

3.3.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

En esta sección se procederá a calcular las secciones y sus dimensiones particulares en los elementos estructurales del centro gerontológico de dos plantas con cubierta verde accesible, las mismas se registrarán por las normas previamente establecidas en el capítulo 2 del presente proyecto de titulación académica.

3.3.1.1 Losa

Se define a una losa nervada o alivianada aquellas cuya constitución es una serie de nervios longitudinales donde se ubica la armadura resistente, estos se encuentran separados entre sí por materiales que alivianan el peso propio del elemento, los más usados son los bloques huecos debido a su bajo costo y versatilidad en el trabajo. (Perles, Pedro. Hormigón armado: tomo I. - 1a ed. - Buenos Aires: Nobuko, 2009.

Para el prediseño se utilizará el capítulo 7 del código ACI 318-19 que está basado en el diseño de losas en una dirección y la norma local NEC-SE-CG (2015) para la especificación de pesos específicos y cargas necesarias en el cálculo.

Tabla 39

Datos y especificaciones para el cálculo

Pesos específicos NEC - 2015	
Elementos	Cargas
$\gamma_{\text{hormigón}}$	2400 kg/m ³
$\gamma_{\text{bloque liviano}}$	850 kg/m ³
$\gamma_{\text{cerámica}}$	1835,46 kg/m ³

Nota: Tomado de la NEC-SE-CG (2015)

En concordancia a lo que se establece en la NEC 2015 se estima la comprobación para la respectiva reducción de carga viva si fuera necesario.

Partiendo de los datos provistos en la tabla 18 tenemos:

$$K_{LL}A_T$$

$$A_T = 4,25 \text{ m} * 4,25 \text{ m}$$

$$A_T = 18,063 \text{ m}^2$$

Reemplazamos el valor para $K_{LL} =$ Losa en una dirección

$$K_{LL}A_T = (1)(18,06 \text{ m}^2) = 18,06 \text{ m}^2$$

Según lo especificado en la NEC-15, si el resultado obtenido de $K_{LL}A_T$ es menor a 35 m^2 no es necesario que se haga una reducción de la carga viva.

Tipo de losa

El código ACI 318-19 estipula lo siguiente con respecto a la dirección de la losa.

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} > 2 \rightarrow \text{Losa en 1 dirección}$$

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} < 2 \rightarrow \text{Losa en 2 dirección}$$

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} = \frac{4,25 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} = 2,42$$

$$2,42 > 2 \rightarrow \text{Losa en 1 dirección}$$

Los resultados estipulan una losa en una dirección, por tanto, se procede al predimensionamiento del mismo.

Espesor de losa

Según lo estipulado en el ACI 318-19 sección 7.3, el espesor de la losa será normado en congruencia a la tabla#, siendo la fórmula:

$$h = \frac{l}{24} = \frac{4,25 \text{ m}}{24} = 0,177 \text{ m}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$h = \frac{l}{28} = \frac{4,25 \text{ m}}{28} = 0,152 \text{ m}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

El valor obtenido es igual a 0,20 m de altura, según lo recomienda el código ACI para losas aligeradas en una dirección se debe tomar un peralte entre 20 - 30 cm, de acuerdo con lo preestablecido, se establece una altura de 25 cm de espesor.

Tabla 40

Conversión según el Teorema de Steiner para la equivalencia de inercia de losa alivianada a Maciza.

Elemento	B	H	A	y	A*y	\bar{y}	y- \bar{y}	$(y - \bar{y})^2$	Ib
Losa	50	5	250	22,5	5625	16,94	5,56	30,86	8236,88
Vigueta	10	20	200	10	2000		-6,94	48,23	16311,73
Σ			450		7625				24548,61

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

La inercia para la losa alivianada analizada como una viga tipo T quedó determinada por $I_b = 24548,61 \text{ cm}^2$

Determinamos la equivalencia para una losa maciza.

$$I_a = I + A * d^2 ; I_a = \frac{b * h_{equiv}^3}{12}$$

Despejamos y reemplazamos

$$h_{equiv} = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{50}} = \sqrt[3]{\frac{12 * (24548,61)}{50}} ; h_{equiv} = 18,06 \text{ cm OK}$$

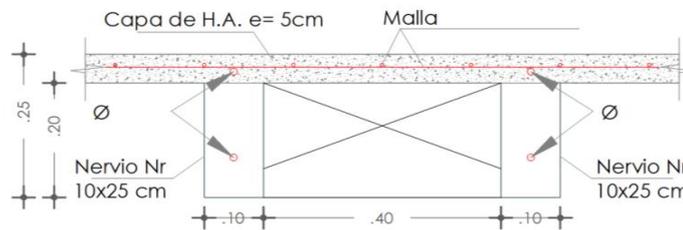
En el modelamiento utilizaremos una altura de losa maciza de 18,06 cm, mientras que definiremos una losa nervada con una placa de hormigón armado de 5 cm y nervios de 10 cm x 20 cm, y una separación entre ellos de 40 cm.

Análisis de peso propio de losa

- Para una losa aligerada en una dirección por metro cuadrado.

Figura 26

Losa nervada (aligerada) en una dirección para el diseño de un centro gerontológico.



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

$$W_{\text{losa}} = \frac{[(\text{Volumen de losa}) + ((\text{Volumen de nervios}) * (\# \text{ de nervios}))] * (\gamma_{\text{hormigón}})}{\text{Área de losa}}$$

$$= \frac{[((0,05 \text{ m}) * (1,00 \text{ m}) * (1,00 \text{ m})) + ((0,10 \text{ m}) * (0,20 \text{ m}) * (1,00 \text{ m}) * 2)] * (2400 \text{ kg/ m}^3)}{1 \text{ m}^2}$$

$$W_{\text{losa}} = 216 \text{ kg/m}^2$$

- Peso propio para cajoneta de bloque liviano

$$W_{\text{cajoneta}} = \frac{[(\# \text{ de cajoneta}) * (\text{Volumen de cajoneta}) * (\gamma_{\text{hormigón}})]}{\text{Área de losa}}$$

$$W_{\text{cajoneta}} = \frac{[(2) * (0,2 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0,4 \text{ m}) * (850 \text{ kg/ m}^3)]}{1 \text{ m}^2}$$

$$W_{\text{cajoneta}} = 136 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta de losa por metro cuadrado

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{cajoneta}}$$

$$W_{\text{Total}} = 216 \text{ kg/m}^2 + 136 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{Total}} = 352 \text{ kg/m}^2$$

3.3.1.2 Vigas

El código ACI 318-19 especifica que las vigas empleadas para pórticos especiales resistentes a momentos utilizadas para resistir las fuerzas sísmicas serán diseñadas al menos para flexión y cortante.

Especificaciones del hormigón

En base a las necesidades del proyecto y en conformidad con las especificaciones sobre la dosificación del hormigón se ha preestablecido adoptar uno de gran resistencia, con $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$. Por tanto, procedemos a calcular el módulo de elasticidad de acuerdo con el apartado 19.2.2.1 del ACI 318-19,

Los parámetros en restricciones geométricas para secciones dispuestas se encuentran en el apartado 18.6.1.1 del ACI aplicable a las vigas de pórticos especiales de concreto reforzados resistentes a momentos inducidas por fuerzas sísmicas, una vez definidas las secciones en el predimensionamiento se corroborará las solicitaciones propuestas en el código.

$$E_c \left[\frac{kg}{cm^2} \right] = 15100 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$E_c = 233\,928,194 \text{ kg/cm}^2$$

Partiendo de la premisa siguiente en donde la altura de la viga será igual a:

$$h = \frac{ln}{12}$$

$$h = \frac{450}{12} = 37,5 \approx 40\text{cm}$$

Para encontrar el ancho b_w la norma nos especifica que, para una viga peraltada, esta será equivalente al 30% o 50% del peralte de la viga, por tanto:

$$bw = \frac{h}{2}$$

$$bw = \frac{40}{2} = 20 \approx 25\text{cm}$$

Comprobación método largo

Tabla 41

Cargas muertas actuantes que intervienen en la estructura.

CARGA MUERTA NEC 2015	
Elementos	Cargas
Mampostería	150 kg/m ²
Instalaciones	50 kg/m ²
Baldosas	45,89 kg/m ²
Tumbado	50 kg/m ²
Enlucido	75 kg/m ²
Losa	352 kg/m ²
TOTAL	722,89 kg/m²

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Mayoración de carga

De acuerdo con los datos de la tabla 42 procedemos a realizar la mayoración de cada piso.

Mayoración de carga por piso:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 (722,89 \text{ kg/m}^2) + 1.6 (200 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 1187.47 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 42*Mayoración de carga de cubierta:*

CARGA MUERTA NEC 2015	
Elementos	Cargas
Mampostería	25 kg/m ²
Cub. Vegetal	150 kg/m ²
Rec. piso	45,89 kg/m ²
Enlucido	15 kg/m ²
Losa	352 kg/m ²
TOTAL	587,89 kg/m²

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 (587,89 \text{ kg/m}^2) + 1.6 (480 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 1473,47 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{TOTAL: } U = 2660,94 \text{ kg/m}^2$$

Usaremos la siguiente ecuación para determinar las dimensiones de las vigas:

$$q_u = U * A_T$$

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{10}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * f_c * \omega (1 - 0.59\omega)}}$$

Donde:

At: Área tributaria

L: Longitud más crítica de la viga

Mu: Momento último

ϕ : Factor de reducción de resistencia

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón

b: base de la viga

ω : Cuantía de refuerzo

Viga en el eje 2

$$A=4,5 \text{ m}$$

Carga última:

$$q_u = U * A_T$$

$$q_u = 1187,47 \text{ kg/m}^2 * 4.5 \text{ m}$$

$$q_u = \mathbf{5343,615 \text{ kg/m}}$$

Momento último:

$$Mu = \frac{q_u * L^2}{10}$$

$$Mu = \frac{(5343,615 \text{ kg/m}) * (4.5 \text{ m})^2}{10}$$

$$Mu = \mathbf{10820,82 \text{ kg} * \text{m}}$$

Dimensión:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * b * f'c * \omega (1 - 0.59\omega)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{10820,82 \text{ kg} * \text{m} * (100\text{cm}/1\text{m})}{0.9 * 25 \text{ cm} * 240 \text{ kg/cm}^2 * 0.18 (1 - 0.59 * 0.18)}}$$

$$d = 35.29 \text{ cm} \simeq 35 \text{ cm}$$

Recubrimiento 5 cm:

Dimensión de viga = (25 x 40) cm

Tabla 43

Predimensionamiento de vigas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS									
EJES	Luz (m)	Long. "z" (m)	Long. "y" (m)	qu (kg/m)	Mu (kg-m)	b (cm)	d (cm)	d aprox (cm)	h (cm)
A	4,5		2,25	2671,808	5410,410	25	24,96	25	30
B	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
C	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
D	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
E	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
F	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
G	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
H	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
I	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
J	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
K	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
L	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
M	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
N	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
O	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
P	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
Q	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
R	4,5		4,5	5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
S	4,5		2,25	2671,808	5410,410	25	24,96	25	30
1	4,5	2,25		2671,808	5410,410	25	24,96	25	30
2	4,5	4,5		5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
3	4,5	3,5		4156,145	8416,194	25	31,36	35	40
4	4,5	3,5		4156,145	8416,194	25	31,36	35	40
5	4,5	4,5		5343,615	10820,820	25	35,29	35	40
6	4,5	2,25		2671,808	5410,410	25	24,96	25	30

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Por tanto, proponemos:

Tabla 44*Datos y especificaciones para el cálculo*

Dimensiones de viga
V 25 cm x 30 cm
V 25 cm x 35 cm
V 25 cm x 40 cm

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Comprobación y justificación por norma

En la sección 18.6.2.1 nos indica los límites dimensionales, donde las vigas deben cumplir con (a) y (b):

a) La luz libre l_n no debe ser menor a $4d$

V 25 cm x 30 cm	V 25 cm x 35 cm	V 25 cm x 40 cm
$4,50\text{ m} \geq 4 (0,27\text{ m})$	$4,50\text{ m} \geq 4 (0,32\text{ m})$	$4,50\text{ m} \geq 4 (0,37\text{ m})$
$4,50\text{ m} \geq 1,08\text{ m OK}$	$4,50\text{ m} \geq 1,28\text{ m OK}$	$4,50\text{ m} \geq 1,48\text{ m OK}$

b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm .

V 25 cm x 30 cm	V 25 cm x 35 cm	V 25 cm x 40 cm
$25\text{ cm} \geq 0,3 (30\text{ cm})$	$25\text{ cm} \geq 0,3 (35\text{ cm})$	$25\text{ cm} \geq 0,3 (40\text{ cm})$
$25\text{ cm} \geq 9,00\text{ cm OK}$	$25\text{ cm} \geq 10,50\text{ cm OK}$	$25\text{ cm} \geq 12,00\text{ cm OK}$

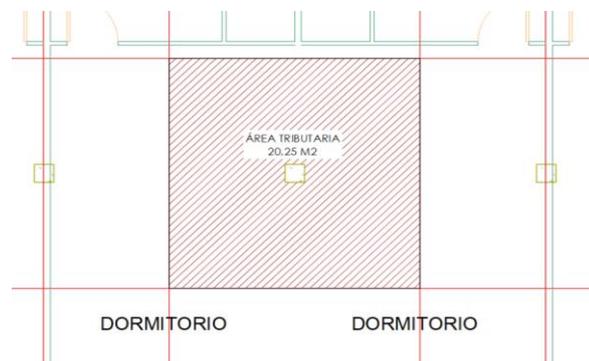
3.3.1.3 Columnas

El código ACI 318-19 especifica en el apartado 18.7.1.1 que las columnas empleadas para pórticos especiales resistentes a momentos utilizadas para resistir las fuerzas sísmicas serán diseñadas al menos para flexión, fuerzas axiales y cortante.

Prediseño de columna C2

Figura 27

Área tributaria para columna más crítica C2



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Tabla 45

Datos y especificaciones de la distribución de cargas en la estructura.

Cargas kg/m ²	Distribución (m ²)	Carga tributaria (Kg)	Mayoración por piso (Kg)	
Carga Viva (Residencial)	200	20,25	4050	4050
Carga Viva (Cubierta destinada a jardines o patios de reunión)	480	20,25	9720	9720
Peso en saturación por cubierta vegetal	150	20,25	3037,5	3037,5
Losa	352	20,25	7128	14256
Rec. Piso cerámica	45,89	20,25	929,27	1858,55

Rec. Cielo raso	50	20,25	1012,5	1012,5
Instalaciones	50	20,25	1012,5	1012,5
Mampostería	150	20,25	3037,5	6075
Rec. pared (enlucido)	75	20,25	1518,75	3037,5
Viga crítica	103,70	20,25	2100	4200
Pu= 1,2D + 1,6L				63419,454

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Sabiendo que para las columnas más críticas se tiene una mayor área de tributación en el interior de la planta, siendo esta la adición de todas las cargas tributarias por la cantidad de pisos se obtiene el $P_u=63419,454$ kg que utilizaremos para predimensionar las columnas.

$$A_c = \frac{63419,454}{0,30 \times 240} = 880,826 \text{ cm}^2$$

$$b_{1,2} = \sqrt{880,826 \text{ cm}^2} = 29,68 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Establecemos de manera consecuente columnas de 30 cm x 30 cm.

De acuerdo con el ACI 318-19, capítulo 18 sección 18.7 estas con las especificaciones para secciones y sus limitaciones en dimensionamiento.

Tabla 46

Datos y especificaciones para el cálculo

Predimensionamiento de columnas							
Tipo	Long. "y" (m)	Long. "x" (m)	AT (m ²)	P(Fz)	A Columna (cm ²)	D	D aprox (cm)
Esquinera	2,25	2,25	5,06	15847,03	220,10	14,84	30
Borde	4,5	2,25	10,13	31709,73	440,41	20,99	30
Central	4,5	4,5	20,25	63419,45	880,83	29,68	30

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Por tanto, proponemos:

Tabla 47*Datos y especificaciones para el cálculo*

Dimensiones de columnas
C 30 cm x 30 cm
C 30 cm x 35 cm
C 35 cm x 35 cm

Columnas diseñadas para pórticos especiales resistentes a momentos

En la sección 18.7.2 nos indica los límites dimensionales, donde las columnas deben cumplir con (a) y (b):

$$a) \quad h_{c1}, h_{c2}, h_{c3} \geq 30cm$$

C 30 cm x 30 cm

C 30 cm x 35 cm

C 35 cm x 35 cm

$$30cm \geq 30cm \text{ OK}$$

$$30cm \text{ OK}$$

$$35cm \geq 30cm \text{ OK}$$

$$35cm \geq$$

$$b) \quad \frac{\text{dimensión menor}}{\text{Dimension.Perpendicular}} \geq 0,4$$

$$\frac{30cm}{30cm} = 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\frac{30cm}{35cm} = 0,86 \geq 0,4 \text{ OK}$$

$$\frac{35cm}{35cm} = 1 \geq 0,4 \text{ OK}$$

3.3.2 Metodología para el análisis de diseño sísmico

3.3.2.1 Diseño preliminar NEC-15

Para la modelación sísmica hemos realizado los estudios de suelo en una excavación de 1,50 m, la NEC-2015 especifica que los parámetros del suelo deben determinarse a 30m por lo menos, por tanto, seremos conservadores al utilizar un suelo Tipo D.

a) Espectro de diseño

De acuerdo con la ubicación y la norma NEC 2015, se concluyeron en los siguientes valores para el espectro de diseño para el Cantón Salinas son:

Tabla 48

Valores para el espectro de diseño

SALINAS	
Tipo de suelo	D
Z	0.5
η	1
r	1
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.40
To	0,139
Tc	0,76
I	1,3
Φ_p	1
Φ_e	1
R	8
Ct	0,055
α	0,9
h	6 m

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- Periodo límite de vibración en espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en un tiempo “0”.

$$T_o = 0.1 * F_s * F_d / F_a$$

$$T_o = 0.1 * 1.4 * (1,11/1,12)$$

$$T_o = 0.13875 \text{ seg}$$

- Periodo límite de vibración en espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño en un tiempo determinado en donde se desarrolla su máxima aceleración “0”.

$$T_o = 0.55 * F_s * F_d / F_a$$

$$T = 0.55 * 1.4 * (1,11/1,12)$$

$$T = 0.7631 \text{ seg}$$

- Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1\text{seg}$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

$\eta=1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta=2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta=1.80$: Provincias del Oriente

- Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad)

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

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.12$$

$$S_a = 1.008$$

- Factor usado en 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

- Espectro de respuesta elástica de aceleraciones) expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

- Cálculo de aceleraciones y periodos de espectro elástico

$$S_a = 1.8 * 0.5 * 1.12 * \left(\frac{0.7631}{T}\right)^1$$

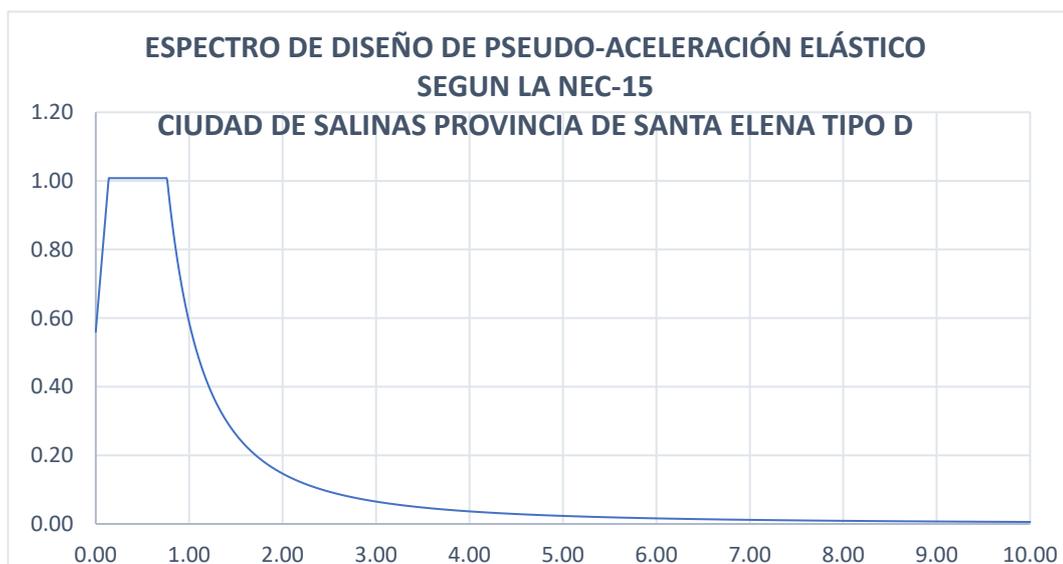
- Cálculo de aceleraciones y periodos de espectro inelástico

$$C_s = \frac{S_a g}{\left[\frac{R}{I_e}\right]}$$

Junto a los valores hallados podemos trazar el espectro de diseño

Figura 28

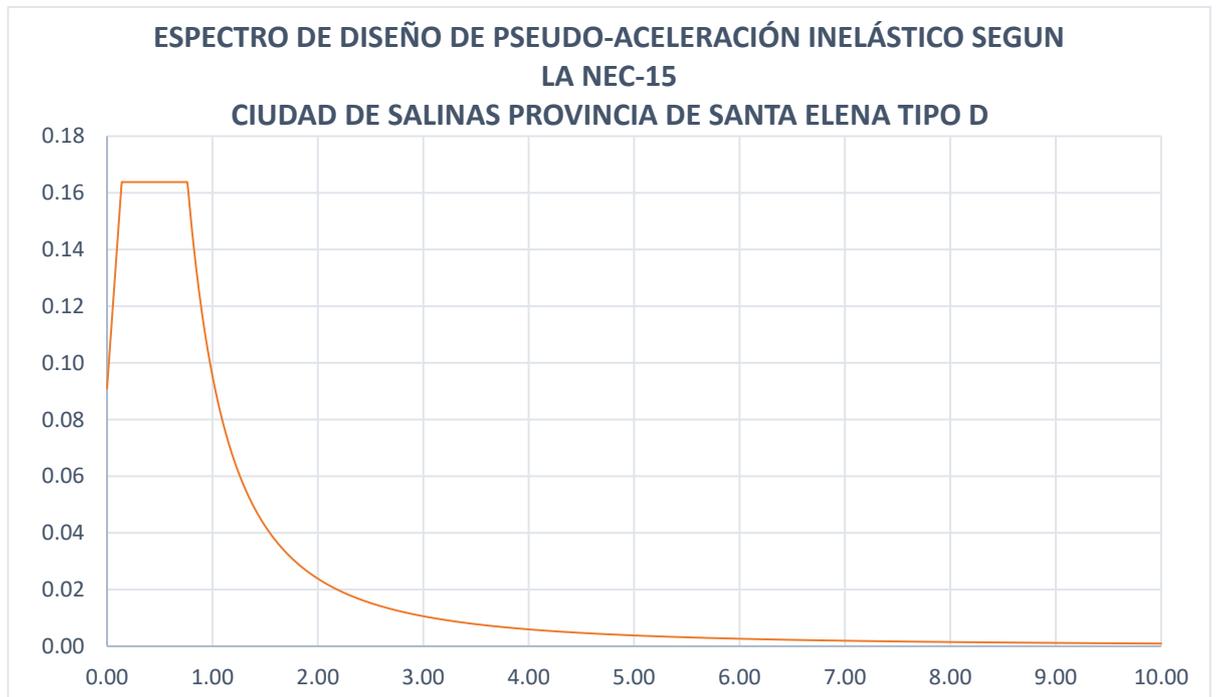
Curva de espectro de diseño de Salinas



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 29

Curva de espectro de diseño de Salinas



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- Coeficiente sísmico

$$CS = \frac{I * Sa}{R * \Phi_e * \Phi_p}$$

$$CS = \frac{1,3 * 1,008}{8 * 1 * 1}$$

$$CS = 0,164$$

- Periodo de vibración fundamental de la estructura

$$Ta = Ct * h^\alpha$$

$$Ta = 0,055 * 6^{0,9}$$

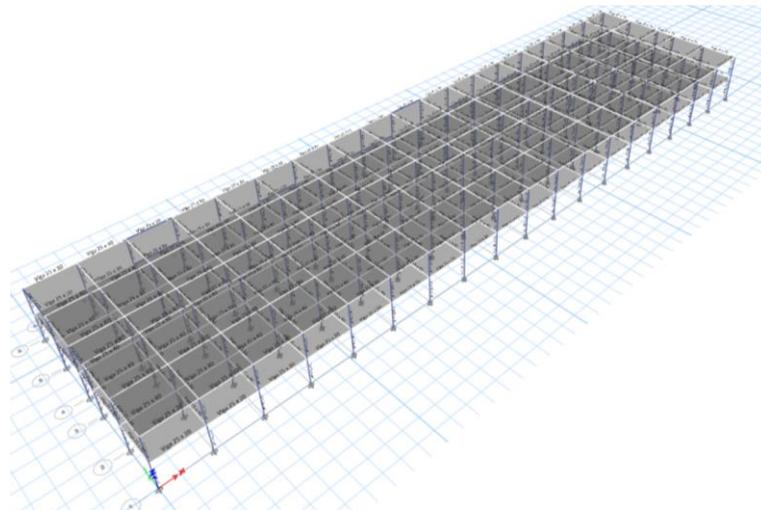
$$Ta = 0,276$$

3.3.2.2 Prediseño de la estructura.

Una vez obtenido el coeficiente sísmico procedemos hacer el modelamiento en el Software Etabs de los elementos previamente calculados en el predimensionamiento, este paso nos ayudara a evaluar las secciones de nuestros elementos para confirmar su viabilidad en el proyecto.

Figura 30

Análisis de la estructura modelada en el software Etabs.



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Una vez modelado el sistema estructural pudimos concluir que las secciones de vigas cumplen satisfactoriamente, sin embargo, se incrementara la sección de las columnas centrales para mejorar su rigidez, debido a presentar una severa flexibilidad.

Tabla 49

Redimensionamiento para columnas por medio del Software Etabs

PISOS	Columnas			Altura (m)
	Centrales (cm)	Borde (cm)	Esquineras (cm)	
2	35 x 35	30 x 30	30 x 30	3,00
1	35 x 35	30 x 30	30 x 30	3,00

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

3.3.2.3 Distribución sísmica.

Los resultados obtenidos en el software Etabs nos permitirán conocer la distribución sísmica, quedando de la siguiente manera:

Tabla 50

Distribución sísmica vertical de la estructura

Piso	hi	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	$F_i = F_x$	V_x (Ton)	$0,3 * F_x$ Ton
Terraza	6,00	1567,64	9405,82	0,65	342,27	342,27	102,68
1	3,00	1675,57	5026,71	0,35	182,92	525,18	54,87
TOTAL		3243,2	14432,52		525,18		

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

3.3.2.4 Deriva de piso.

La norma local de construcción “NEC 2015” cita que una deriva es el desplazamiento relativo de un piso por la acción que emite una fuerza horizontal.

El cálculo incluye:

- Deflexiones por traslación y torsión.
- Efectos de segundo orden P-Delta

La tabla 51 y 52 recopila todas las derivas de piso calculadas en el software Etabs, las mismas que cumplen con la normativa establecida por tanto las secciones preestablecidas no serán redimensionadas.

El software nos muestra que tendremos desplazamientos en dos direcciones (X, Y), con estos resultados procedemos a calcular las derivas inelásticas.

Obtendremos las derivas inelásticas a través de la siguiente expresión:

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta E$$

$$\Delta M = 0,75 * 8 * 0,002542$$

$$\Delta M = 0,015 * 100\%$$

$$\Delta M = 1,5\%$$

Comprobación

Según NEC 2015 $\Delta M < 2\%$

$$1,5 \% < 2 \% \quad \text{OK}$$

Tabla 51

Chequeo de derivas para la estructura 0,9D+Ex

Story	Output Case	Step Type	Drift	R	ρ	$\rho < 2\%$
Story2	0,9D+Ex-0,3Ey	x	0,002198	8	0,013188	OK
Story2	0,9D+Ex-0,3Ey	y	0,000636	8	0,003816	OK
Story2	0,9D+Ey-0,3Ex	x	0,000659	8	0,003954	OK
Story2	0,9D+Ey-0,3Ex	y	0,002121	8	0,012726	OK
Story2	0,9D-Ex-0,3Ey	x	0,002198	8	0,013188	OK
Story2	0,9D-Ex-0,3Ey	y	0,000636	8	0,003816	OK
Story2	0,9D-Ey-0,3Ex	x	0,000659	8	0,003954	OK
Story2	0,9D-Ey-0,3Ex	y	0,002121	8	0,012726	OK
Story2	0,9D+Ex+0,3Ey	x	0,002198	8	0,013188	OK
Story2	0,9D+Ex+0,3Ey	y	0,000636	8	0,003816	OK
Story2	0,9D+Ey+0,3Ex	x	0,000659	8	0,003954	OK
Story2	0,9D+Ey+0,3Ex	y	0,002121	8	0,012726	OK
Story1	0,9D+Ex-0,3Ey	x	0,002542	8	0,015252	OK
Story1	0,9D+Ex-0,3Ey	y	0,000747	8	0,004482	OK
Story1	0,9D+Ey-0,3Ex	x	0,000763	8	0,004578	OK
Story1	0,9D+Ey-0,3Ex	y	0,00249	8	0,01494	OK
Story1	0,9D-Ex-0,3Ey	x	0,002542	8	0,015252	OK
Story1	0,9D-Ex-0,3Ey	y	0,000747	8	0,004482	OK
Story1	0,9D-Ey-0,3Ex	x	0,000763	8	0,004578	OK
Story1	0,9D-Ey-0,3Ex	y	0,00249	8	0,01494	OK
Story1	0,9D+Ex+0,3Ey	x	0,002542	8	0,015252	OK
Story1	0,9D+Ex+0,3Ey	y	0,000747	8	0,004482	OK
Story1	0,9D+Ey+0,3Ex	x	0,000763	8	0,004578	OK
Story1	0,9D+Ey+0,3Ex	y	0,00249	8	0,01494	OK

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Tabla 52*Chequeo de derivas para la estructura 1,2D+L+Ex*

Story	Output Case	Step Type	Drift	R	ρ	$\rho < 2\%$
Story2	1,2D+L+Ex+0,3Ey	x	0,002198	8	0,013188	OK
Story2	1,2D+L+Ex+0,3Ey	y	0,000636	8	0,003816	OK
Story2	1,2D+L+Ey-0,3Ex	x	0,000659	8	0,003954	OK
Story2	1,2D+L+Ey-0,3Ex	y	0,002121	8	0,012726	OK
Story2	1,2D+L+Ex-0,3Ey	x	0,002198	8	0,013188	OK
Story2	1,2D+L+Ex-0,3Ey	y	0,000636	8	0,003816	OK
Story2	1,2D+L+Ey+0,3Ex	x	0,000659	8	0,003954	OK
Story2	1,2D+L+Ey+0,3Ex	y	0,002121	8	0,012726	OK
Story1	1,2D+L+Ex+0,3Ey	x	0,002542	8	0,015252	OK
Story1	1,2D+L+Ex+0,3Ey	y	0,000747	8	0,004482	OK
Story1	1,2D+L+Ey-0,3Ex	x	0,000763	8	0,004578	OK
Story1	1,2D+L+Ey-0,3Ex	y	0,00249	8	0,01494	OK
Story1	1,2D+L+Ex-0,3Ey	x	0,002542	8	0,015252	OK
Story1	1,2D+L+Ex-0,3Ey	y	0,000747	8	0,004482	OK
Story1	1,2D+L+Ey+0,3Ex	x	0,000763	8	0,004578	OK
Story1	1,2D+L+Ey+0,3Ex	y	0,00249	8	0,01494	OK

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Las tablas muestran las derivas obtenidas. Dentro del análisis encontramos que no existen derivas ΔM que superen el 2% como recomienda la NEC, se concluye por tanto que la estructura no presenta torsión excesiva.

3.3.2.5 Chequeo de índice de estabilidad Qi (NEC-2015)

Tabla 53

Valores para el espectro de diseño

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX m	UY m	U m	ΔE	Hsi m	ΔE (m/m)	P Ton	V Ton	$Q=P*\Delta E/V*hsi$	Q < 0,1
Story2	D2	0,9D+Ex-0,3Ey	LinStatic	0,014221	-0,00415	0,0148	0,0069	3	0,0023	1567,64	342,26527	0,010482049	Ok
Story1	D1	0,9D+Ex-0,3Ey	LinStatic	0,007626	-0,002241	0,0079	0,0079	3	0,0026	1675,57	525,18047	0,008453083	Ok

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Tabla 54

Efecto de segundo orden envolvente

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX m	UY m	U m	ΔE	Hsi m	ΔE (m/m)	P Ton	V Ton	$Q=P*\Delta E/V*hsi$	Q < 0,1
Story2	D2	Envolvente	LinStatic	0,014221	0,0138	0,0198	0	3	0	1567,64	342,26527	0,0000000	Ok
Story2	D2	Envolvente	LinStatic	-0,014221	-0,0138	0,0198	0,00916401	3	0,00305467	1567,64	342,26527	0,0139909	Ok
Story1	D1	Envolvente	LinStatic	0,007626	0,0075	0,0107	0	3	0	1675,57	525,18047	0,0000000	Ok
Story1	D1	Envolvente	LinStatic	-0,007626	-0,0075	0,0107	0,01067575	3	0,00355858	1675,57	525,18047	0,0113535	Ok

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas

3.3.2.6 Datos para el modelamiento del sistema estructural

Tabla 55

Datos y especificaciones para el modelamiento en el software Etabs

Peso específico del hormigón ($\gamma_{hormigón}$)	2,4 ton/m ³
Esfuerzo del hormigón F'c Utilizar para: Losas, columnas y vigas	240 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero Fy	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón (E) Utilizar para: Losas, columnas y vigas	$15100\sqrt{f'c} = 15100\sqrt{240} = 233928,194 \text{ kg/cm}^2 = 2339281,94 \text{ Ton/m}^2$
Inercia agrietada de columnas	0,80
Inercia agrietada de vigas	0,50

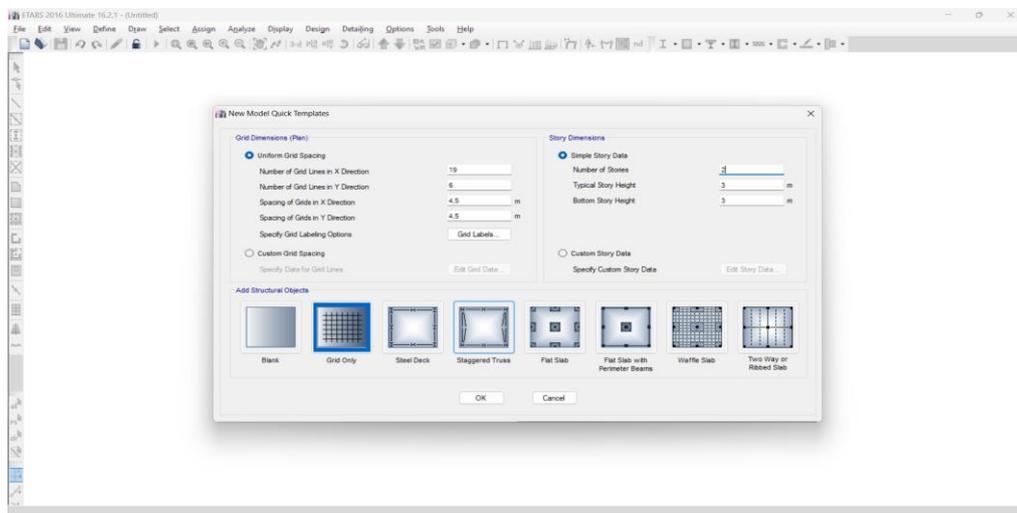
Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas

3.3.2.7 Modelamiento de la configuración estructural en el software Etabs

- A. Creación de grillas o ejes del edificio y configuración de unidades.

Figura 31

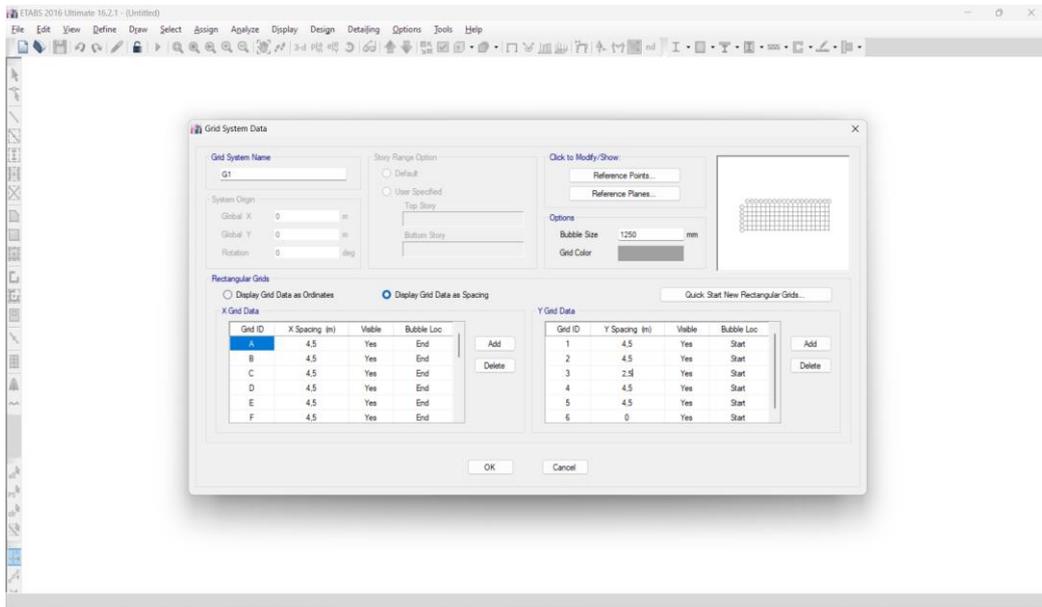
Creación de grillas predeterminadas



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 32

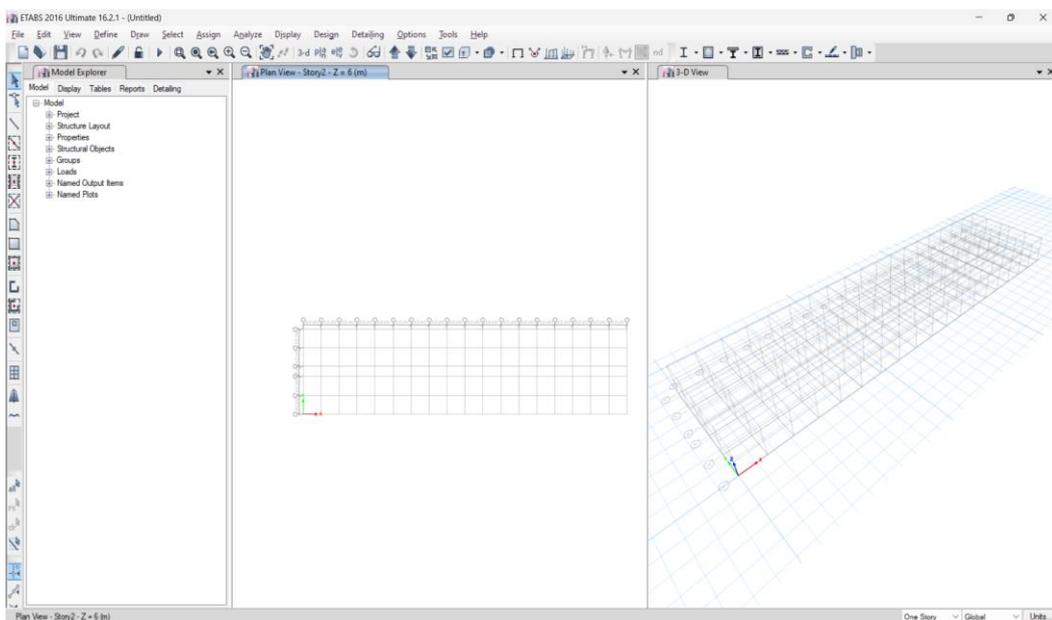
Especificaciones de luz libre entre ejes “Custom grid spacing”, “Edit” y “Display grid data as spacing”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 33

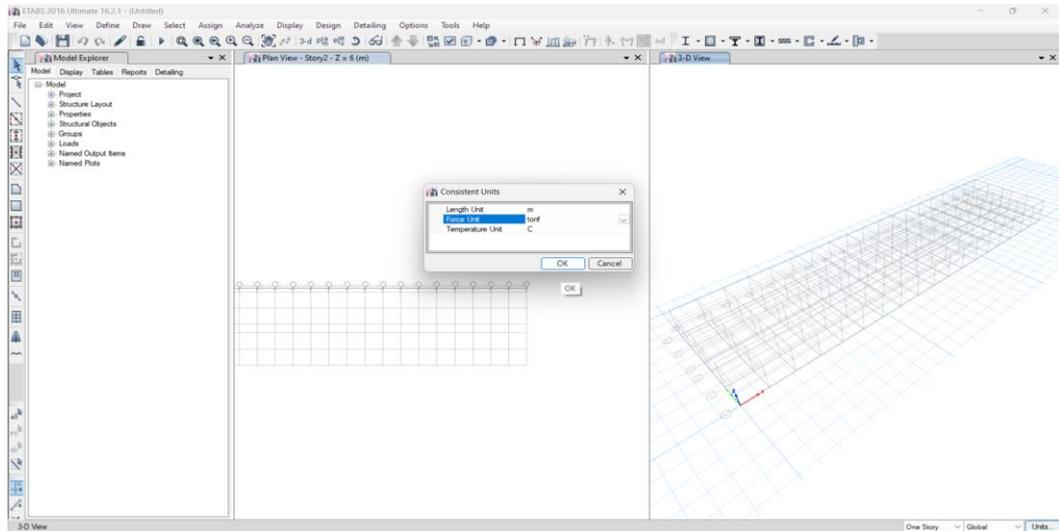
Ejes o grillas del proyecto, vista en planta y 3D



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 34

Rectificación de unidades

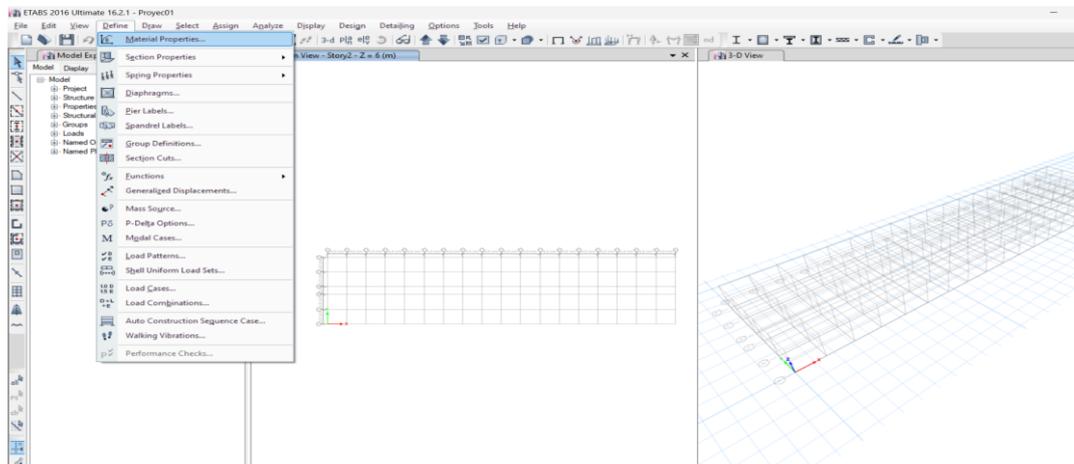


Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- B. Creación de los materiales a utilizar en el proyecto. Nos ubicamos en Define, y escogemos Material Properties para luego seleccionar Add New material. Por consiguiente, definimos las propiedades para el hormigón: $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma_{\text{hormigón}} = 2,4 \text{ Ton/m}^3$, $E=2339281,94 \text{ Ton/m}^2$.

Figura 35

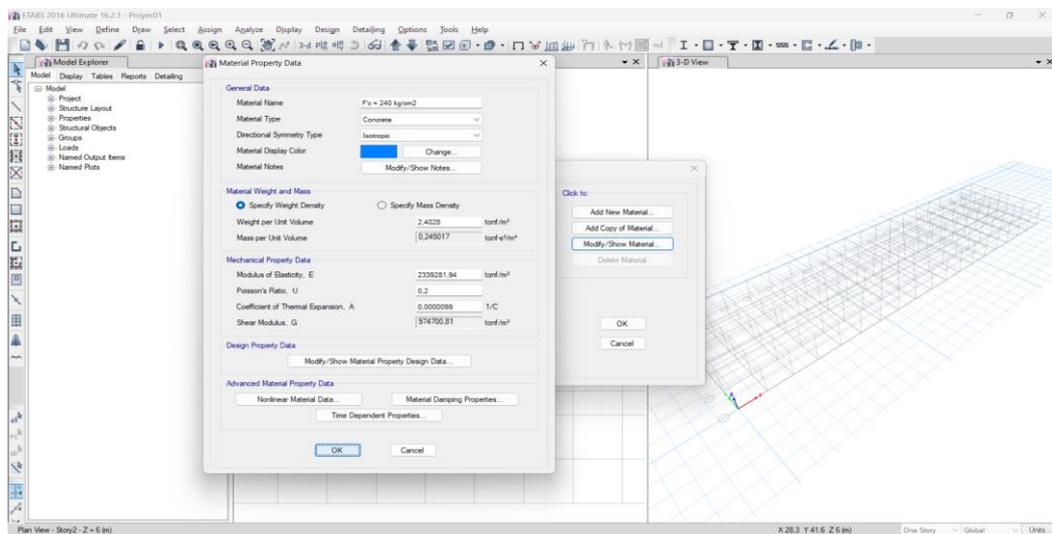
Creación de material “Hormigón”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 36

Especificación de propiedades del material

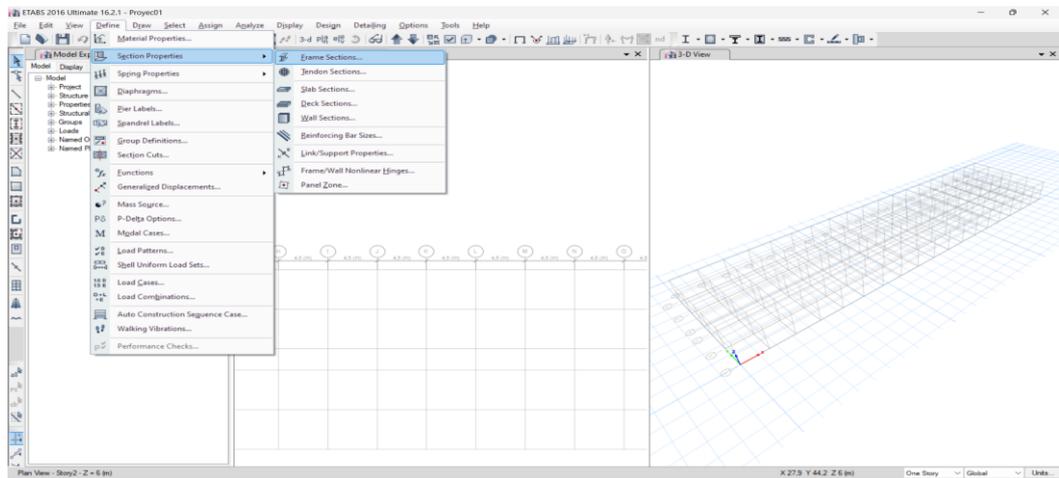


Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- C. Creación de los elementos a utilizar en el proyecto.
 - i. Columnas. Seleccionamos “Define” y escogemos “Section Properties” y posteriormente “Frame Sections”, añadimos una nueva sección y configuramos dimensiones, propiedades e Inercia.

Figura 37

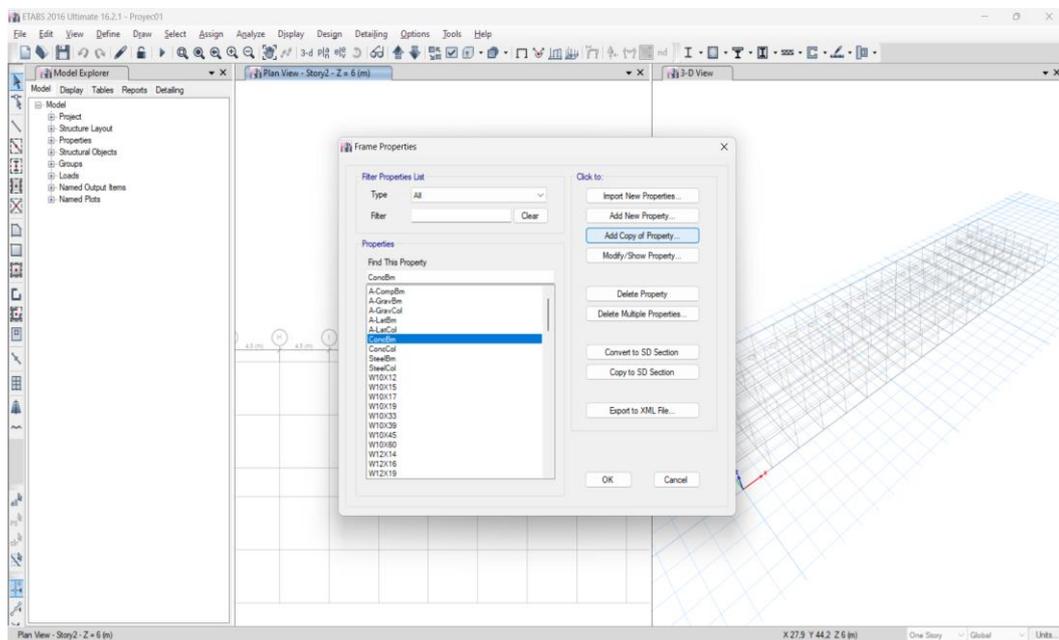
Creación de un nuevo elemento “columnas”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 38

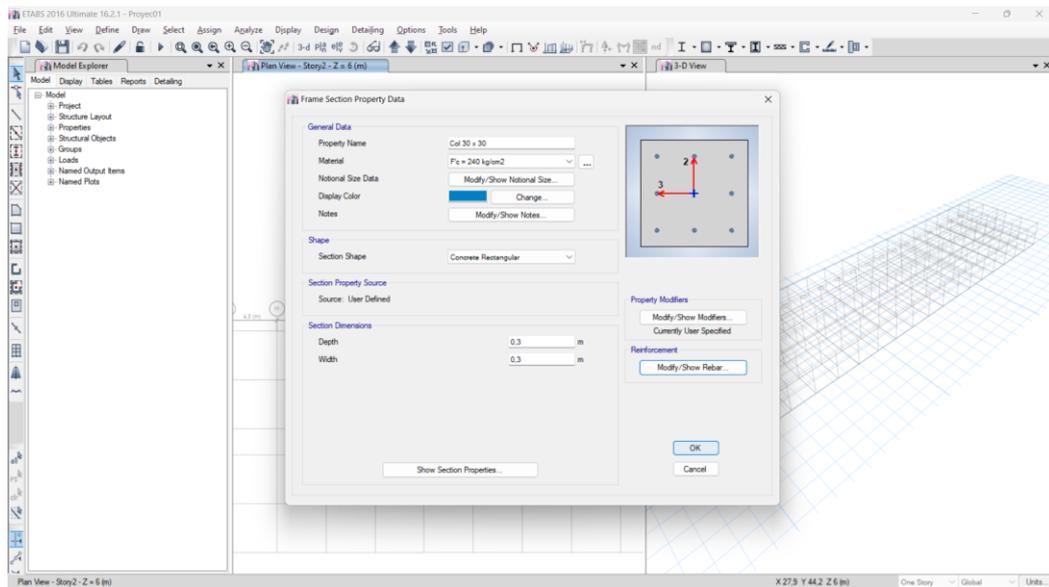
Modificación para elemento “columnas”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 39

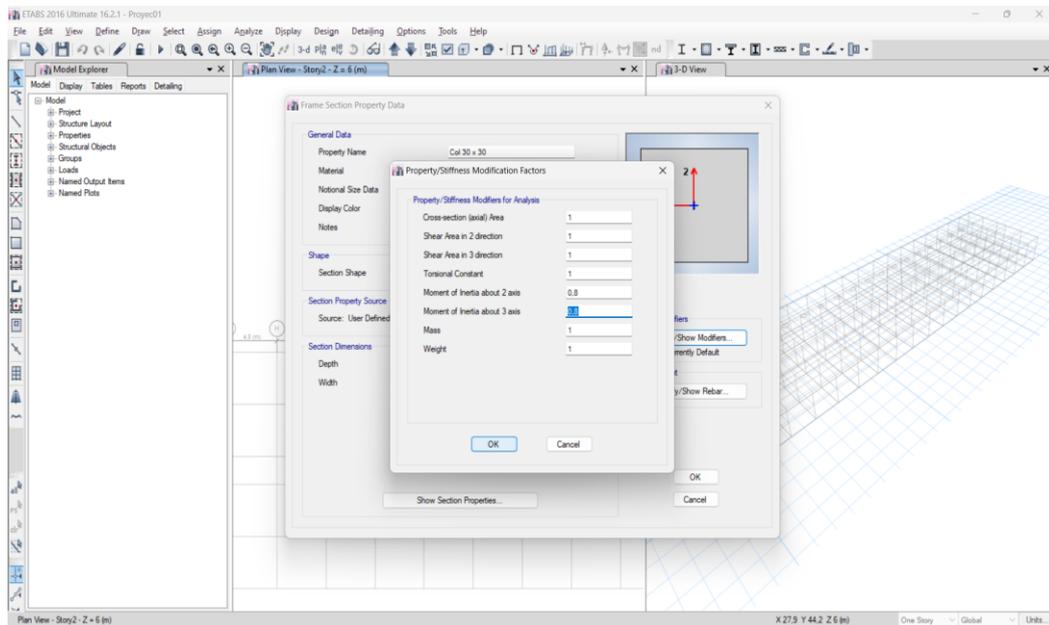
Definición de sección y asignación de material “columna 30x30”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 40

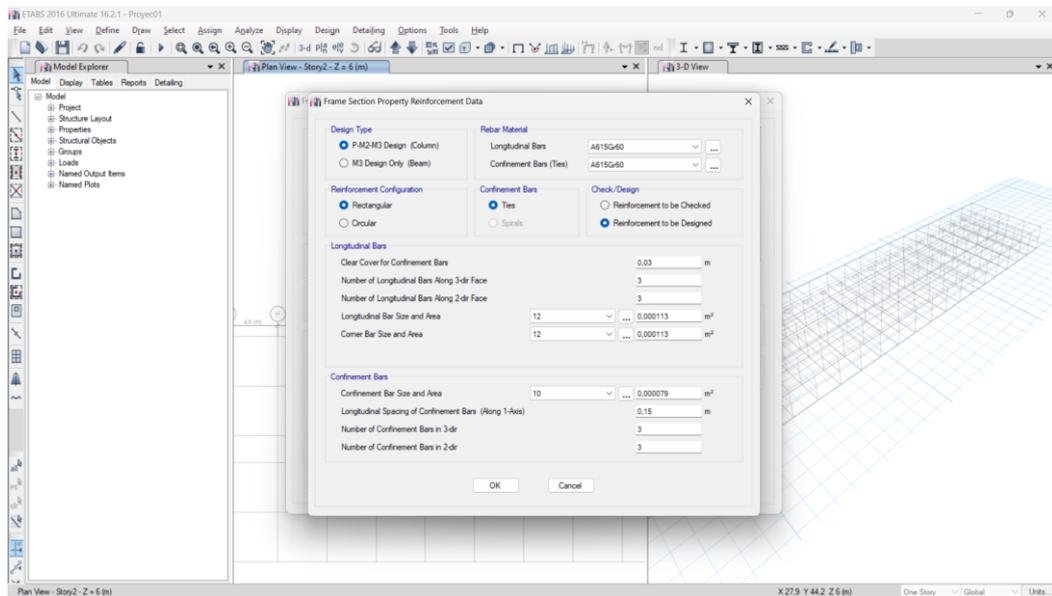
Definición de inercia “columnas”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 41

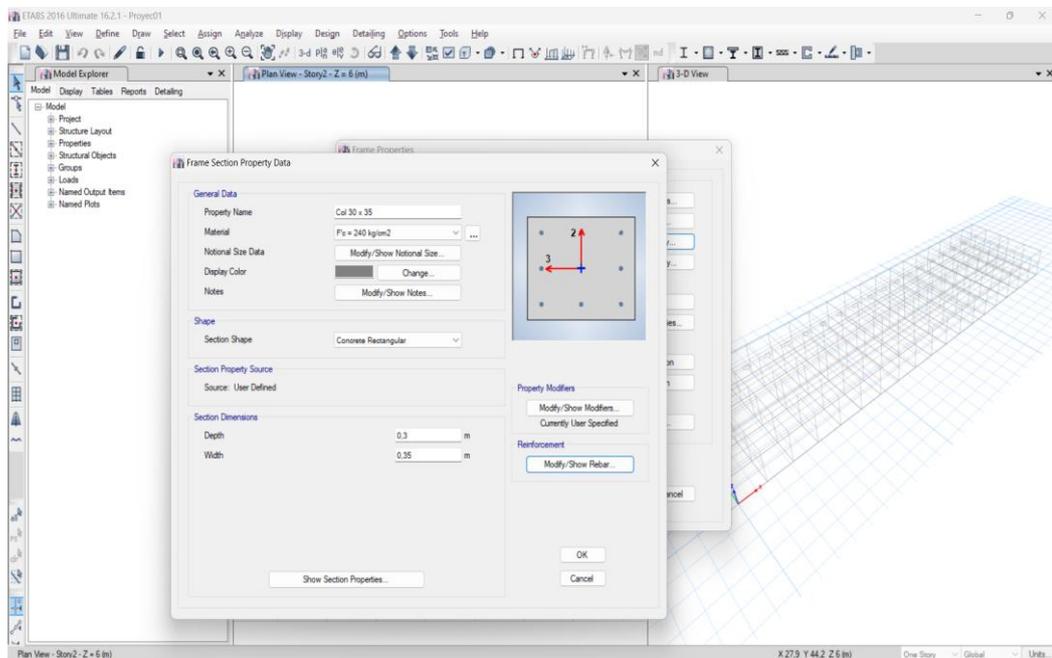
Asignación y chequeo de elemento “columnas”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 42

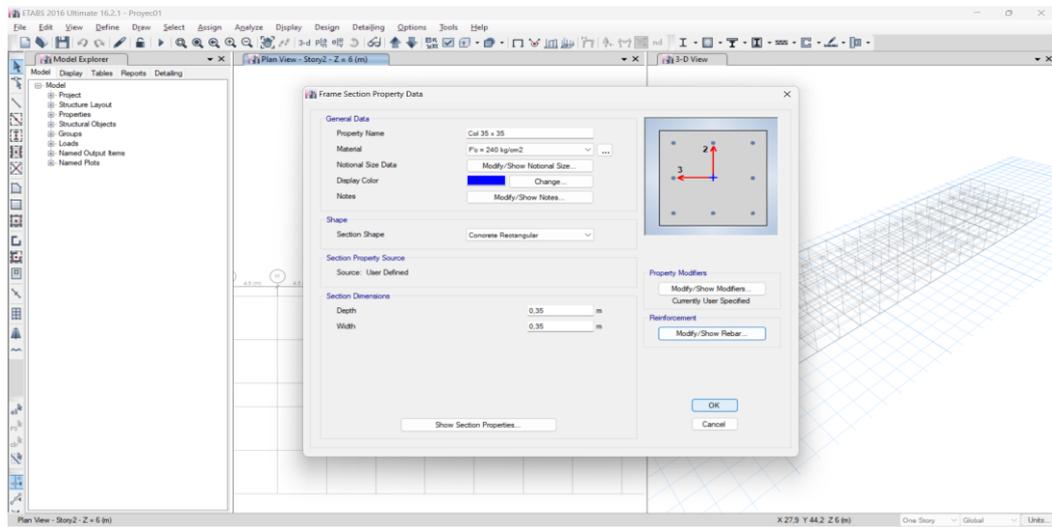
Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 30 x 35”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 43

Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 35x35”

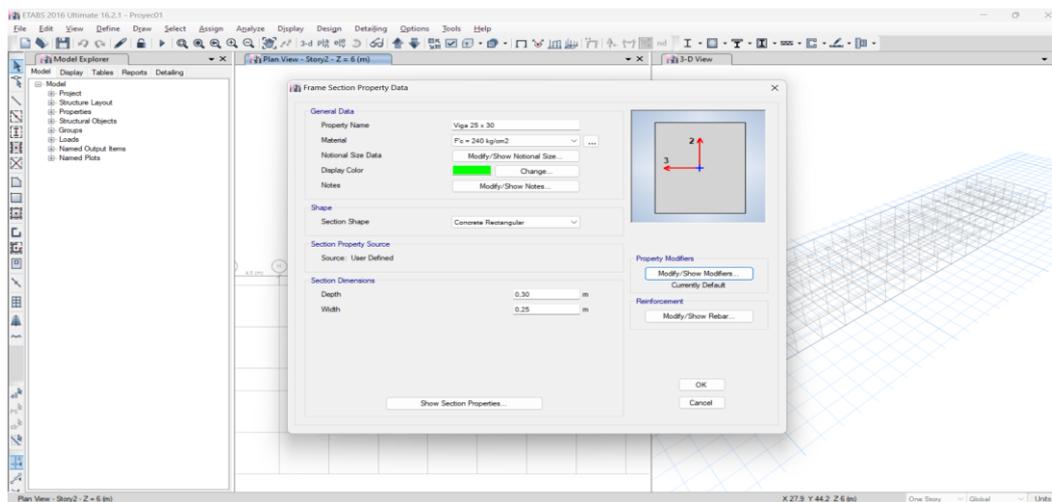


Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- ii. Vigas. Seleccionamos “Define” y escogemos “Section Properties” y posteriormente “Frame Sections”, añadimos una nueva sección y configuramos dimensiones, propiedades e Inercia.

Figura 44

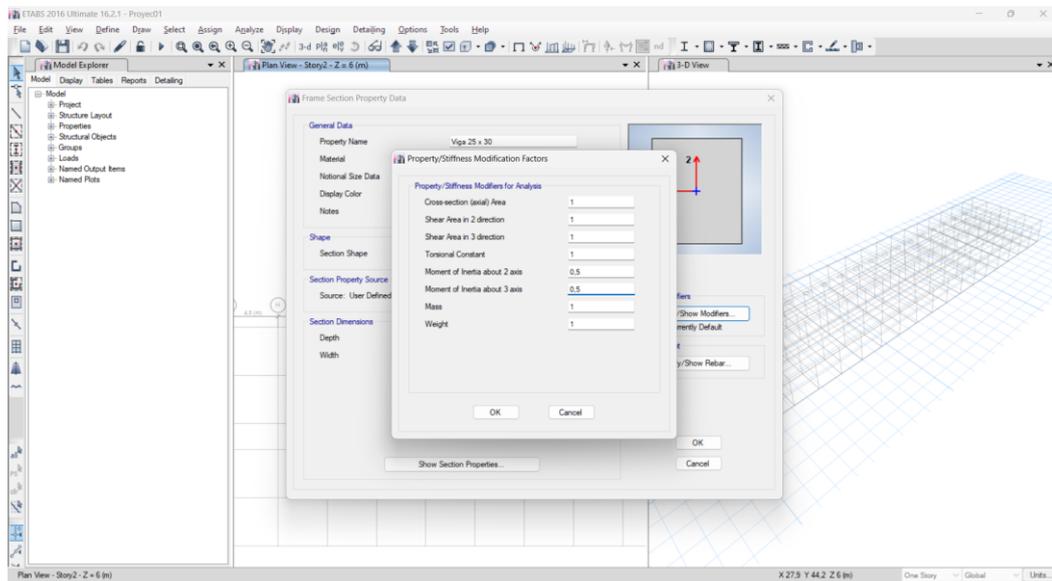
Definición de sección y asignación de material “viga 25 x 30”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 45

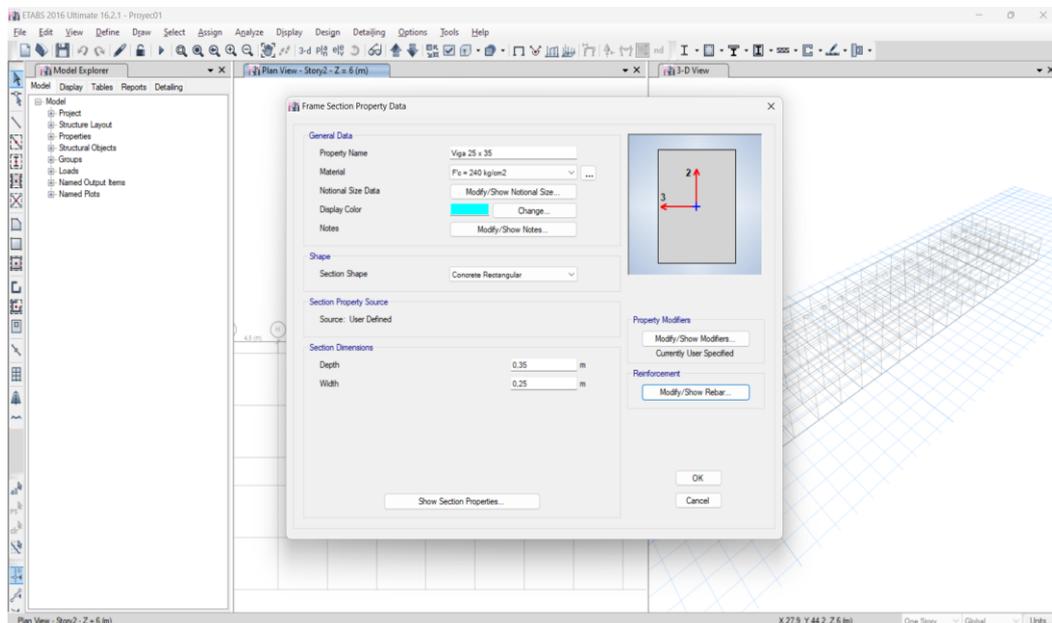
Definición de inercia “vigas”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 46

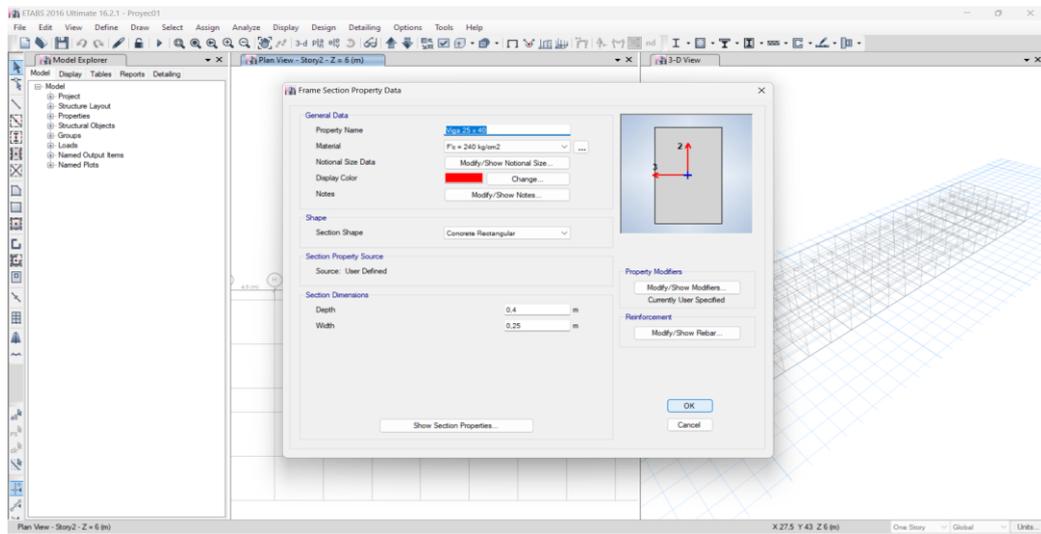
Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 25 x 35”



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 47

Definición de sección y asignación de material, propiedades e inercia “columna 25x40”

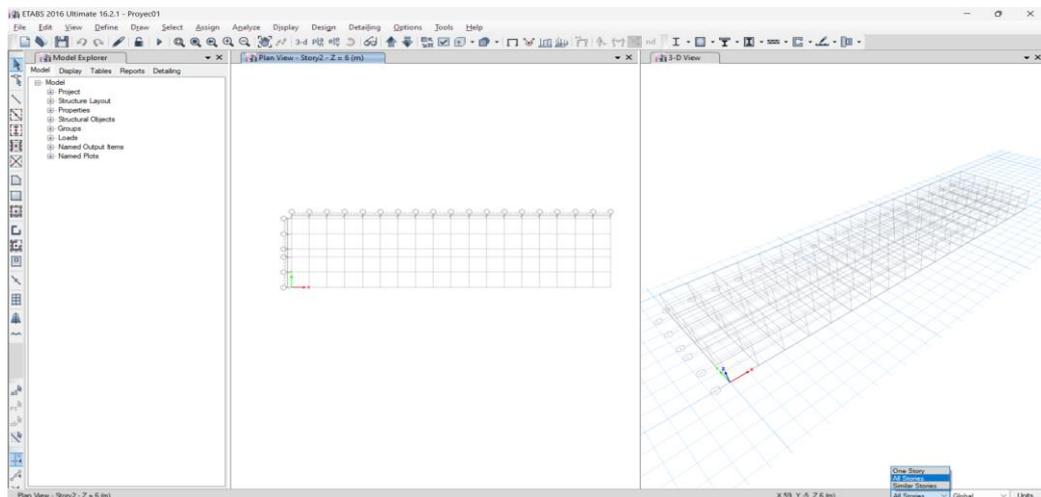


Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- D. Trazado y asignación de los elementos estructurales en el modelo.
 - i. Columnas. Configuramos “All Stories” para seleccionar todos los pisos y dibujamos columnas de 30 cm x 30 cm para todas las secciones.

Figura 48

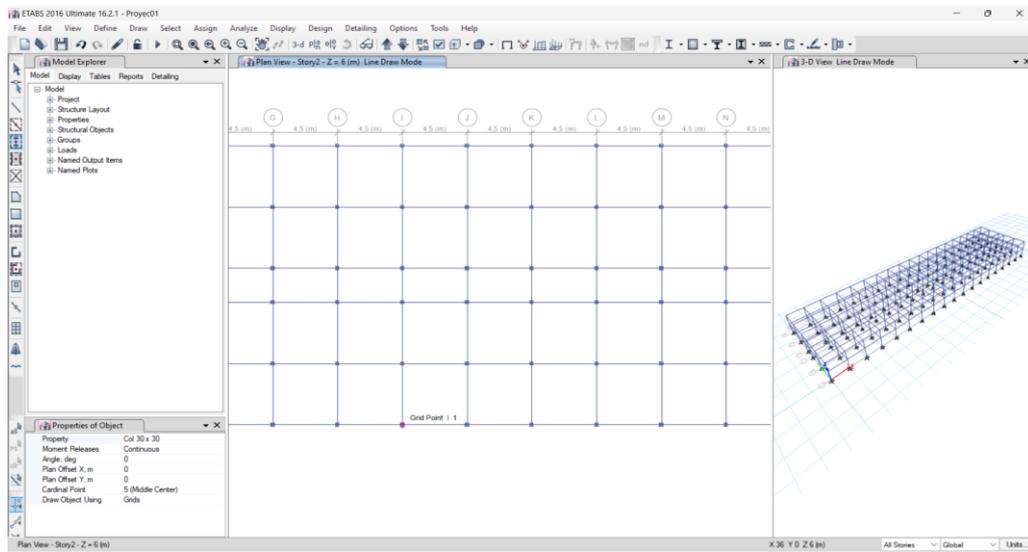
Asignación de columnas



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 49

Trazado de columnas

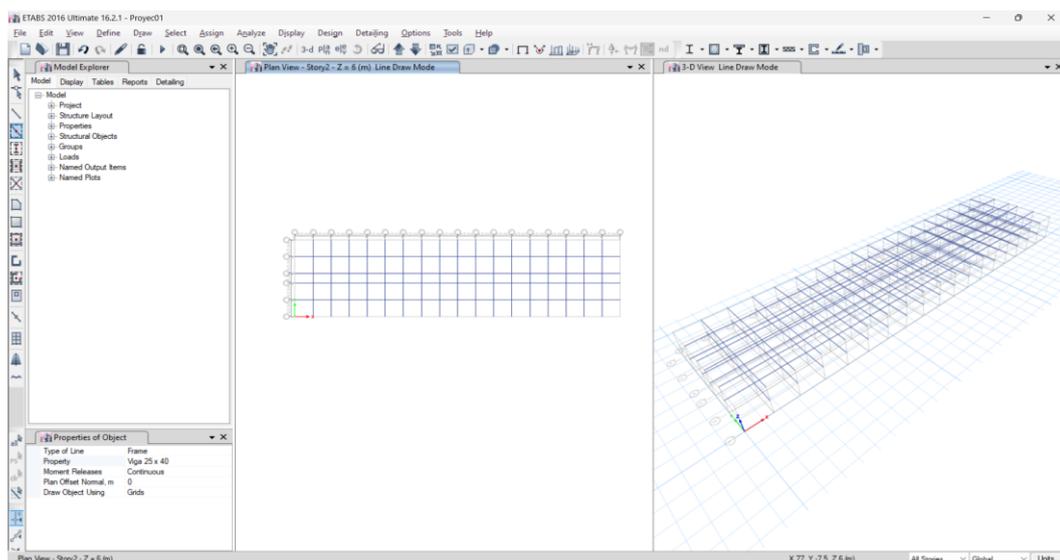


Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

- ii. Vigas. Configuramos “All Stories” para seleccionar todos los pisos y dibujamos para las centrales 25 x 40 cm y para las de borde 25 x 30 cm.

Figura 50

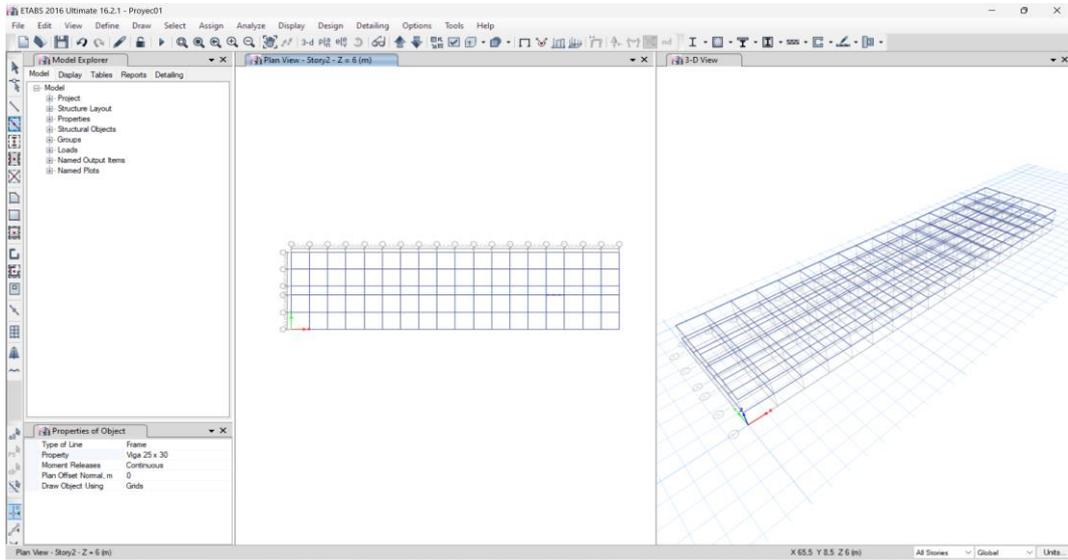
Trazado de vigas centrales 25 x 40 cm



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 51

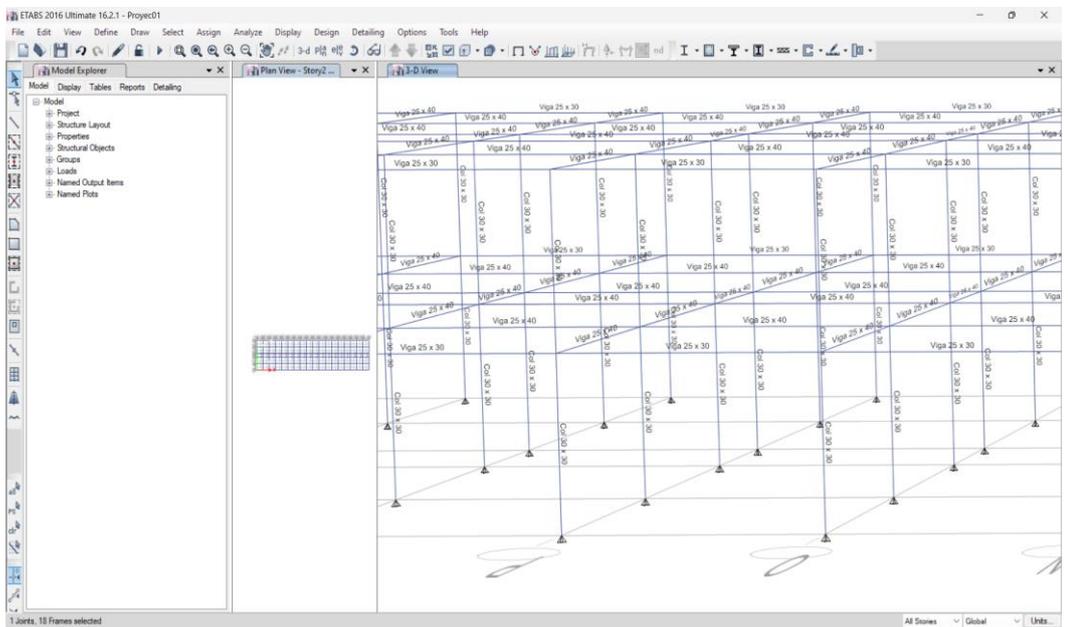
Trazado de vigas de borde 25 x 30 cm



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 52

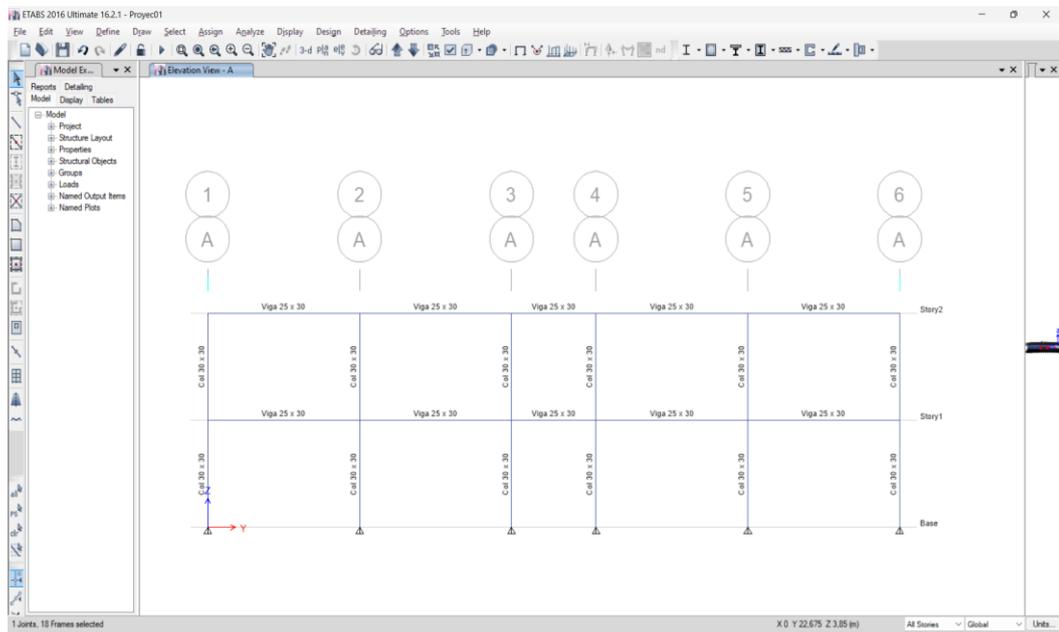
Secciones definidas para vigas y columnas en 3d



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 53

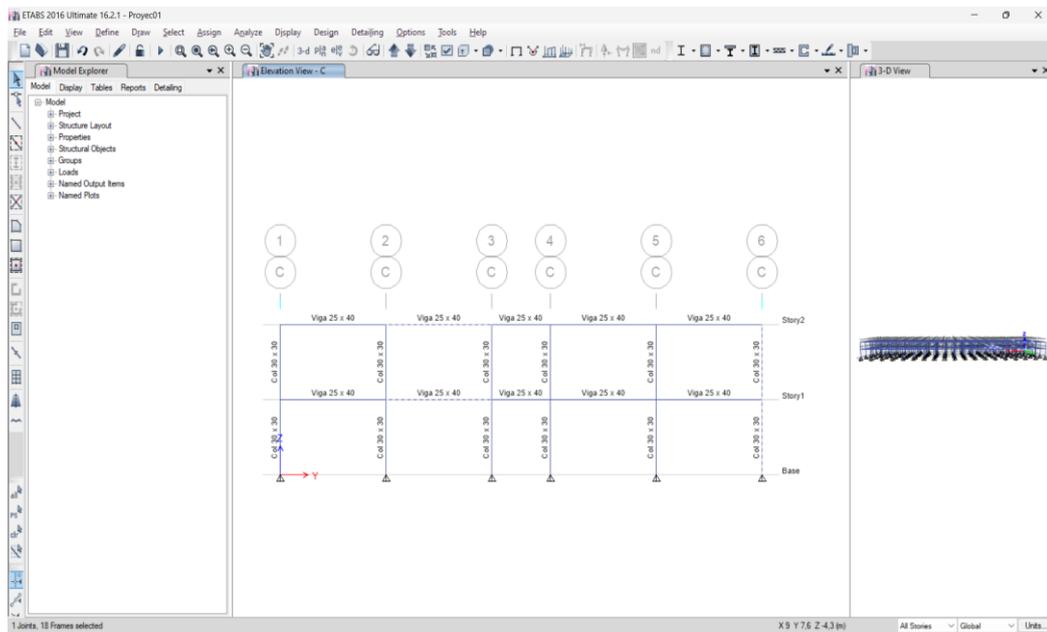
Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje A



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 54

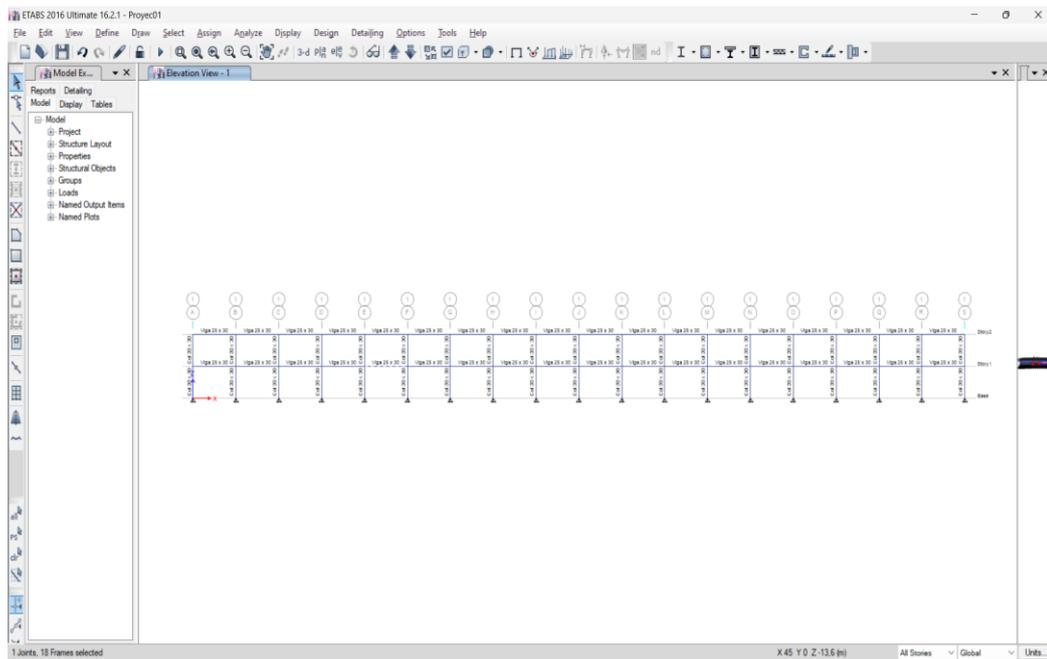
Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje C



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 55

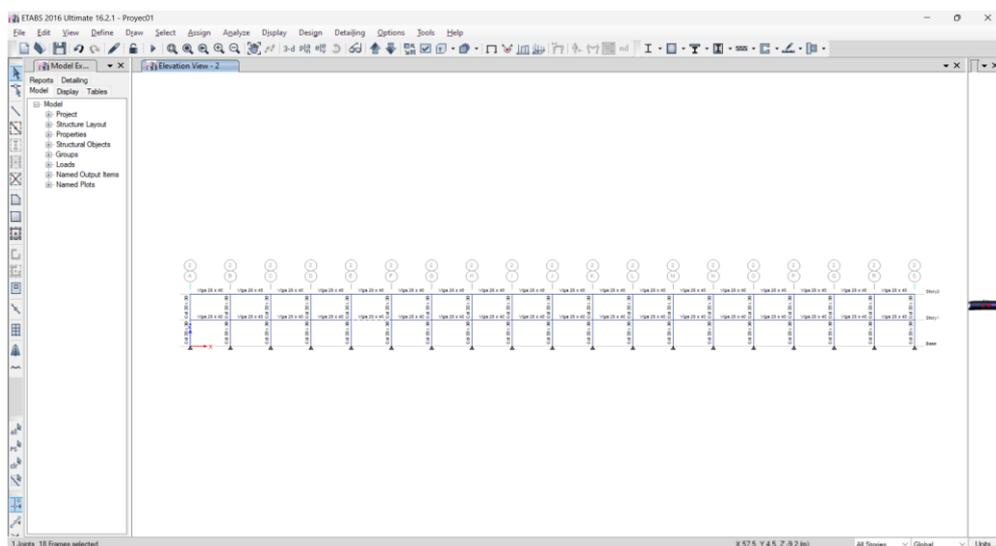
Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje 1



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 56

Secciones definidas para vigas y columnas en elevación eje 2



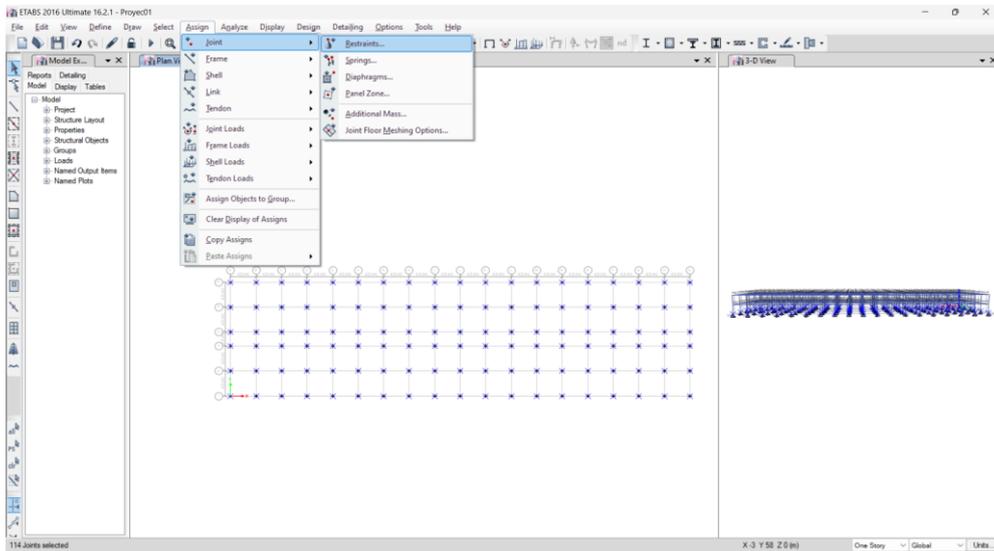
Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

E. Asignación de empotramientos de la base

Escogemos “Assign”, posteriormente “Joint” y “Restraints” y asignamos las propiedades que debe cumplir la base.

Figura 57

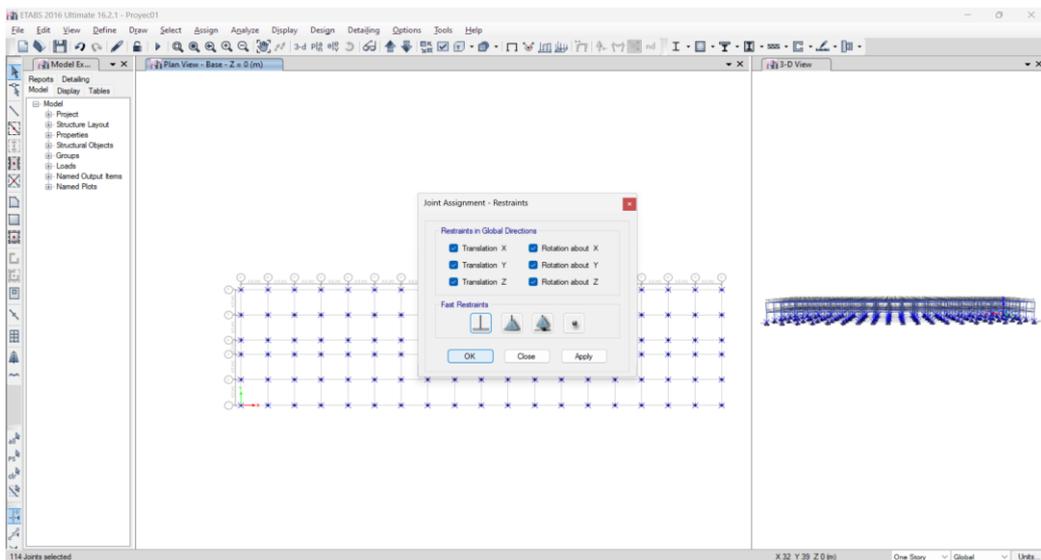
Seleccionamos la base para asignar las restricciones



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 58

Seleccionamos los empotramientos de la base

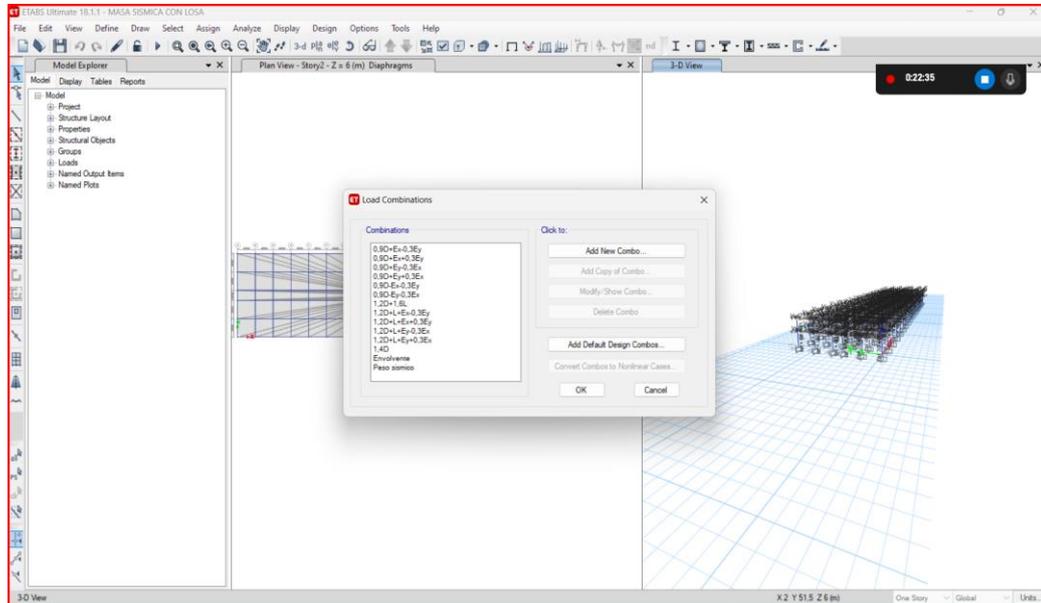


Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

F. Asignación de Cargas y combos

Figura 59

Creación de combinaciones de cargas



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Diseño de hormigón armado

En este capítulo se describe el diseño estructural de los elementos, los cuales deben cumplir con lo estipulado en las normas, NEC-SE-CG, NEC-SE-DS, NEC-SE-RE y ACI 318-19.

4.1.1 Vigas

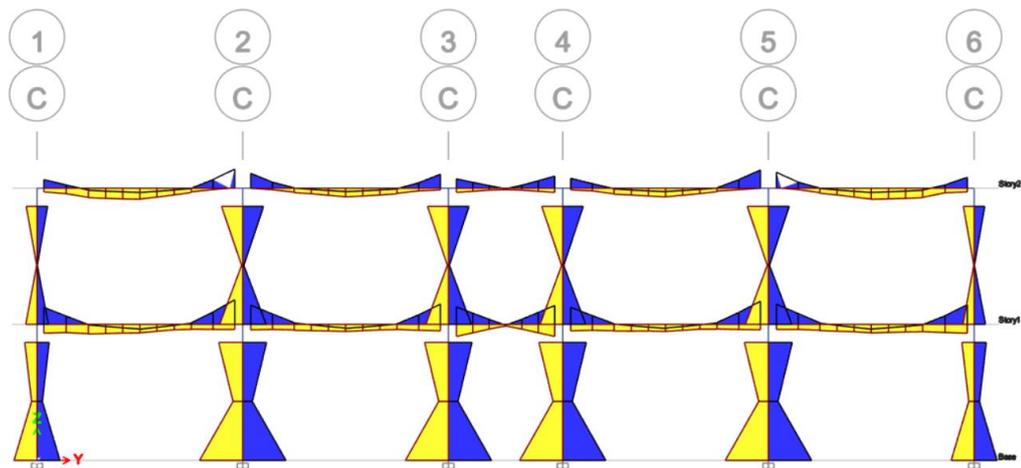
4.1.1.1 Diseño a flexión

Para el diseño a flexión en vigas de hormigón armado, usaremos los momentos extraídos del software ETABS mostrado en la figura 60, con esto

obtendremos la cantidad de acero necesario tanto para la parte superior e inferior.
 Para el diseño se tomará el pórtico C.

Figura 60

Momento de pórtico C.



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Como podemos observar en la imagen, en el eje 2-3 y 4-5 es donde se requerirá mayor cantidad de acero siendo simétricos calculamos para cualquiera de ellos. Con esto procedemos hacer el diseño y comparar los resultados manuales con los arrojados por el programa.

Tabla 56

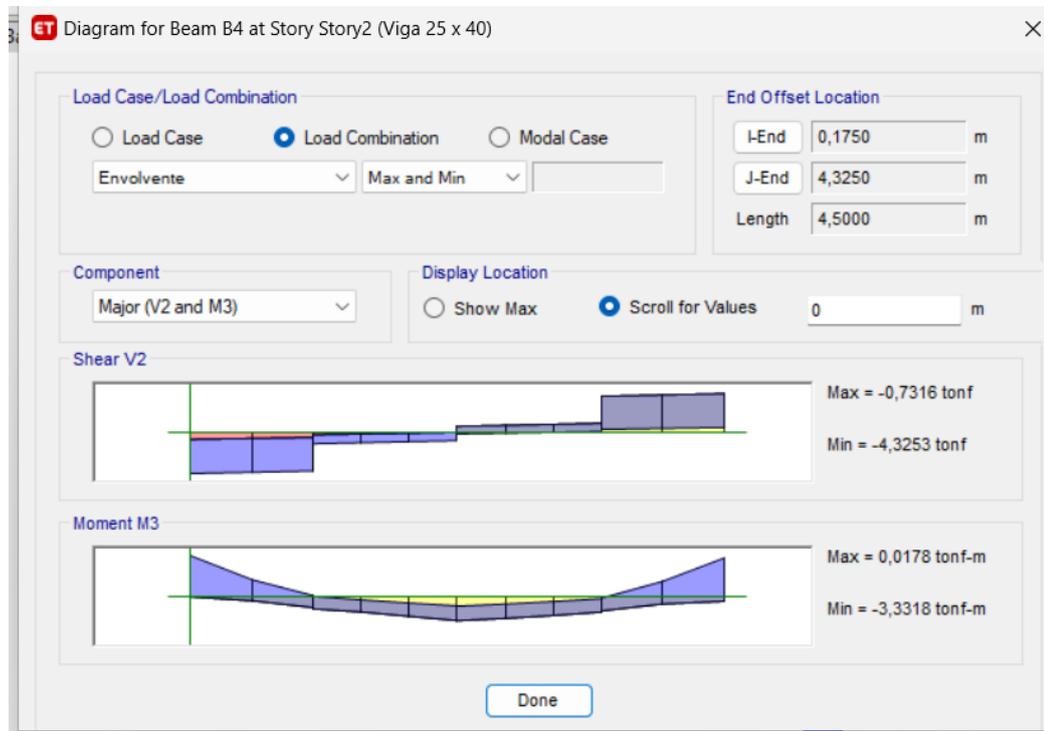
Momentos actuantes en la viga C23

Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho
-3,3318	0,7461	-3,1368
0,0178	1,9393	0,3769

Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Figura 61

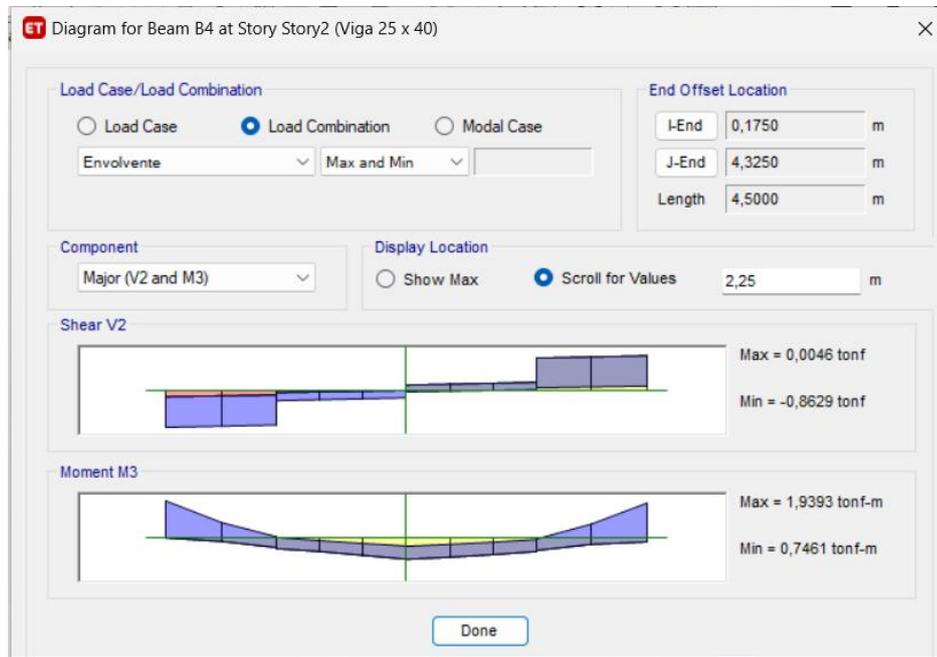
Momento actuantes en la viga C23 lado izquierdo



Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Figura 62

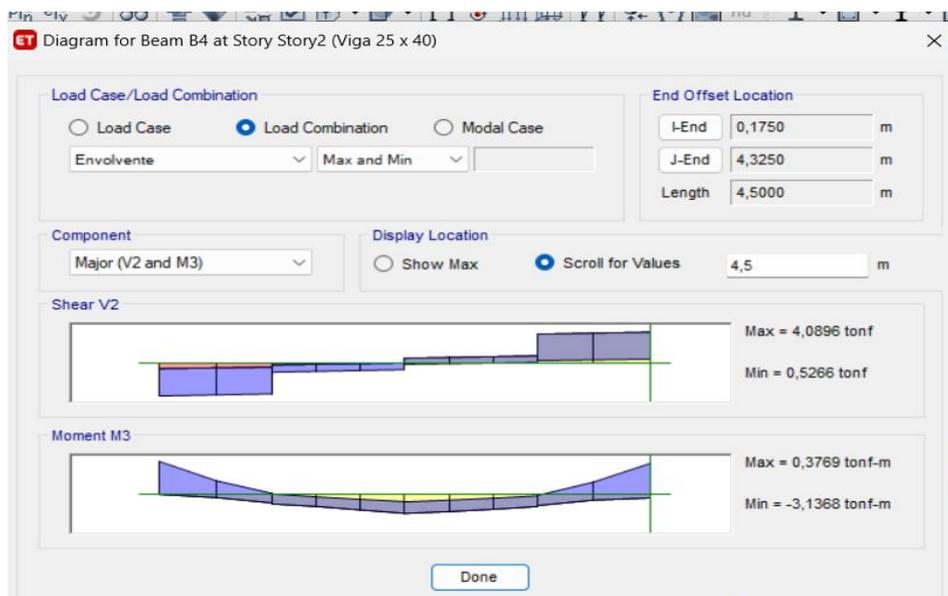
Momento actuantes en la viga C23 centro



Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Figura 63

Momento actuantes en la viga C23 lado derecho



Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Calculamos el acero en función a los máximos momentos que actúan en la viga C23

Tabla 57

Datos y especificaciones para el calculo

Elemento	Factor
F`c	240 kg/cm ²
Fy	4200 kg/cm ²
h	40 cm
b	25 cm
d	37 cm
r	3 cm
φ	0,9

Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Para diseñar nuestro acero longitudinal en nuestra sección utilizaremos las siguientes ecuaciones:

$$R_n = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0,85f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85f'c}} \right)$$

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

Donde:

F`c: Resistencia a la compresión del hormigón

Fy: Fluencia del acero

b: base de la viga

d: Altura de la columna sin recubrimiento

Utilizaremos los valores extraídos del Software Etabs para hallar el As requerido.

Extremo izquierdo (Superior e inferior)

$$R_{n \text{ superior}} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$R_{n \text{ superior}} = \frac{333180 \text{ kg} * \text{cm}}{0,9 * 25\text{cm} * (37\text{cm})^2} = 10,82 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{0,85 * (240)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 10,82}{0,85 * 240}} \right)$$

$$\rho = 0,002648$$

Chequeamos que la cuantía no esté por debajo de lo que especifica la norma, sino serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

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

Cálculo del área de acero longitudinal superior izquierdo requerido.

$$A_s = 0,002648 * 25 * 37$$

$$A_s = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$R_{n \text{ inferior}} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$R_{n \text{ inferior}} = \frac{1780 \text{ kg} * \text{cm}}{0,9 * 25\text{cm} * (37\text{cm})^2} = 0,0578 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{0,85 * (240)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0,0578}{0,85 * 240}} \right)$$

$$\rho = 0,0000138$$

Chequeamos que la cuantía no esté por debajo de lo que especifica la norma, sino serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

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

Cálculo del acero longitudinal superior izquierdo requerido.

$$A_s = 0,0018 * 25 * 37$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

En la NEC-SE-HM en la sección 4.2.5 nos indica dos ecuaciones para determinar el acero longitudinal requerido, donde se elige el mayor resultado.

$$a) \quad A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{4200} * 25 * 37$$

$$A_s \text{ min} = 3,083 \text{ cm}^2$$

$$b) \quad A_s \text{ min} = \frac{0,8 \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0,8 * \sqrt{240}}{4200} * 25 * 37$$

$$A_s \text{ min} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Tomaremos el valor de $3,08 \text{ cm}^2$

Comprobamos que:

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

$$2,45 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$1,67 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Sim embargo, si el A_s min es mayor, debemos usar la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{4}{3} A_s \text{ calculado}$$

Superior

Inferior

$$A_s = \frac{4}{3} (2,45 \text{ cm}^2) = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{4}{3} (1,67 \text{ cm}^2) = 2,23 \text{ cm}^2$$

Escogemos el área de acero determinada.

Centro (Superior e inferior)

$$R_{n \text{ superior}} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$R_{n \text{ superior}} = \frac{74610 \text{ kg} * \text{cm}}{0,9 * 25 \text{ cm} * (37 \text{ cm})^2} = 2,42 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{0,85 * (240)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2,42}{0,85 * 240}} \right)$$

$$\rho = 0,00058$$

Chequeamos que la cuantía no esté por debajo de lo que especifica la norma, sino serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

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

Cálculo del área de acero longitudinal superior izquierdo requerido.

$$A_s = 0,0018 * 25 * 37$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$R_{n inferior} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$R_{n inferior} = \frac{19393 \text{ kg} * \text{cm}}{0,9 * 25\text{cm} * (37\text{cm})^2} = 6,2959 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{0,85 * (240)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 6,2959}{0,85 * 240}} \right)$$

$$\rho = 0,001523$$

Chequeamos que la cuantía no esté por debajo de lo que especifica la norma, sino serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

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

Cálculo del acero longitudinal superior izquierdo requerido.

$$A_s = 0,0018 * 25 * 37$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

Comprobamos que:

$$A_s > A_{s_{min}}$$

$$1,67 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$1,67 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Sim embargo, si el A_s min es mayor, debemos usar la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{4}{3} A_s \text{ calculado}$$

Superior

Inferior

$$A_s = \frac{4}{3}(1,67 \text{ cm}^2) = 2,23 \text{ cm}^2 \quad A_s = \frac{4}{3}(1,67 \text{ cm}^2) = 2,23 \text{ cm}^2$$

Escogemos el área de acero determinada.

Extremo derecho (Superior e inferior)

$$R_{n \text{ superior}} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$R_{n \text{ superior}} = \frac{313680 \text{ kg} * \text{cm}}{0,9 * 25 \text{ cm} * (37 \text{ cm})^2} = 10,18 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{0,85 * (240)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 10,18}{0,85 * 240}} \right)$$

$$\rho = 0,002488$$

Chequeamos que la cuantía no esté por debajo de lo que especifica la norma, sino serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

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

Cálculo del área de acero longitudinal superior izquierdo requerido.

$$A_s = 0,002488 * 25 * 37$$

$$A_s = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$R_{n \text{ inferior}} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$R_{n \text{ inferior}} = \frac{37690 \text{ kg} * \text{cm}}{0,9 * 25 \text{ cm} * (37 \text{ cm})^2} = 1,22 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero.

$$\rho = \frac{0,85 * (240)}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1,22}{0,85 * 240}} \right)$$

$$\rho = 0,00029$$

Chequeamos que la cuantía no esté por debajo de lo que especifica la norma, sino serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

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

Cálculo del acero longitudinal superior izquierdo requerido.

$$A_s = 0,0018 * 25 * 37$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

Comprobamos que:

$$A_s > A_{s_{min}}$$

$$2,30 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$1,67 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Sim embargo, si el A_s min es mayor, debemos usar la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{4}{3} A_s \text{ calculado}$$

Superior

Inferior

$$A_s = \frac{4}{3} (2,30 \text{ cm}^2) = 3,07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{4}{3} (1,67 \text{ cm}^2) = 2,23 \text{ cm}^2$$

Escogemos el área de acero determinada.

Cálculo de la cuantía balanceada.

El ACI 318 en la sección 22.2.2.4.3 nos indica la ecuación nos indica el valor de β_1 que es de 0,85.

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{87000}{f_y + 87000}$$

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{4000}{6000} * \frac{87000}{87000 + 6000}$$

$$\rho_b = 0,029$$

Cálculo de la cuantía máxima.

$$\rho_b = 0,5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0,5 * 0,029$$

$$\rho_b = 0,014$$

$$A_{s_{max}} = 0,014 * 37 * 25$$

$$A_s = 13,18 \text{ cm}^2$$

Tabla 58

Verificaciones

VIGA 25 X40	Extremo izquierdo		Centro		Extremo derecho	
	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)
Superior	0,0026	2,45	0,0018	1,67	0,0025	2,30
Inferior	0,0018	1,67	0,0018	1,67	0,0018	1,67
$A_{s_{min}} < A_{s_{req}} < A_{s_{max}}$	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Tabla 59

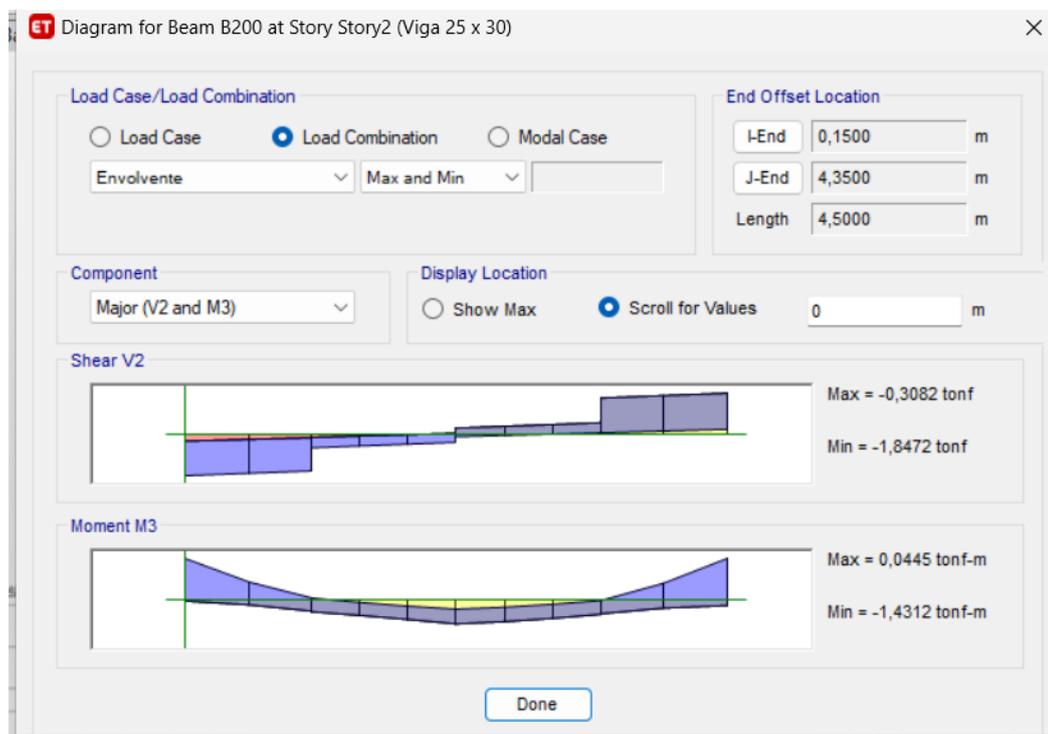
Momentos actuantes en la viga A23

Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho
-1,4312	0,2813	-1,4353
0,0445	0,7852	0,1993

Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Figura 64

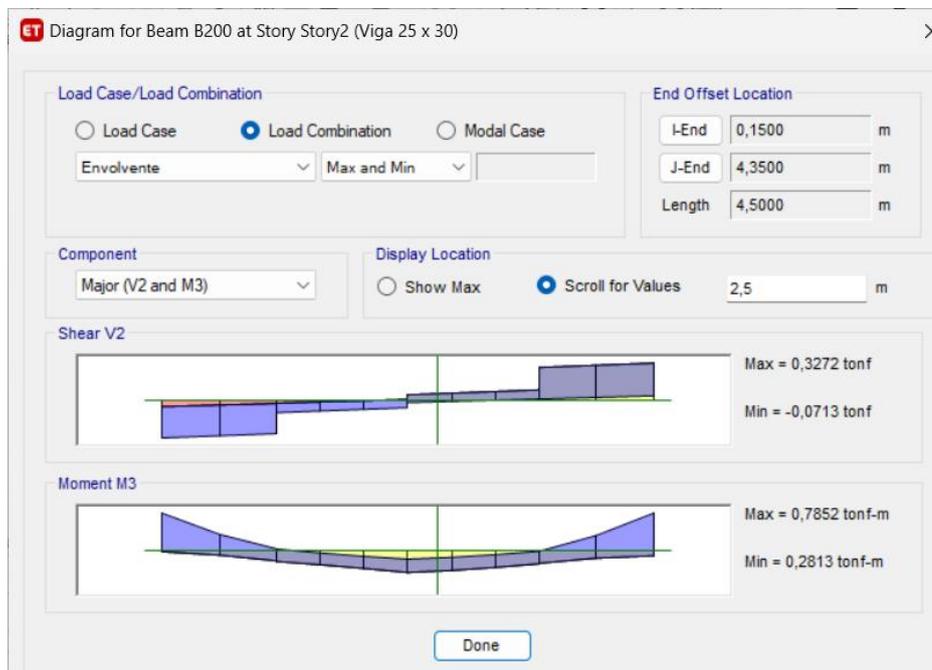
Momentos actuantes en la viga A23 lado derecho



Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Figura 65

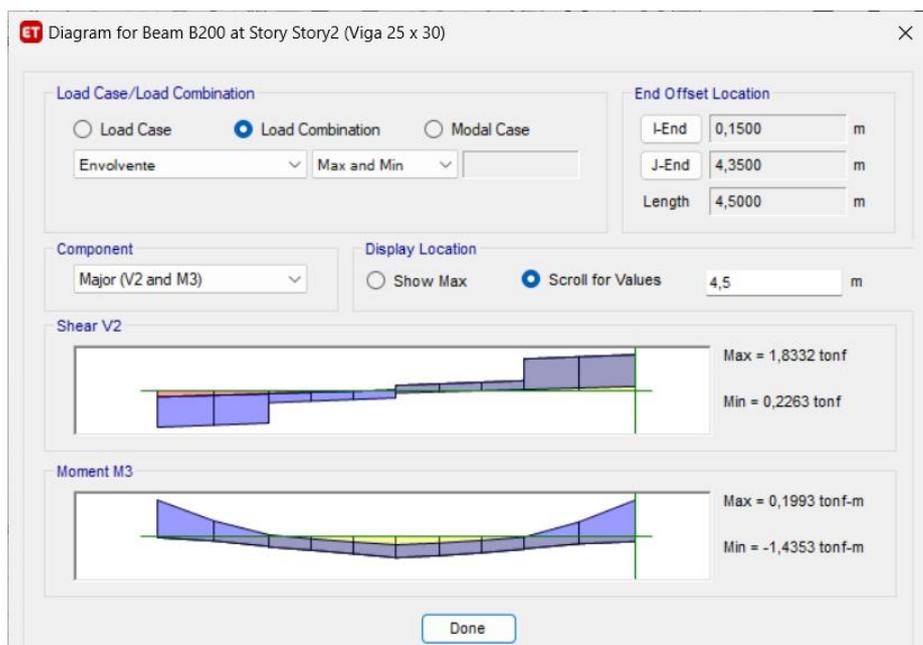
Momento actuantes en la viga A23 centro



Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Figura 66

Momento actuantes en la viga A23 centro



Nota: Tomado del Software Etabs 18.1.1

Tabla 60

Verificaciones

VIGA 25 X30	Extremo izquierdo		Centro		Extremo derecho	
	ρ	A_s (cm ²)	ρ	A_s (cm ²)	ρ	A_s (cm ²)
Superior	0,0021	1,91	0,0018	1,62	0,0021	1,92
Inferior	0,0018	1,62	0,0018	1,62	0,0018	1,62
$A_{s_{min}} < A_{s_{req}} < A_{s_{max}}$	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Según lo analizado hemos asignado a la viga un $A_s=3,05$ para la parte superior e inferior compuesto por $2\phi 12 + 1\phi 10$

4.1.1.2 Refuerzo transversal

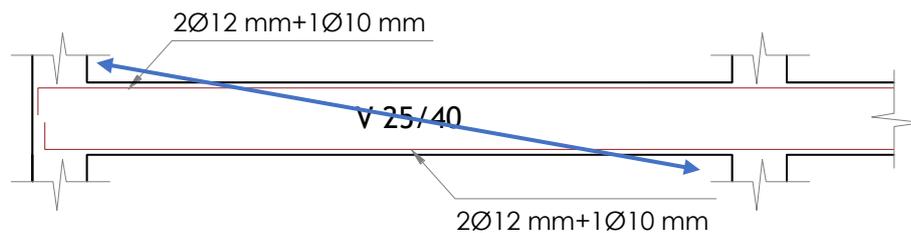
De acuerdo con el ACI 318 en la sección 18.6.4, indica que los estribos cerrados de confinamiento en las regiones de las vigas deben colocarse en:

- Una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga
- Longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

Continuaremos trabajando con la viga 25x40 y procedemos a calcular

Figura 67

Cortante equivalente de viga 25x40



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

Cálculo del refuerzo transversal, considerando los momentos probables mayores para el diseño.

$$a^{\pm} = \frac{As * fy}{0.85 * f^c * b}$$

$$Mpr^{1/2} = 1.25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

As: Área de acero

Fy: Fluencia del acero

F`c: resistencia a la compresión del hormigón

b: base de la viga

d: altura de la viga sin recubrimiento

$$a^{-} = \frac{1,25 * As * fy}{0,85 * f^c * b}$$

$$a^{-} = \frac{1,25 * 3,05 * 4200}{0,85 * 240 * 25}$$

$$a^{-} = 3,14 \text{ cm}$$

$$a^{+} = \frac{As * fy}{0,85 * f^c * b}$$

$$a^{+} = \frac{3,05 * 4200}{0,85 * 240 * 25}$$

$$a^{+} = 3,14 \text{ cm}$$

Cálculo del momento probable

$$Mpr1 = 1,25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr1,2} = 1,25 * 3,05 * 4200 * \left(37 - \frac{3,14}{2}\right)$$

$$M_{pr1,2} = 567325,23 \text{ kg} * \text{cm}$$

Cálculo del cortante Isostático.

$$V_{isostatico} = \frac{WuLn}{2}$$

$$V_{isostatico} = \frac{20,11 * 450}{2}$$

$$V_{isostatico} = 4524,75 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante hiperestático.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln}$$

$$V_E = \frac{572366,813 + 572366,813}{450}$$

$$V_E = 2521,45 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante equivalente crítico

$$V_e = V_{isostatico} + V_E$$

$$V_e = 4524,75 + 2521,45 \text{ kg}$$

$$V_e = 7046,2 \text{ kg}$$

Comprobación

$$V_e > V_{isostatico}$$

$$7046,2 \text{ kg} > 4122 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Cálculo del acero transversal en la zona 2h

$$\phi V_n > V_E, \text{ se usa } 2\phi 10 @ 10\text{cm}$$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

$$V_s = A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$V_s = (3 * 0,785) * 4200 * \frac{37}{10}$$

$$V_s = 36596,7 \text{ kg}$$

En el ACI sección 18.7.5.1, indica que el refuerzo transversal en las longitudes se diseña para resistir el cortante, suponiendo que $V_c=0$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

$$\phi V_u = 0,75 V_s$$

$$\phi V_u = 0,75 * 36596,7$$

$$\phi V_u = 27447,525$$

A continuación, tomamos el V_e mayor, en este caso es el $V_e = 7046,2 \text{ kg}$

Comprobación

$$\phi V_u > V_e,$$

$$27447,525 > 7046,2 \quad \mathbf{OK}$$

Cálculo del acero transversal fuera de la zona 2h.

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{240} * 25 * 37$$

$$V_c = 7594,92 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.75 * V_c$$

$$\phi V_c = 0.75 * 7594,92$$

$$\phi V_c = 5696,19 \text{ kg}$$

4.1.1.3 Refuerzo mínimo a cortante

$$V_{u_{min}} = \phi * \lambda * 0.27 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_{u_{min}} = 0,75 * 1 * 0.27 * \sqrt{240} * 25 * 37$$

$$V_{u_{min}} = 2901,83 \text{ kg}$$

Se usa 2 ϕ 10 @ 20 cm

$$\phi V_s = \phi * A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$\phi V_s = 0,75 * 1,57 * 4200 * \frac{37}{20}$$

$$\phi V_s = 9149,18 \text{ kg}$$

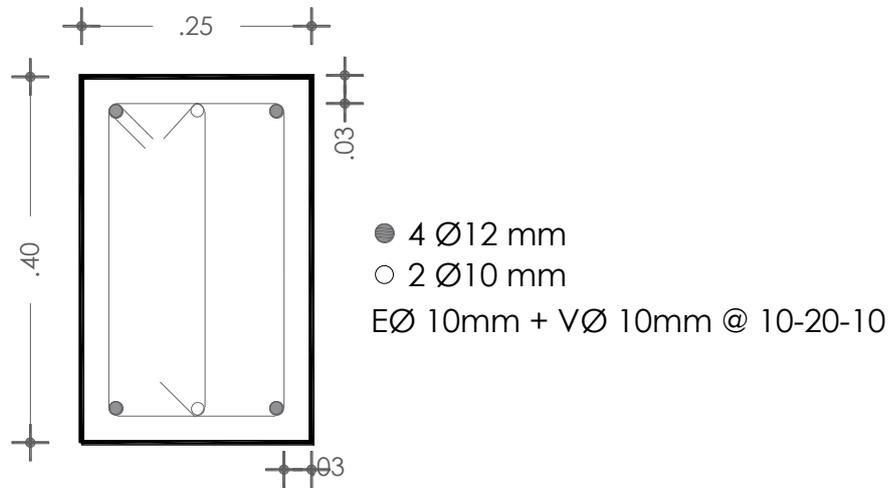
Comprobación

$$\phi V_s \text{ provisto} > V_u \text{ minimo}$$

$$9149,18 > 2901,83 \text{ OK}$$

Figura 68

Refuerzo longitudinal de la viga 30x40



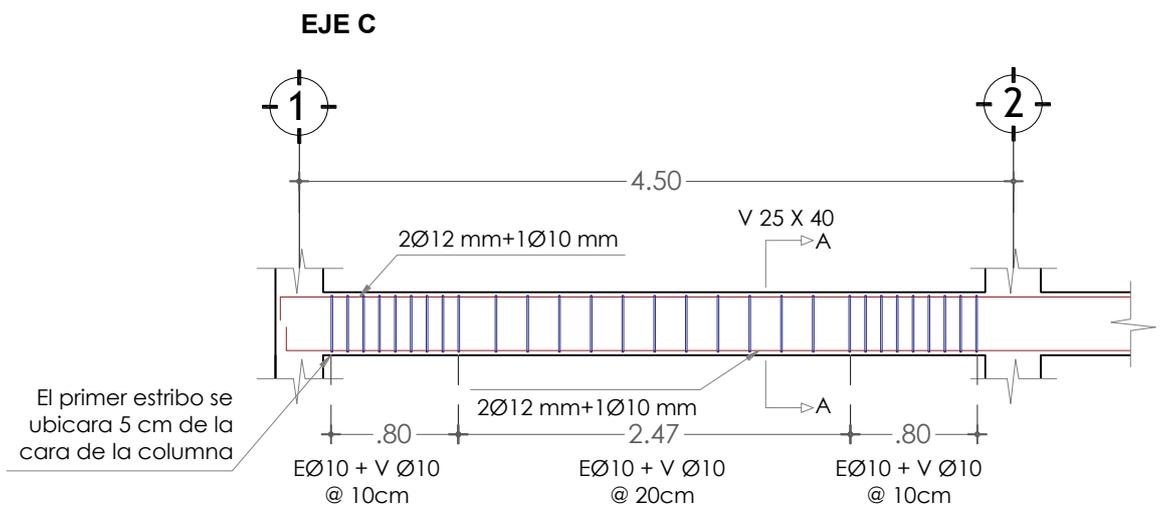
Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

4.1.1.4 Adherencia y anclaje de varillas

El anclaje para el acero longitudinal será a través de un gancho doblado a 90° y tendrá una longitud de desarrollo de $12 \cdot \varnothing$.

Figura 69

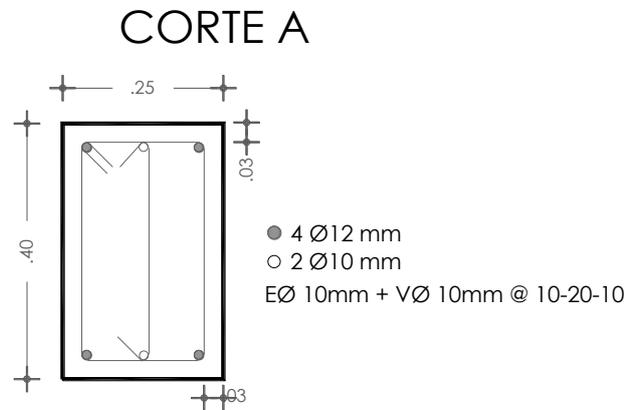
Detalle de armado de la viga 25 x 40



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

Figura 70

Detalle de armado de la viga 25 x 40 Corte A



Nota: Christian Carvajal – Daniela Salinas

4.1.2 Columnas

4.1.2.1 Límites dimensionales

De acuerdo con el ACI 318, en la sección 18.7.2.1 deben cumplir con:

a) $h_{c1}, h_{c2} \geq 30\text{cm}$

$$h_{c1} = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ Ok}$$

$$h_{c2} = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ Ok}$$

b) $\frac{\text{dimension menor}}{\text{dimension perpendicular}} \geq 0.4$

$$\frac{35\text{ cm}}{35\text{ cm}} = 1 \geq 0.4 \text{ Ok}$$

$$\frac{30\text{ cm}}{30\text{ cm}} = 1 \geq 0.4 \text{ Ok}$$

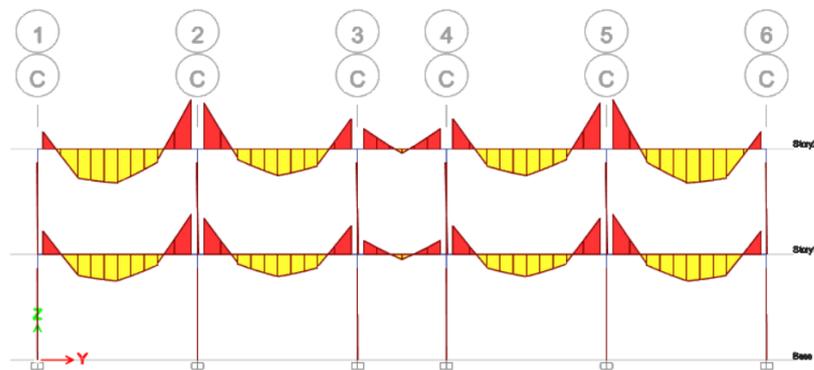
4.1.2.2 Diseño a flexo-compresión

Para analizar la estructura, se obtuvo los valores de fuerzas (P) y momentos (M) mediante el software ETABS, para si graficar el diagrama de interacción, donde se puede observar el comportamiento de las columnas.

A continuación, en la figura 71 se muestran el diagrama de momentos M_u con la combinación más crítica.

Figura 71

Diagrama de momentos (M_{3-3}) del pórtico C



Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

Tabla 61

Datos y especificaciones para calculo

Datos de columna	
F_c	240 kg/cm ²
F_y	4200 kg/cm ²
b	35 cm
h	35 cm
P_u	70007,2 kg
M_u	964910 kg-cm
F_r	0,8
d	32 Cm

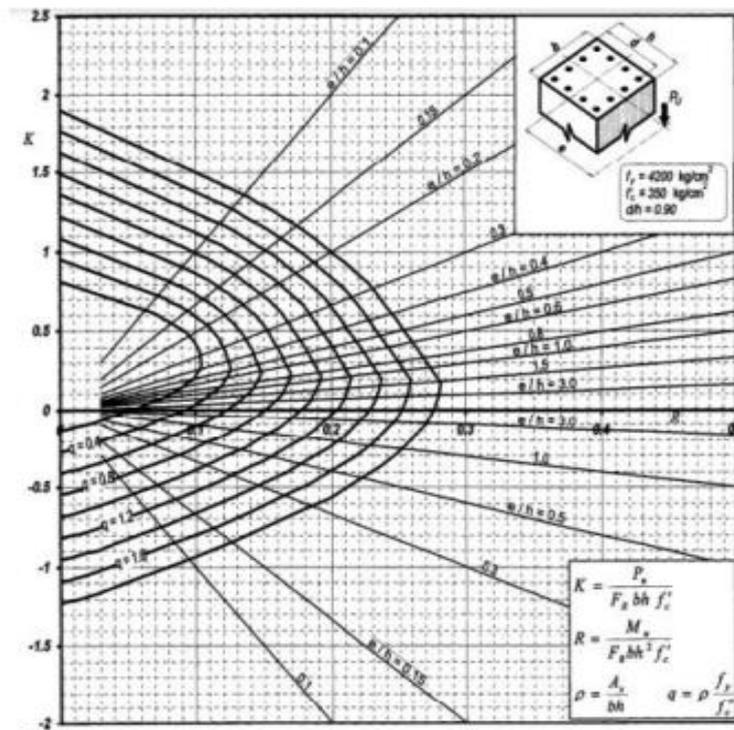
Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

Usamos el diagrama de interacción propuesto en el libro González Cuevas.

$$\frac{d}{h} = \frac{30}{35} = 0,9$$

Figura 72

Diagrama de interacción para diseño de columnas $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c < 350 \text{ kg/cm}^2$ y $d/h = 0.9$



Nota: Tomado de Oscar M. González Cuevas (2015)

Cálculo de la cuantía de diseño

$$K = \frac{P_u}{F_y * b * h * f_c}$$

$$K = \frac{70007,2}{0,8 * 35 * 35 * 240}$$

$$K = 0,30$$

$$R = \frac{Mu}{Fr * b * h^2 * f^c}$$

$$R = \frac{964910}{0,8 * 35 * 35^2 * 240}$$

$$R = 0,12$$

Graficamos en el diagrama los valores de K y R, hallamos el valor de q que es de=0,35

Resistencia a la compresión del concreto

$$f^*c = 0,80 * f^c$$

$$f^*c = 0,80 * 240 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f^*c = 192 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f``c = 0,85 * f^*c$$

$$f``c = 0,85 * 192 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f``c = 163,2 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{f``c}{fy} * q$$

$$\rho = \frac{163,2 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 0,35$$

$$\rho = 0,0136$$

$$\text{As diseño} = \rho * b * h = 0,0136 * 35 * 35 = 16,66 \text{ cm}^2$$

$$As_{real} = \rho * b * h = (4 * 2,01) + (4 * 2,54) = 18,22 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$As_{real} \geq As_{diseño}$$

$$18,22 \text{ cm}^2 \geq 16,66 \text{ cm}^2$$

Tenemos una cuantía de 1,36% para la columna de sección 35cm x 35cm. Procedemos a calcular el refuerzo y se obtuvo que la columna necesita 4 varillas de 16mm + 4 de 18mm.

La separación mínima entre varillas no debe ser menor a 5 cm ni mayor a 15 cm. En todos sus ejes.

$$s = \frac{(h - (2r) - (\# \text{ varillas} * \emptyset \text{ de varilla}))}{\# \text{ espacios entre varillas}}$$

$$Sh_{1,2} = \frac{(35 - (2 * 3\text{cm}) - (1 * 1,6\text{cm}) - (2 * 1,8\text{cm}))}{2}$$

$$Sh_{1,2} = 11,9 \text{ CUMPLE}$$

Para el cálculo del refuerzo transversal de nuestra columna utilizaremos los parámetros establecidos entre la NEC-2015 y el ACI 318-19

Tabla 62

Datos y especificaciones para calculo

Datos de columna	
r	3 cm
\emptyset_{db1}	1,2 cm
\emptyset_{db2}	1 cm

Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

Longitud de desarrollo zona Lo

$$L_o = h_{c1} = 35cm$$

$$L_o = h_{c2} = 35cm$$

$$L_o = \frac{lc}{6} = \frac{260}{6} cm = 0,43$$

$$L_o = 45 cm \quad \textbf{CONTROLA}$$

Separación entre estribos para zona Lo (confinamiento)

$$S_1 = \frac{h_{c1}}{4} = \frac{35}{4} = 8,75 cm \textbf{"CONTROLA"}$$

$$S_1 = 6 * db = 6 * 1,2 = 7,2cm$$

$$S_1 = S_0 = 10 + \frac{35 - h_x}{3} = 10 + \frac{35 - 29}{3} = 12 cm$$

Según el análisis determinamos que la separación entre estribos para la zona de confinamiento será:

$$S_1 = 8,75 cm \approx 10 cm$$

Separación entre estribos para zona fuera de Lo

$$S_2 = 6 * db = 6 * 1,2 = 7,2cm \textbf{"CONTROLA"}$$

$$S_2 = 15 cm$$

Según el análisis determinamos que la separación entre estribos para la zona fuera de Lo será:

$$S_2 = 7,2 cm \approx 10 cm$$

Diseño por confinamiento

$$A_{ch} = 29 * 29 = 841 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0,3 * \left(\frac{1225}{841} - 1 \right) \frac{240}{4200} = 0,0078 \text{ "CONTROLA"}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,09 * \left(\frac{240}{4200} \right) = 0,0051$$

Para $S = 10 \text{ cm}$ se obtiene que A_{sh} es igual a:

$$A_{sh1req} = A_{sh} * bc1 * S = 0,0078 * 29 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2req} = A_{sh} * bc2 * S = 0,0078 * 29 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2,26 \text{ cm}^2$$

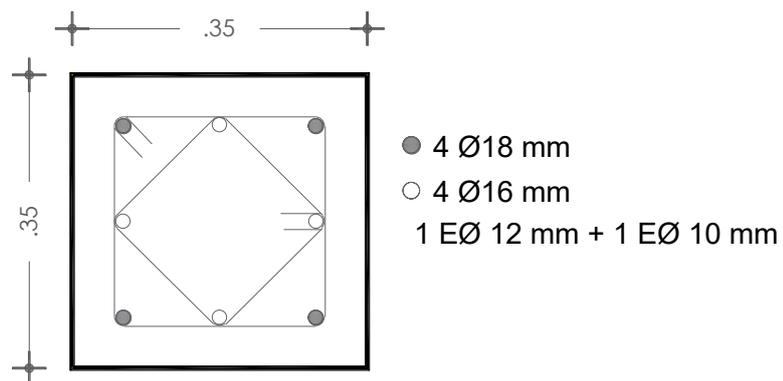
$$A_{sh1provisto} = \text{N}^\circ \text{ de ramas} * \text{área} = (2 * 1,13 \text{ cm}^2) + (2 * 0,79 \text{ cm}^2)$$

$$A_{sh1provisto} = 3,84 \text{ cm}^2$$

$$3,84 \text{ cm}^2 > 2,26 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

Figura 73

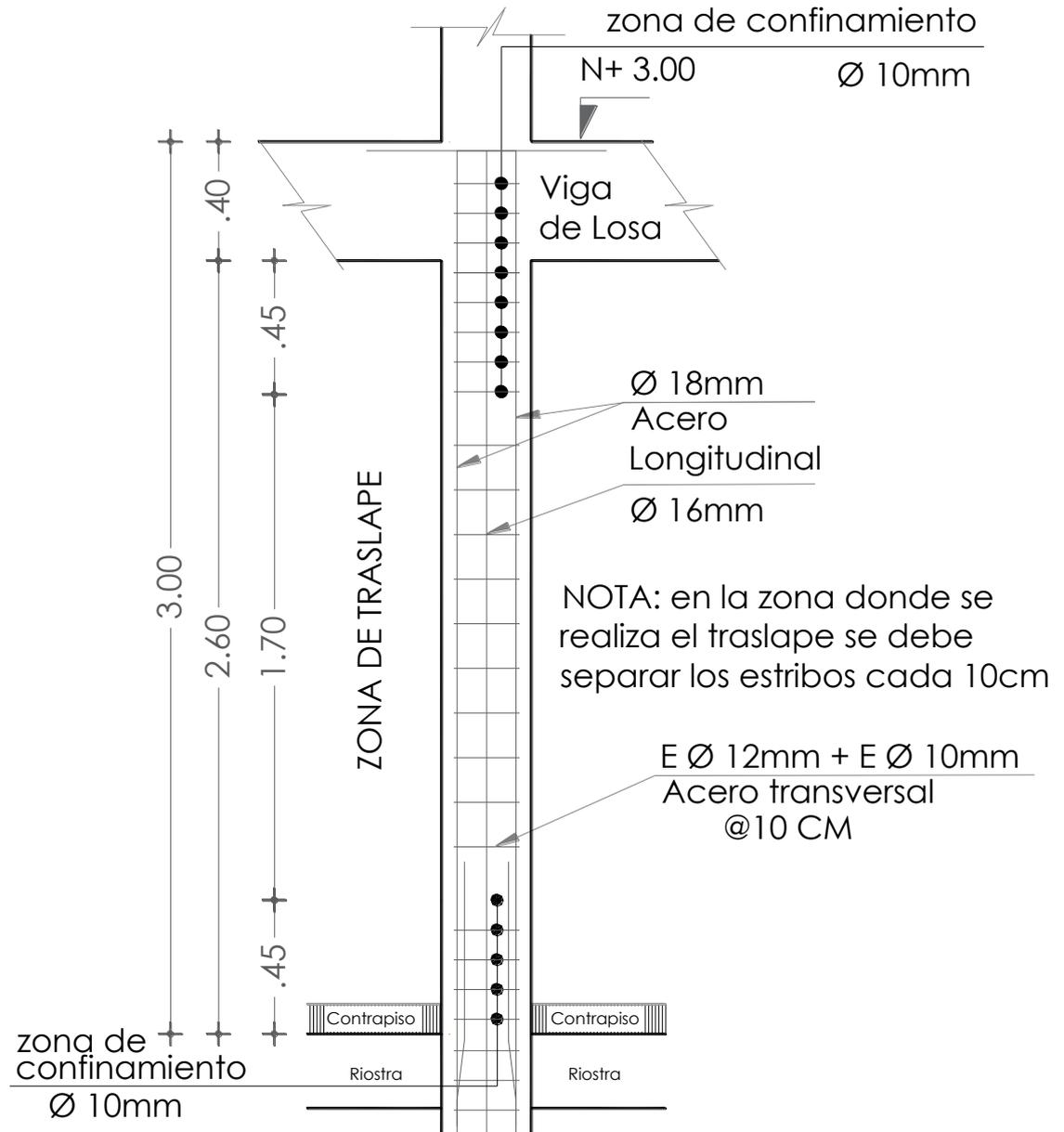
Sección de columna más crítica de $C35 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$



Nota: Fuente Christian Carvajal – Daniela Salinas

Figura 74

Alzado de columna más crítica de C35 cm x 35 cm



Nota: Fuente Christian Carvajal – Daniela Salinas

Datos para realizar el cálculo de la columna 30 x30. Diseño a flexo -compresión.

Tabla 63*Datos y especificaciones para calculo*

Datos de columna	
F`c	240 kg/cm2
Fy	4200 kg/cm2
b	30 cm
h	30 cm
Pu	29289,9 kg
Mu	512980 kg-cm
Fr	0,8
d	27 Cm

Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

Usamos el diagrama de interacción propuesto en el libro González Cuevas.

$$\frac{d}{h} = \frac{25}{30} = 0,9$$

Cálculo de la cuantía de diseño

$$K = \frac{Pu}{Fr * b * h * f`c}$$

$$K = \frac{29289,9}{0,8 * 30 * 30 * 240}$$

$$K = 0,17$$

$$R = \frac{Mu}{Fr * b * h^2 * f`c}$$

$$R = \frac{512980}{0,8 * 30 * 30^2 * 240}$$

$$R = 0,10$$

Graficamos en el diagrama los valores de K y R, hallamos el valor de q que es de=0,35

Resistencia a la compresión del concreto

$$f^*c = 0.80 * f^c$$

$$f^*c = 0.80 * 240 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f^*c = 192 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f``c = 0,85 * f^*c$$

$$f``c = 0,85 * 192 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f``c = 163,2 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{f``c}{fy} * q$$

$$\rho = \frac{163,2 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 0,25$$

$$\rho = 0,0097$$

La cuantía que obtuvimos no cumple con las especificaciones del código ACI 318-19 por tanto procedemos a usar la mínima sugerida $\rho = 0,01$

$$As \text{ diseño} = \rho * b * h = 0,01 * 30 * 30 = 9,00 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ real} = \rho * b * h = (8 * 1,13) = 9,05 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$As \text{ real} \geq As \text{ diseño}$$

$$9,05 \geq 9,00 \text{ cm}^2$$

Tenemos una cuantía de 1,00% para la columna de sección 30cm x 30cm. Procedemos a calcular el refuerzo y se obtuvo que la columna necesita 8 varillas de 12mm

La separación mínima entre varillas no debe ser menor a 5 cm ni mayor a 15 cm. En todos sus ejes.

$$s = \frac{(h - (2r) - (\# \text{ varillas} * \phi \text{ de varilla}))}{\# \text{ espacios entre varillas}}$$

$$Sh_{1,2} = \frac{(30 - (2 * 3cm) - (3 * 1,2cm))}{2}$$

$$Sh_{1,2} = 10,2 \quad \text{CUMPLE}$$

Para el cálculo del refuerzo transversal de nuestra columna utilizaremos los parámetros establecidos entre la NEC-2015 y el ACI 318-19

Tabla 64

Datos y especificaciones para calculo

Datos de columna	
r	3 cm
$\phi_{db1,2}$	1 cm

Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

Longitud de desarrollo zona Lo

$$L_o = h_{c1} = 30cm$$

$$L_o = h_{c2} = 30cm$$

$$L_o = \frac{lc}{6} = \frac{270}{6} cm = 0,45$$

$$L_o = 45 cm \quad \text{CONTROLA}$$

Separación entre estribos para zona Lo (confinamiento)

$$S_1 = \frac{h_{c1}}{4} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_1 = 6 * db = 6 * 1 = 6,0 \text{ cm "CONTROLA"}$$

$$S_1 = S_0 = 10 + \frac{35 - h_x}{3} = 10 + \frac{35 - 24}{3} = 13,66 \text{ cm}$$

Según el análisis determinamos que la separación entre estribos para la zona de confinamiento será:

$$S_1 = 6 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Separación entre estribos para zona fuera de Lo

$$S_2 = 6 * db = 6 * 1 = 6 \text{ cm "CONTROLA"}$$

$$S_2 = 15 \text{ cm}$$

Según el análisis determinamos que la separación entre estribos para la zona fuera de Lo será:

$$S_2 = 6 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Diseño por confinamiento

$$A_{ch} = 24 * 24 = 576 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0,3 * \left(\frac{900}{576} - 1 \right) \frac{240}{4200} = 0,009 \text{ "CONTROLA"}$$

$$A_{sh} = 0,09 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,09 * \left(\frac{240}{4200} \right) = 0,0051$$

Para S = 10 cm se obtiene que Ash es igual a:

$$A_{sh1req} = A_{sh} * bc1 * S = 0,009 * 24 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2req} = A_{sh} * bc2 * S = 0,009 * 24 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2,16 \text{ cm}^2$$

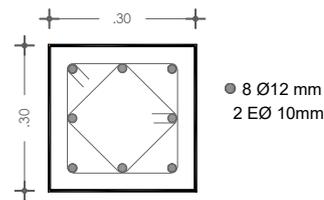
$$A_{sh1} \text{provisto} = N^{\circ} \text{ de ramas} * \text{área} = (2 * 0,79 \text{ cm}^2) + (2 * 0,79 \text{ cm}^2)$$

$$A_{sh1} \text{provisto} = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$3,16 \text{ cm}^2 > 2,26 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

Figura 75

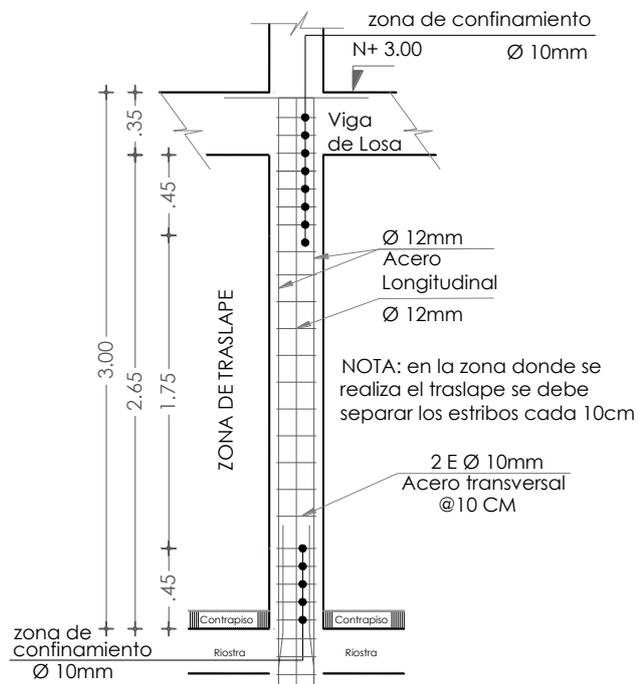
Sección de columna más crítica de C30 cm x 30 cm



Nota: Fuente Christian Carvajal – Daniela Salinas

Figura 76

Alzado de columna más crítica de C30 cm x 30 cm

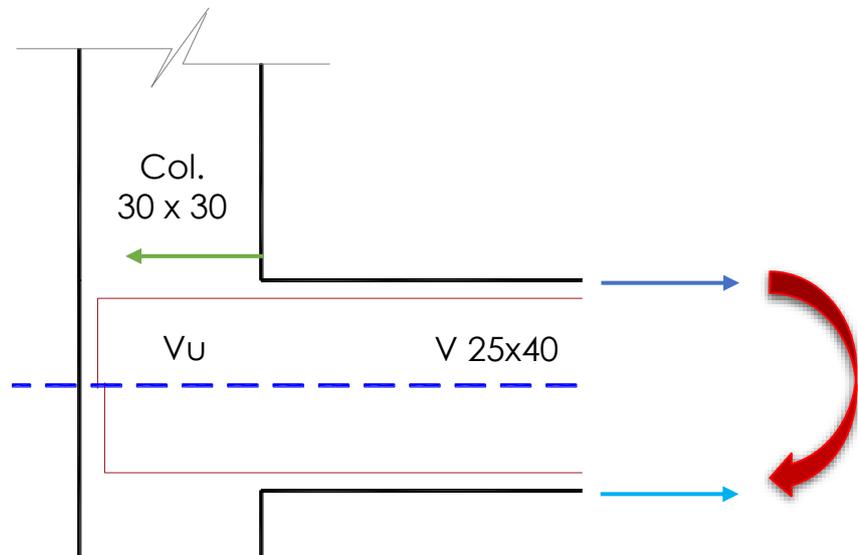


Nota: Fuente Christian Carvajal – Daniela Salinas

Conexión viga – columna primer piso conexión exterior del eje C1 – C2

Figura 77

Conexión viga – columna del primer piso borde.



Nota: Fuente Christian Carvajal – Daniela Salinas

Tabla 65

Datos y especificaciones para calculo - columna

Datos de columna	
F`c	240 kg/cm ²
Fy	4200 kg/cm ²
b	30 cm
h	30 cm
r	3 cm
L col	300 cm

Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

Tabla 66*Datos y especificaciones para calculo - viga*

Datos de viga	
d_{viga}	37 cm
b_w	25 cm
\emptyset	0,85 cm
# Varilla _{sup,inf}	3
$A_{Ssup,inf}$	3,05 cm ²
H_{viga}	40 cm

Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col} = \frac{3}{4} * 30 = 22,50 \quad \rightarrow \quad 25 = 22,50 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Cálculos:

$$T = 1,25 * A_s * F_y = 1,25 * 3,05 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 16012,5 \text{ kg}$$

$$\alpha = \frac{T}{0,85 * f'_c * b_{viga}} = \frac{16012,5}{0,85 * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} = 3,14 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = T * \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) = 16012,5 \text{ kg} * \left(37 - \frac{3,14 \text{ cm}}{2} \right) = 567325,23 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr}}{l_n} = \frac{567325,23 \text{ kg} * \text{cm}}{300 \text{ cm}} = 1891,08 \text{ kg}$$

$$V_u = T - V_{col} = 16012,5 \text{ kg} - 1891,08 \text{ kg} = 14121,42 \text{ kg}$$

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{30 \text{ cm} + 25 \text{ cm}}{2} = 27,50 \text{ cm}$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$$

$$27,50 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} + 30 \text{ cm}$$

$$27,50 \text{ cm} \leq 55 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_j = b_j * h_{col}$$

$$A_j = 27,50 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 825 \text{ cm}$$

Resistencia nominal del nodo:

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 825 \text{ cm} = 67738,48 \text{ kg}$$

En el código ACI 318 19 apartado 15.4.2.1 menciona que la resistencia de diseño para cortante de nudos viga – columna construidos en sitio debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

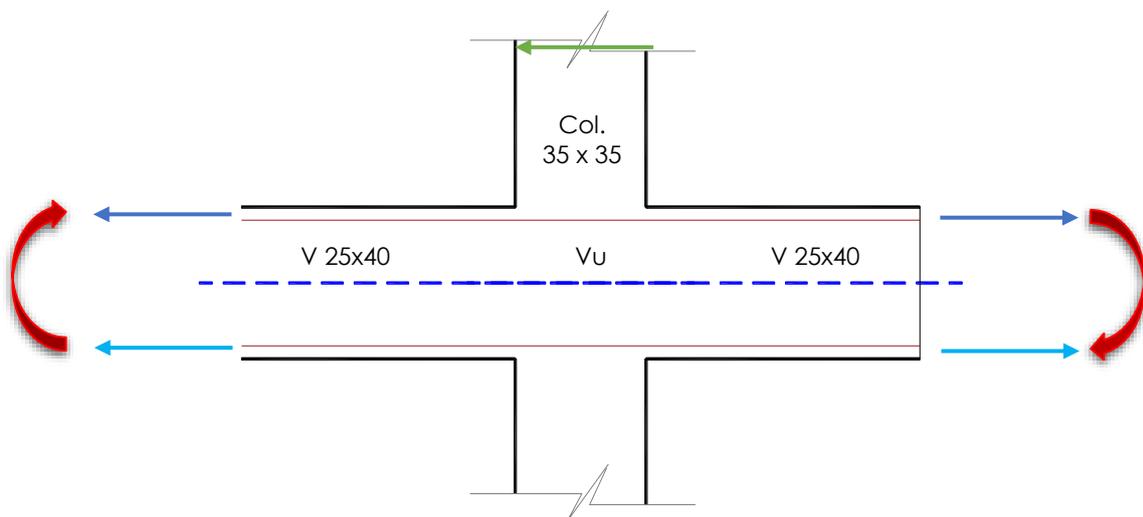
$$(0,85) * (67738,48 \text{ kg}) \geq 14121,42 \text{ kg}$$

$$57577,71 \geq 14121,42 \text{ kg}$$

Conexión viga – columna primer piso conexión interior del eje C1 – C3

Figura 78

Diseño de conexión viga – columna del primer piso interior



Nota: Fuente Christian Carvajal – Daniela Salinas

Tabla 67*Datos y especificaciones para calculo - columna*

Datos de columna	
F`c	240 kg/cm ²
Fy	4200 kg/cm ²
b	35 cm
h	35 cm
r	3 cm
L col	300 cm

*Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas***Tabla 68***Datos y especificaciones para calculo - viga*

Datos de viga	
d_{viga}	37 cm
b_w	25 cm
\emptyset	0,85 cm
# Varilla _{sup,inf}	3
$A_{S_{sup,inf}}$	3,05 cm ²
H_{viga}	40 cm

Nota: Christian Carvajal- Daniela Salinas

$$b_w = \frac{3}{4} b_{col} = \frac{3}{4} * 35 = 26,25 \quad \rightarrow \quad 25 = 26,25 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Cálculos:

$$T = 1,25 * A_s * F_y = 1,25 * 3,05 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 16012,5 \text{ kg}$$

$$\alpha = \frac{T}{0,85 * f'c * b_{viga}} = \frac{16012,5}{0,85 * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} = 3,14 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = T * \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) = 16012,5 \text{ kg} * \left(37 - \frac{3,14 \text{ cm}}{2} \right) = 567325,23 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr}}{ln} = \frac{567325,23 \text{ kg} * \text{cm}}{300 \text{ cm}} = 1891,08 \text{ kg}$$

$$V_u = T - V_{col} = 16012,5 \text{ kg} - 1891,08 \text{ kg} = 14121,42 \text{ kg}$$

$$b_j = \frac{b_{col} + b_{viga}}{2} = \frac{35 \text{ cm} + 25 \text{ cm}}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$b_j \leq b_{viga} + h_{col}$$

$$30 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} + 35 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_j = b_j * h_{col}$$

$$A_j = 30 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1050 \text{ cm}$$

Resistencia nominal del nodo:

$$V_n = 5,3 * \lambda * \sqrt{f'c} * A_j = 5,3 * 1 * \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 1050 \text{ cm} = 86212,61 \text{ kg}$$

En el código ACI 318 19 apartado 15.4.2.1 menciona que la resistencia de diseño para cortante de nudos viga – columna construidos en sitio debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$(0,85) * (86212,61) \geq 14121,42 \text{ kg}$$

$$73280,72 \geq 14121,42 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

4.1.3 Losa

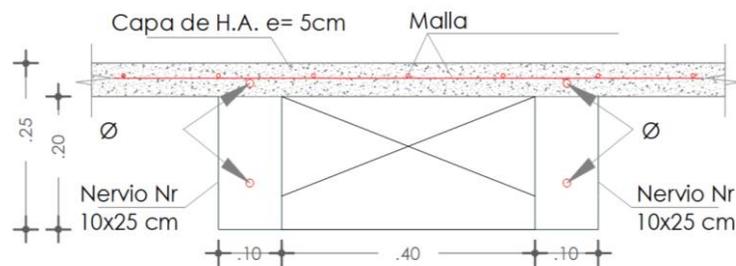
4.1.3.1 Predimensionamiento de nervios

El código ACI establece en la sección 9.8.1.2 que el ancho de los nervios no debe ser menor a 0,10 m, y en el apartado 9.8.1.4, se describe que la luz libre entre nervios no debe exceder los 0,75 m.

Partiendo de la premisa establecida, se escogerá una altura de placa de 5 cm y de nervadura 20 cm con un ancho de 10 cm y espaciamiento de 40 cm.

Figura 79

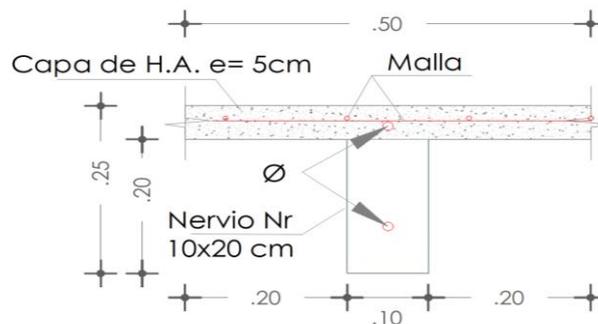
Losa nervada (aligerada) en una dirección para el diseño de un centro gerontológico.



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 80

Viga T en losa (nervio + placa)



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Cantidad de nervios

$$\#Nervios = \frac{L_{libre}}{b_{cajón}} = \frac{4,25 \text{ m}}{0,40 \text{ m}} = 10$$

Metrado de cargas

$$W_{varios} = \left(100 \frac{kg}{m^2}\right)(0,5) = 50 \frac{kg}{ml}$$

$$W_{vigas} = [(0,05 \text{ m})(0,50 \text{ m}) + (0,10 \text{ m})(0,20 \text{ m})] \left(2400 \frac{kg}{m^3}\right) = 108 \frac{kg}{ml}$$

$$W_{bloque} = [(0,20 \text{ m})(0,20 \text{ m}) + (0,20 \text{ m})(0,20 \text{ m})] \left(850 \frac{kg}{m^3}\right) = 68 \frac{kg}{ml}$$

$$D = (50 + 108 + 68) \frac{kg}{ml} = 226 \frac{kg}{ml}$$

$$L = (200 \text{ kg/m}^2)(1 \text{ ml}) = 200 \frac{kg}{ml}$$

Mayoración de cargas

$$L = 1.2D + 1.6L$$

$$L = 1,2(226 \text{ kg/ml}) + 1,6(200 \text{ kg/ml}) = 591,2 \frac{kg}{ml}$$

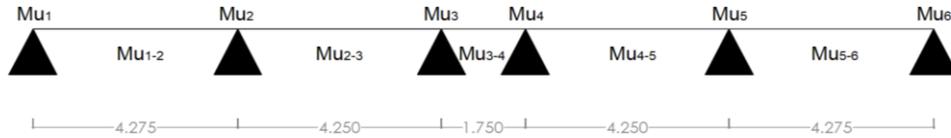
Momentos de diseño

La tabla # muestra las ecuaciones que nos ayudarán a obtener los momentos aproximados para la losa en una dirección.

Establecemos el diagrama de momentos según la distribución arquitectónica y la configuración estructural del edificio. Los nervios tendrán una disposición a lo largo del eje Y.

Figura 81

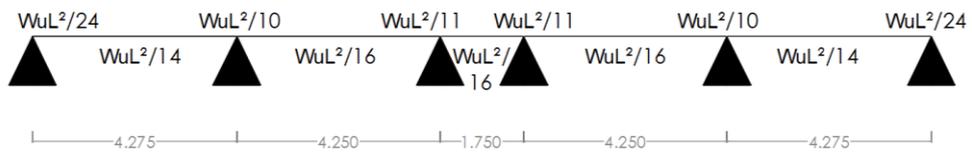
Diagrama de momentos



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 82

Diagrama de momentos y ecuaciones



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Tabla 69

Resultados de momentos que interactúan en la losa de una dirección con 6 puntos de apoyo en el centro gerontológico.

Mu	Resultado
$Mu_1 = \frac{W_u L_n^2}{24}$	450,19 kg/ml
$Mu_{1-2} = \frac{W_u L_n^2}{14}$	771,75 kg/ml
$Mu_2 = \frac{W_u L_n^2}{10}$	1074,15 kg/ml
$Mu_{2-3} = \frac{W_u L_n^2}{16}$	667,41 kg/ml

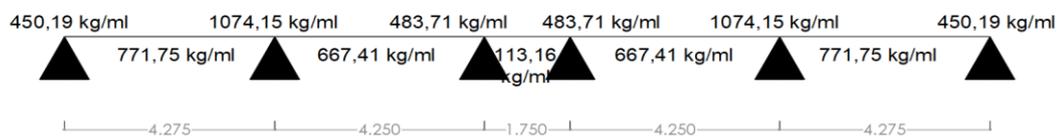
$Mu_3 = \frac{W_u L_n^2}{11}$	483,71 kg/ml
$Mu_{3-4} = \frac{W_u L_n^2}{16}$	113,16 kg/ml
$Mu_4 = \frac{W_u L_n^2}{11}$	483,71 kg/ml
$Mu_{4-5} = \frac{W_u L_n^2}{16}$	667,41 kg/ml
$Mu_5 = \frac{W_u L_n^2}{10}$	1074,15 kg/ml
$Mu_{5-6} = \frac{W_u L_n^2}{14}$	771,75 kg/ml
$Mu_6 = \frac{W_u L_n^2}{24}$	450,19 kg/ml

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Diseñamos el diagrama de momentos con los resultados obtenidos para apreciar la manifestación gráfica de los momentos actuantes en la losa, esto nos facilitara el cálculo de acero de la losa.

Figura 83

Resultados de los momentos Mu en losa nervada.



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Acero de refuerzo

Cálculo para obtener cuantía de refuerzo en nervadura:

$$M_u = \phi \times f'c \times b \times d^2 \times \omega(1 - 0.59\omega)$$

Tabla 70

Datos y especificaciones para el cálculo

DATOS	
Rec.	2,5 cm
d	22,5 cm
b	10 cm
ϕ	0,9

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Podemos notar que tenemos los datos necesarios para despejar ω en la fórmula propuesta, al encontrarnos finalmente con una ecuación cuadrática escogemos el resultado menor, dato que necesitaremos para hallar la cuantía de acero.

Tabla 71

Resultados para ω menor.

ω	Resultado
ω_1	0,0422
ω_{1-2}	0,0738
ω_2	0,1047
ω_{2-3}	0,0634
ω_3	0,0455
ω_{3-4}	0,0104
ω_4	0,0455
ω_{4-5}	0,0634

ω_5	0,1047
ω_{5-6}	0,0738
ω_6	0,0422

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Cuantía de acero requerida

$$\rho = \frac{\omega x f'c}{fy}$$

Tabla 72

Resultados para cada cuantía de acero.

ρ	Resultado
ρ_1	0,0024
ρ_{1-2}	0,0042
ρ_2	0,0060
ρ_{2-3}	0,0036
ρ_3	0,0026
ρ_{3-4}	0,0006
ρ_4	0,0026
ρ_{4-5}	0,0036
ρ_5	0,0060
ρ_{5-6}	0,0042
ρ_6	0,0024

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Las cuantías que estén por debajo de lo que especifica la norma serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

Tabla 73

Resultados y corroboración junto a cuantía mínima

ρ	Resultado
ρ_1	0,0024
ρ_{1-2}	0,0042
ρ_2	0,0060
ρ_{2-3}	0,0036
ρ_3	0,0026
ρ_{3-4}	0.0018
ρ_4	0,0026
ρ_{4-5}	0,0036
ρ_5	0,0060
ρ_{5-6}	0,0042
ρ_6	0,0024

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Área de acero requerido

$$As = \rho_{diseño} \times b \times d$$

Tabla 74*Acero requerido*

As	Resultado
As₁	0,54 cm ²
As₁₋₂	0,95 cm ²
As₂	1,35 cm ²
As₂₋₃	0,82 cm ²
As₃	0,58 cm ²
As₃₋₄	0,41 cm ²
As₄	0,58 cm ²
As₄₋₅	0,82 cm ²
As₅	1,35 cm ²
As₅₋₆	0,95 cm ²
As₆	0,54 cm ²

Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Área de acero mínimo

El código ACI en la sección 9.6.1.1 cita que durante toda la sección de análisis y diseño debe de incluirse un área de acero mínimo como límite inferior.

$$a) \quad A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,8\sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} (10 \text{ cm})(22,5 \text{ cm}) = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$b) \quad A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} (10 \text{ cm})(22,5) = 0,75 \text{ cm}^2$$

Según el apartado 19.6.1.2 escogeremos el valor mayor entre a y b, por tanto, el que controla será $A_{s_{min}} = 0,75 \text{ cm}^2$

En el área del acero superior negativo y positivo se usará 1 \emptyset 12.

El acero inferior se ubicará sobre toda la longitud de recorrido, y para las secciones del acero superior se procederá a diseñar según el cálculo en base al código ACI 318-19 sección 9.7.4.4.1

$$L_1 = \frac{l_n}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75$$

$$L_2 = \frac{l_n}{3} = \frac{4,50}{3} = 1,5$$

$$L_3 = \frac{l_n}{3} = \frac{4,50}{3} = 1,5$$

$$L_4 = \frac{l_n}{3} = \frac{4,50}{3} = 1,5$$

$$L_5 = \frac{l_n}{3} = \frac{2,00}{3} = 0,67$$

$$L_6 = \frac{l_n}{3} = \frac{2,00}{3} = 0,67$$

$$L_7 = \frac{l_n}{3} = \frac{4,50}{3} = 1,5$$

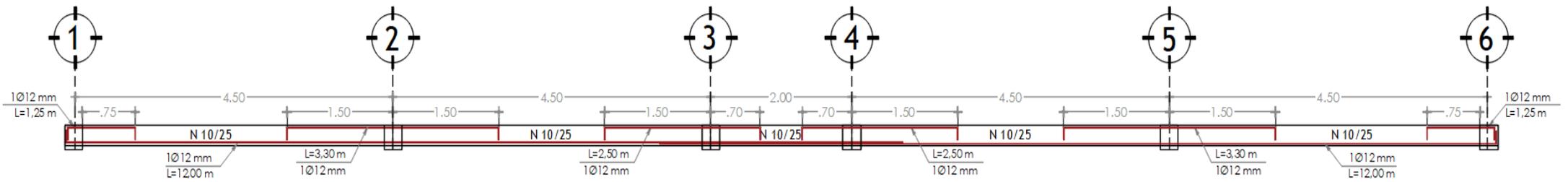
$$L_8 = \frac{l_n}{3} = \frac{4,50}{3} = 1,5$$

$$L_9 = \frac{l_n}{3} = \frac{4,50}{3} = 1,5$$

$$L_{10} = \frac{l_n}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75$$

Figura 84

Detalle de armadura para nervio en losa aligerada



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Acero por retracción y temperatura

El refuerzo por retracción y temperatura en una obra de estructura nos ayudará a controlar las fallas por fisuración a un nivel adecuado y aceptable.

Área de acero

Especificamos el análisis en ml

Tabla 75

Datos y especificaciones para el cálculo en 1 ml

DATOS	
b	100 cm
H	5 cm
Fy	4200 kg/cm ²
Φ	0,85

Nota: *f fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.*

En concordancia a lo especificado en el apartado 7.6.1.1 del ACI 318-19 el área requerida para el refuerzo $A_s = 0.0018 * A_g$, estas son las mismas para temperatura y retracción.

$$A_s = 0,0018 \times A_g$$

$$A_s = 0,0018 \times b \times h$$

$$A_s = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} = 0,9 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento para el refuerzo

Según lo estipula el código ACI en la sección 7.7.6.2.1 el espaciamiento para el refuerzo no debe ser:

- Mayor que 450 mm

b) Menor de 5h

$$s = \frac{100 \times A \emptyset}{A_s} = \frac{100 \text{cm}(0,785 \text{cm}^2)}{0,9 \text{cm}^2} = 87,3 \text{ cm}$$

$$s = 5 \times h = 5(5 \text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$s = 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm}$$

Utilizaremos 1 \emptyset 10 @ 25cm

El apartado 7.7.6.1 del código ACI especifica acerca del refuerzo de retracción y temperatura que debe colocarse de forma perpendicular al refuerzo en flexión.

Revisión del esfuerzo a cortante

Utilizamos la fórmula de cortante V_u para losa en una dirección aplicando lo que dicta la sección 7.4.3.1 y calculamos:

$$V_u = 1,15 \frac{W_u \times l_n}{2} = 1,15 \frac{(591,2 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}) \times (4,5 \text{m})}{2}$$

$$V_u = 1529,73 \text{ kg}$$

Cortante de concreto

$$\emptyset V_C \geq \emptyset \times \lambda \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\emptyset V_C = 0,75 \times 1 \times 0,53 \times \sqrt{240 \text{kg/cm}^2} \times 100 \text{ cm} \times 22,5$$

$$\emptyset V_C = 13855,60 \text{ kg}$$

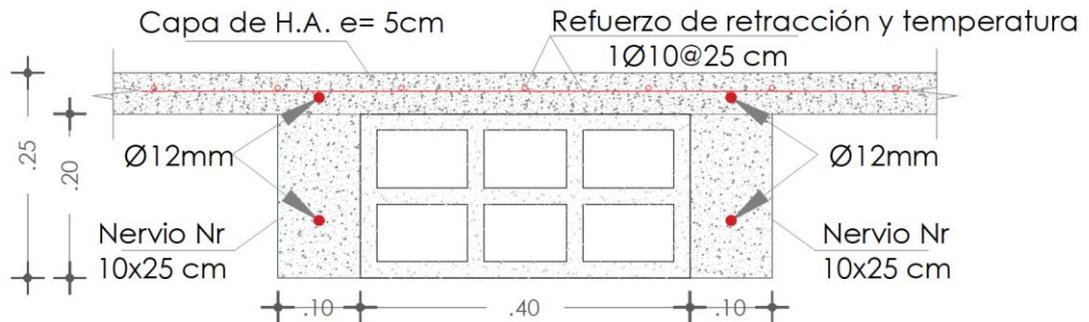
$$\emptyset V_C \geq V_u$$

$$13855,60 \text{ kg} \geq 1529,73 \text{ kg} \rightarrow \text{ok}$$

Detalle sección típica

Figura 85

Sección típica para losa aligerada $h=25\text{cm}$



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

4.1.4 Cimentaciones

Las especificaciones de la NEC-SE-GC, NEC-SE-VIVIENDA y ACI 318-19 nos ayudará a diseñar la cimentación.

De acuerdo con la sección 13.1.1 del ACI 318-19 se diseñarán zapatas aisladas, la carga admisible a utilizar es de 12,57 Ton/m²

A continuación, se obtienen las cargas que se transmiten de las columnas hacia la zapata por medio del programa Etabs. Procederemos a diseñar la zapata ubicada en el eje C2.

A continuación, obtenemos el área de la zapata mediante la siguiente ecuación:

$$A = (1.1) \frac{\sum Pu}{\sigma_{adm}}$$

$$A = (1.1) \frac{33,5039 \text{ Ton}}{12,57 \text{ Ton}/,2}$$

$$A = 2.67 \text{ m}^2$$

Procedemos a hallar las dimensiones de la zapata cuadrada:

$$L = \sqrt{2,67 \text{ m}^2}$$

$$L = 1,63 \text{ m} \approx 1,60 \text{ m}$$

La NEC-SE-VIVIENDA nos indica que el valor mínimo de dimensión de la zapata es de 1m. Se cumple.

Cálculo del esfuerzo último de diseño.

$$\sigma_u = \frac{\sum Pu}{\text{Área}}$$

$$\sigma_u = \frac{33,5039 \text{ Ton}}{1.60 \text{ m}^2} = 20,94$$

Se analizará de la siguiente manera.

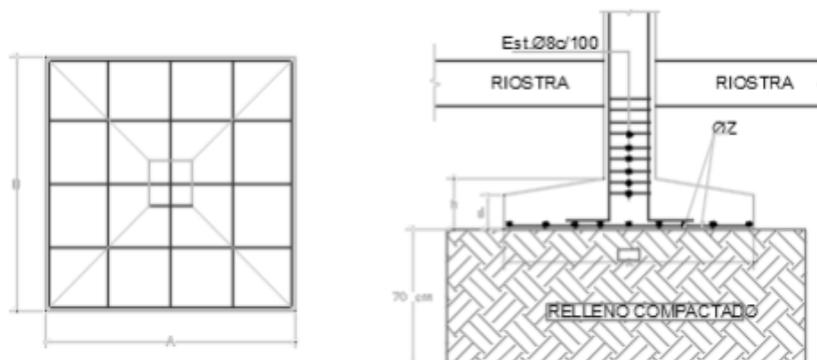
- Diseño en dos direcciones a cortante
- Revisión a cortante en una dirección
- Revisión por viga (a flexión)

Diseño en dos direcciones a cortante.

De acuerdo con la figura 85 obtendrá los siguientes valores:

Figura 86

Diseño de zapata en dos direcciones



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

$$\text{Ala del plinto} = (L - Clc)/2$$

$$\text{Ala del plinto} = (1.60 \text{ m} - 0.35 \text{ m})/2$$

$$\text{Ala del plinto} = 0,625 \text{ m} \simeq 62,5 \text{ cm}$$

Para obtener la altura efectiva, consideramos un recubrimiento de 5cm, se asume el valor de H= 35 cm y una varilla de 14 mm.

$$d = H - rec - Rv$$

$$d = 35 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 0.70 \text{ cm}$$

$$d = 29,30 \text{ cm}$$

$$d_1 = d - \frac{Clc}{\text{Ala del plinto}} \times \left(\frac{d}{2}\right)$$

$$d_1 = 29,3 - \frac{35 \text{ cm}}{62,5 \text{ cm}} \times \left(\frac{29,3 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$d_1 = 21,096 \text{ cm}$$

Cálculo del perímetro bo.

$$b_o = 4(Clc + d)$$

$$b_o = 4(35 \text{ cm} + 29,3 \text{ cm})$$

$$b_o = 4(64.3 \text{ cm}) \simeq 0.643 \text{ m}$$

$$b_o = 257,2$$

Con los datos obtenidos, procedemos a calcular el cortante último.

$$Vu = \sigma_u (A - A_o)$$

$$Vu = (20,94 \text{ Ton/m}^2) ((1,60\text{m})^2 - (0,643 \text{ m})^2)$$

$$Vu = 44,95 \text{ Ton} \simeq 44948,78 \text{ kg}$$

El ACI 318-19 en la sección 22.6.5.2 encontramos 3 ecuaciones para hallar el V_c , del cual se toma el menor:

a) $1.1\lambda\sqrt{f'c} * b_o * d_1; \lambda=1$

$$V_c = 1.1(1)\sqrt{240} * 257.2 \text{ cm} * 21,096 \text{ cm}$$

$$V_c = 92463,30 \text{ kg}$$

b) $0.53 (1 + \frac{2}{\beta}) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c} * b_o * d_1; \quad \beta = 35/35=1; \lambda_s=1$

$$V_c = 0.53 (1 + \frac{2}{1}) (1)\sqrt{240} * 257.2 \text{ cm} * 21,096 \text{ cm}$$

$$V_c = 133 651,50 \text{ kg}$$

c) $0.27 (2 + \frac{\alpha_s d_1}{b_o}) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c} * b_o * d_1; \quad \alpha_s = 40$

$$V_c = 0.27 (2 + \frac{40 * 21,096}{257,2}) (1) \sqrt{240} * 257,2 * 21,096$$

$$V_c = 119 852,202 \text{ kg}$$

El V_c menor es de 30675.366 kg y lo chequeamos mediante el siguiente criterio:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$44948,78 \leq (0.75)(92463,30)$$

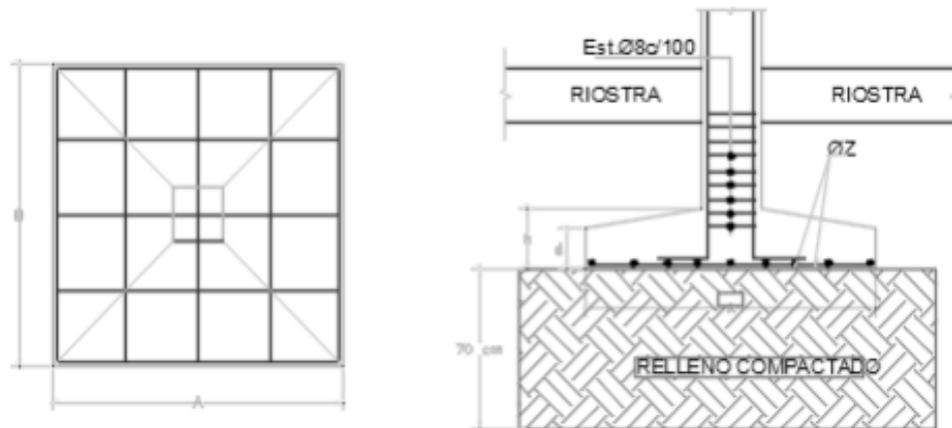
$$44 948,78 \text{ kg} \leq 69 347,48 \text{ kg OK}$$

Revisión a cortante en una dirección

De acuerdo con la figura 86 se halla el valor de d_2 y X , para hallar el valor de la cortante última y el cortante del concreto.

Figura 87

Diseño a cortante en una dirección



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

$$d_2 = d - \frac{Clc}{\text{Ala del plinto}} * d$$

$$d_2 = 29,30 \text{ cm} - \frac{35 \text{ cm}}{62,5 \text{ cm}} * 29,30 \text{ cm}$$

$$d_2 = 12,89 \text{ cm}$$

$$X = \text{Ala del plinto} - d_2$$

$$X = 62,5 \text{ cm} - 12,89 \text{ cm}$$

$$X = 49,61 \text{ cm} = 0,50$$

Carga axial de diseño

$$q_u = \sigma_u * b_{\text{plinto}}$$

$$q_u = (20,94 \text{ Ton/m}^2) * (1.60\text{m})$$

$$q_u = 33,50 \text{ Ton/m} \approx 33504 \text{ kg//m}$$

Cortante último

$$V_u = q_u * X$$

$$V_u = 33504 \text{ kg/m} * 0,50 \text{ m}$$

$$V_u = 16\,752 \text{ kg}$$

Cortante del concreto

$$v_c = \lambda \sqrt{f'c} * b_{plinto} * d_2$$

$$v_c = (1) \sqrt{240} * 160 \text{ cm} * 12,89 \text{ cm}$$

$$v_c = 31\,950,56 \text{ kg}$$

A continuación, chequeamos el siguiente criterio:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$16\,752 \text{ kg} \leq (0.75) (31\,950,56 \text{ kg})$$

$$16\,752 \text{ kg} \leq 23\,962,92 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Revisión por viga (a flexión)

Cálculo del momento último

$$M_u = \frac{q_u * (\text{Ala del plinto})^2}{2}$$

$$M_u = \frac{(33504 \text{ kg/m}) * (0,625)^2}{2}$$

$$M_u = 6543,75 \text{ kg} - \text{m} \approx 654375 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo de la cuantía de acero

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.62 * M_u}{b * X * d^2 * X * f'c}} \right] \left(\frac{f'c}{1.18 f_y} \right)$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.62 \times 654375 \text{ kg} - \text{cm}}{(160 \text{ cm}) \times (29,30 \text{ cm})^2 \times 240 \text{ kg/cm}^2}} \right] \left(\frac{240 \text{ kg/cm}^2}{1,18 (4200 \text{ kg/cm}^2)} \right)$$

$$\rho = 0.001276$$

Según el ACI 318-19 la cuantía mínima de acero a flexión es de 0.0018. Como podemos ver la cuantía calculada es menor que lo dictado por la norma, por lo tanto, se trabaja con el mínimo de 0.0018.

Área de acero

$$A_s = (\rho_{min}) (b) (d)$$

$$A_s = (0,0018) (160 \text{ cm}) (29,30 \text{ cm})$$

$$A_s = 8,44 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{A_s}{A_v}$$

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{8,44 \text{ cm}^2}{1,13} = 7,46$$

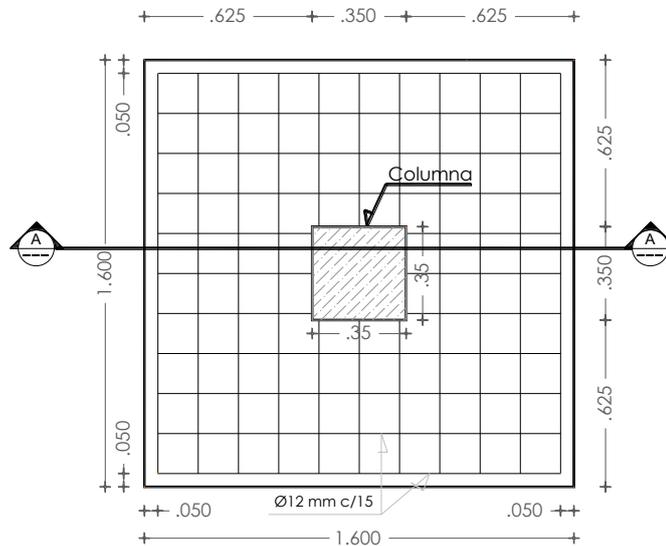
$$N^{\circ} \text{ de varillas} = 10 \text{ varillas}$$

$$S = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Según lo calculado usaremos 10 Ø 12 @ 15 cm, cumpliendo de esta forma con lo estipulado con la NEC 2015 y el código ACI 318-19

Figura 88

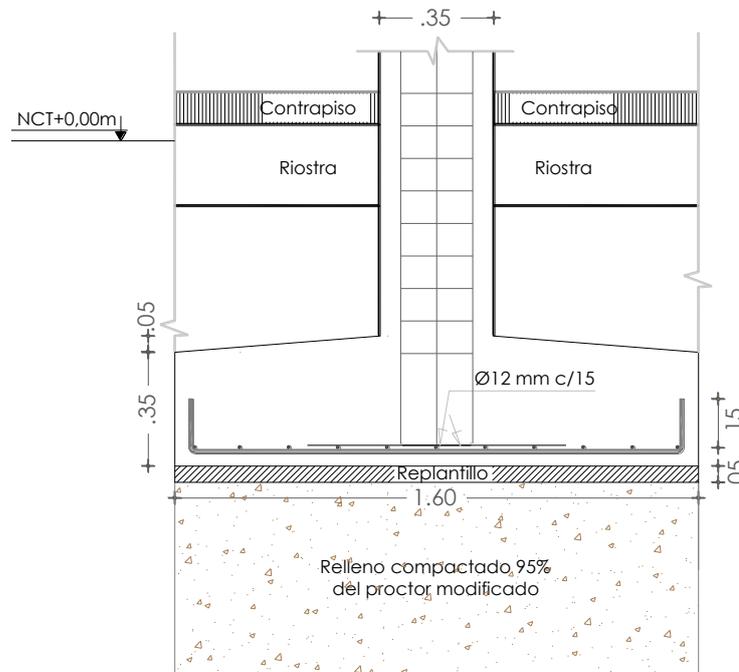
Detalle de plinto o zapata aislado con carga concéntrica



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

Figura 89

Detalle de plinto o zapata aislado con carga concéntrica



Nota: fuente Christian Carvajal - Daniela Salinas.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El presente trabajo realizo un diseño arquitectónico y estructural de un centro Gerontológico residencial de dos plantas con cubierta verde accesible, en el cantón Salinas. Teniendo una altura de entrepiso de 3m, aplicando las normas NEC-2015 y ACI 318-19

- De acuerdo con el O.E.1 mediante los estudios preliminares realizados en el terreno nos brindan las características, como un área total de 2187 m² plana, sin diferencias de alturas. Así mismo con los estudios geotécnicos realizados a 1,5 m de profundidad, tuvimos como resultado un suelo de baja plasticidad. Con los ensayos de compresión simple y corte directo nos arrojaron los siguientes resultados
- De acuerdo con el O.E. 2 se realizó un diseño arquitectónico ideal para un Centro Gerontológico, cubriendo las distintas necesidades de los adultos mayores mediante una distribución de espacios adecuado. El diseño cuenta con una cubierta verde, destinada a jardín y zona de descanso, con el objetivo de integrarse con la naturaleza y ayudar al medio ambiente.
- De acuerdo con el O.E. 3 el diseño estructural de hormigón armado mediante el uso del software ETABS cumple de acuerdo con lo establecido en las normas NEC-2015 y ACI 318-19 el chequeo de derivas de piso que deben ser menor al 2%, tanto en dirección X y Y. Por lo que la estructura posee estabilidad y no hay torsión.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que para hacer un diseño estructural se realicen los respectivos estudios preliminares para brindar seguridad a los usuarios, recopilando toda la información necesaria, cumpliendo así las normas regidas en el país o internacionales de ser necesario como son la NEC-2015 y ACI 318-19.
- Para toda estructura de hormigón armado se debe evaluar y analizar mediante las normativas establecidas, para que no ocasione ningún percance durante la ejecución del proyecto.
- Se recomienda que en toda construcción civil se implemente la cubierta verde, puesto que se ayuda a disminuir gases tóxicos emitidos por autos y fábricas, brindando un ambiente natural y fresco a la edificación. También ayuda a que la flora y fauna dentro de la ciudad no sea escasa.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acosta Calderon Samantha, D. A. (2021). Diseño estructural de una iglesia ubicada en la Garzota, Guayaquil. Guayaquil, Guayas, Ecuador : Universidad de Guayaquil.
- Asociacion Española de Cubiertas Verdes, B. (6 de Abril de 2018). *ECOHOUSES*. Obtenido de <http://www.ecohouses.es>
- Buitrago, O. I. (2019). Procesos de mantenimiento y cuidado de las cubiertas verdes en edificaciones de la Ciudad de Bogota . Bogota , Colombia : Universidad La Gran Colombia .
- Christian, P. G. (2021). Diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 niveles ubicado en el distrito de Miraflores. 140. Peru: Pontificia Universidad Catolica del Peru. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/21090>
- Construccion, N. E. (2015). Estructuras de hormigon armado . Ecuador: MIDUVI .
- Cucalon Suarez Walter, M. R. (2022). “Análisis comparativo técnico y económico entre una estructura de hormigon armado y una estructura metálica para la construcción de una edificación de dos pisos que funcionara como centro Gerontológico y centro de desarrollo infantil; empleando la NEC, AC. Ecuador. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8440>
- Diez, G. (2007). *Diseño estructural en arquitectura: Introduccion* (Rosanna Cabrera ed.). Argentina : nobuko.
- Erick J. Chavez Amaguaña, J. R. (2022). Analisis técnico entre steel framing y hormigon armado en estructuras regulares . *Green world journal* . doi:<https://doi.org/10.53313/gwj51010>
- Galarza, C. R. (2021). *Diseños de investigacion experimental* (Vol. 10 (1)). Diseños de investigacion experimental.
- Gonzalez, A. A. (2019). ¿Que es un estudio geotecnico? UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA .

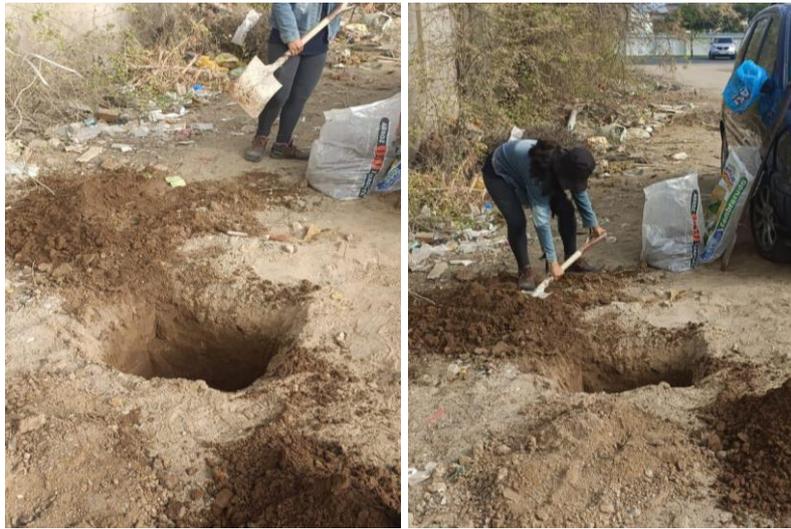
- Inacio, E. J. (2019). Obtenido de <https://www.academica.org/edson.jorge.huair.inacio/78.pdf>
- INEC. (2010). *Instituto nacional de estadísticas y censos* . Obtenido de https://www.ecuadorencifras.gob.ec/wp-content/descargas/Manu-lateral/Resultados-provinciales/santa_elen.pdf
- Karla Gaibor Gomez, X. T. (2018). Analisis de la distribucion de espacios de los diferentes planes habitacionales, con una propuesta de diseño de mobiliarios multifuncionales. Guayaquil, Ecuador: Universidad Laica Vicente Rocafuerte. Obtenido de <http://repositorio.ulvr.edu.ec/handle/44000/2347>
- Mineira Finol de Franco, J. L. (Enero- Junio de 2020). Paradigmas, enfoques y mmetodos de investigacion: analisis teorico. *Instituto Superior Tecnologico* .
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Febrero de 2019). Manual para la Regulacion de Procesos Constructivos: Enfoque en Construcciones Sismorresistentes. *Primera*. Quito, Quito, Ecuador. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2019/06/Manual-para-la-Regulacion-de-Procesos-Constructivos.pdf>
- Minke, G. (s.f.). *Techos verde Planificacion, ejecucion, consejos practicos*. Fin de siglo .
- Monica, R. N. (2017). Estudio e implementacion de cubierta verde en el edificio de post grado de la facultad de arquitectura y urbanismo, Universidad de Guayaquil. 92. Guayaquil, Guayas, Ecuador : Universidad de Guayaquil. Obtenido de <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/26865>
- Monroy, J. M. (2014). Construccion sostenible, una alternativa para la edificacion de viviendas de interes social y prioritario. Bogota, Colombia: Universidad Catolica De Colombia. Obtenido de <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/1727/1/CONSTRUCCI%c3%93N%20SOSTENIBLE,%20UNA%20ALTERNATIVA%20PARA%20LA%20EDIFICACI%c3%93N%20DE%20VIVIENDAS%20DE%20INTERES%20SOCIAL%20Y%20PRIORITARIO.pdf>

- Nacional, E. P. (2022). *Instituto Geofisico - EPN* . Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>
- NEC. (Diciembre de 2015). Cargas (no sismicas). Ecuador: MIDUVI.
- NEC. (Diciembre de 2015). Estructuras de hormigon armado. Ecuador: MIDUVI.
- NEC. (Diciembre de 2015). Peligro sismico: Diseño Sismo resistente. Ecuador: MIDUVI.
- O., R. R. (2018). *Diseño Estructural* (sexta ed.). Chile : Ediciones Universidad Catolica de Chile .
- Orler, H. J. (2016). *Analisis de las patologias en las estructuras de hormigon armado: causas, inspeccion, diagnostico, refuerzo y reparacion* . Buenos Aires : Diseño .
- Osorio, A. F. (Noviembre de 2018). Diseño estructural y arquitectonico de edificios sostenibles con tecnologias de optimizacion de recursos naturales. Mexico. Obtenido de <https://repository.unilibre.edu.co/bitstream/handle/10901/17492/DISE%C3%91O%20ESTRUCTURAL%20Y%20ARQUITECT%C3%93NICO%20DE%20EDIFICIOS.pdf>
- Rivers, A. A. (2011). Apuntes de diseño estructural. Mexico: Universidad Villa Rica . Obtenido de http://132.248.9.195/ptb2011/marzo/0667331/0667331_A1.pdf
- social, M. d. (17 de junio de 2019). Normas tecnicas MIES. *Normas tecnicas para la implementacion y prestacion de servicios de atencion y cuidado para personas adultas mayores*. Quito, Quito, Ecuador: Nacional.
- vivienda, M. d. (s.f.). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda* . Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/presentacion-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

ANEXOS

Anexo 1

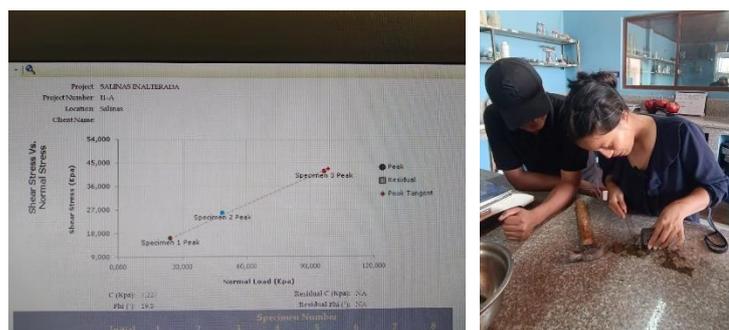
TOMA DE MUESTRAS.



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas

Anexo 2

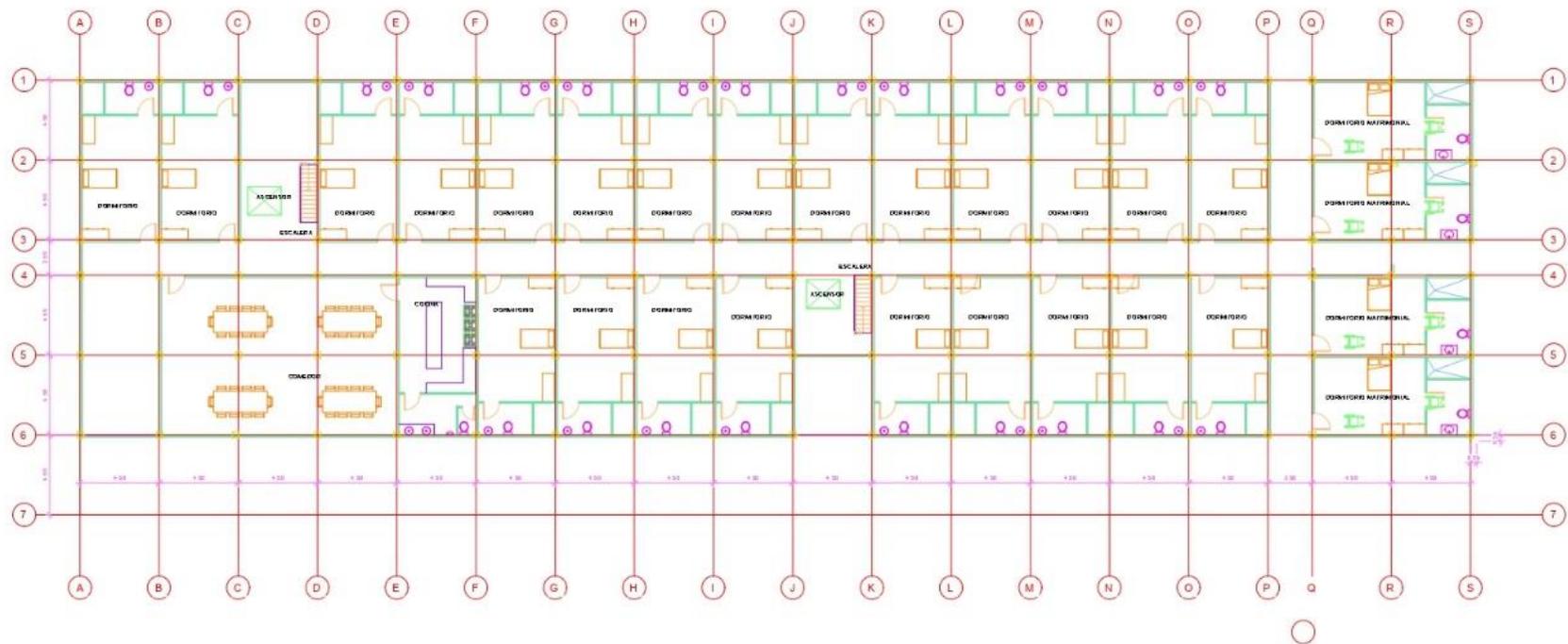
ENSAYOS DE LABORATORIO.



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas

Anexo 4

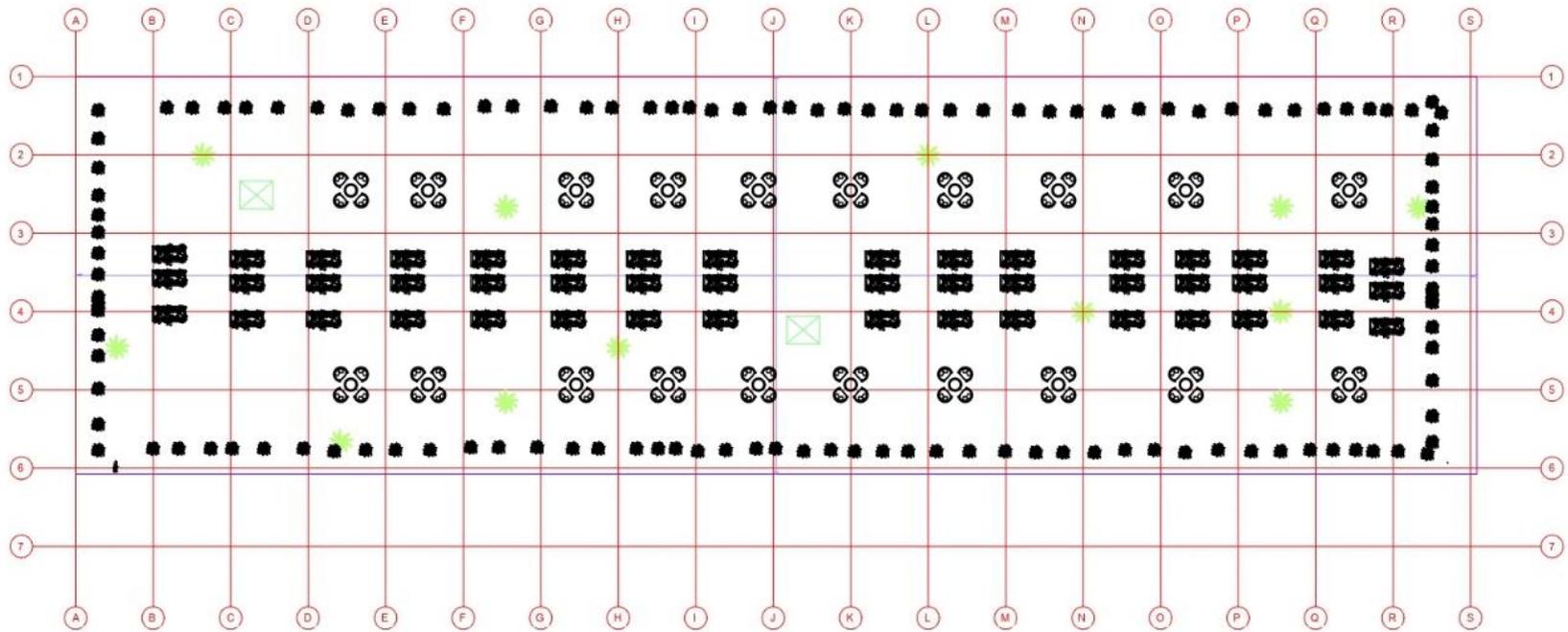
Plano arquitectónico- planta alta



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas

Anexo 5

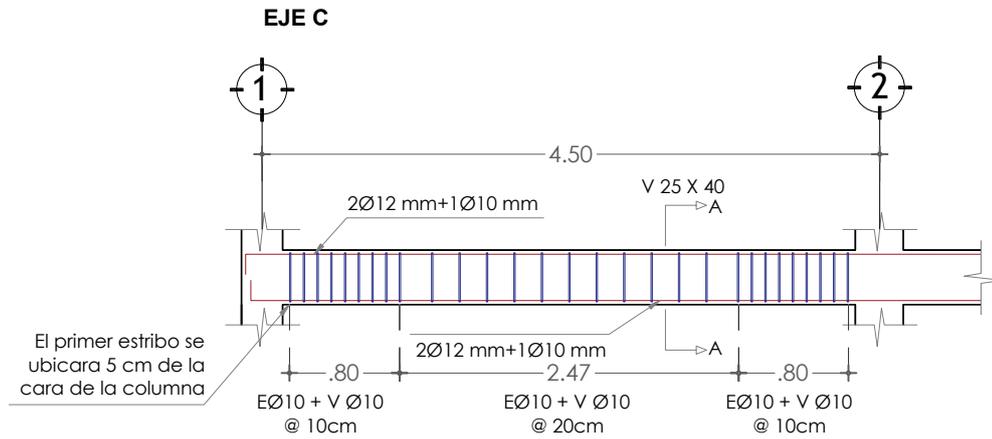
Plano arquitectónico de cubierta



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas

Anexo 6

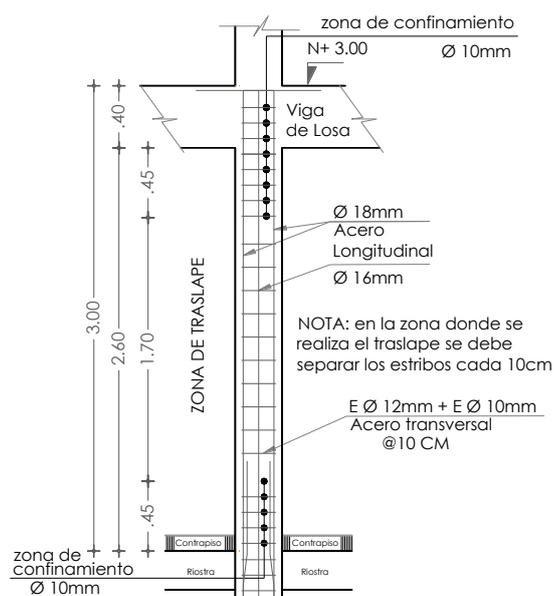
Detalle de armado de la viga 25x40



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas

Anexo 7

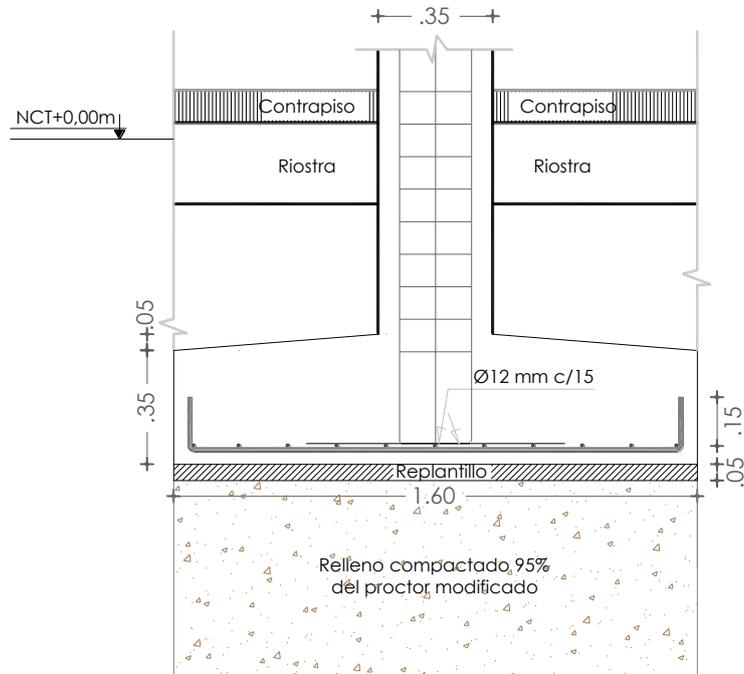
Armado de columna más crítica 35x35



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas

Anexo 8

Detalle del plinto



Nota: Christian Carvajal- Daniela salinas