

UNIVERSIDAD CENTRAL
VICERRECTORIA ACADEMICA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

**PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA VIVIENDA
PARA LA MITIGACIÓN DE LOS DAÑOS
PROVOCADOS POR LAS INUNDACIONES Y LA
PROTECCIÓN DE LA VIDA HUMANA, EN CARRILLO
GUANACASTE.**

**MODALIDAD DE TFG PARA OPTAR POR EL GRADO DE LICENCIATURA EN
INGENIERIA CIVIL**

ELABORADO POR:

Javier Francisco Alvarado Arguedas

TUTORA:

Ingeniera Daniela Moya Solano

Sede Central

Abril, 2024

Carta de solicitud de defensa

Declaración Jurada

Carta de autorización de tutora

Calificación de tutora

Carta del Filólogo

Resumen Ejecutivo

El presente trabajo se trata de la elaboración de una propuesta de diseño de una vivienda unifamiliar en la zona de Carrillo, Guanacaste con el fin de mitigar el problema de las inundaciones que se da distintos distritos de Carrillo, el trabajo pretende que las comunidades afectadas de los distritos de Filadelfia, Belén, sardinal y palmira cuenten con una opción de vivienda para ser presentada ante las instituciones gubernamentales con el fin formar un proyecto de vivienda social que mitigue los daños provocados en cada invierno y brinde una seguridad a los habitantes de vivienda, sin pensar que en cada época lluviosa pueda darse saturaciones de terrenos, desbordamientos de ríos, siendo un peligro para los habitantes de los alrededores de los ríos del cantón como el rio tempisque , el rio las palmas entre otros, al momento de analizar la situación de los hermanos guanacastecos es que surge la idea de buscar una solución parcial para mitigar los daños constantes en las comunidades de carrillo.

Tabla de Contenido

Declaración Jurada	II
Carta del Filólogo	V
Resumen Ejecutivo	VI
Índice de tablas.....	XVII
Índice de Figuras	XVIII
Capítulo I.....	1
Introducción.....	1
El problema y su importancia	2
Antecedentes.....	4
Nacionales.....	4
Internacionales	5
Objetivos.....	7
Objetivo General.....	7
Objetivos específicos	7
Justificación	8
Proyecciones	8
Limitaciones	9
Reseña del cantón	11
Entorno Geográfico	11
Amenazas Hidrometereológicas	11
Entorno Económico	13

La Geotecnia.....	13
La Ingeniería Geológica	13
La Mecánica de Rocas.....	13
Estudio de los Suelos.....	14
Suelos de Orden Vertisol.....	14
Suelos Arcillosos	15
Suelos con Arcillas Expansivas.....	15
Cimentaciones.....	15
Cimentaciones Directas o Superficiales.....	16
1. Zapatas Aisladas.....	16
2. Zapatas Corridas.....	16
Cimentaciones Indirectas o Profundas.....	17
1. Pilotes.....	17
3. Pilotes Hormigonados in Sitio.....	17
Principio de Terzaghi.....	17
Factor de seguridad.....	23
Demanda Sísmica	24
Zonificación sísmica.....	24
Sitios de cimentación.....	25
Sacudida Sísmica.....	26
Aceleración Pico Efectiva de Diseño	26
Objetivos de desempeño.....	28
Clasificación de los Sistemas Estructurales.....	29

Ductilidad global asignada	30
Diafragmas.....	31
Cargas estructurales	32
Cargas muertas	32
Carga Viva.....	33
Cargas Ambientales	34
Cargas pluviales.....	35
Carga de viento.....	35
Carga Sísmica	35
Factor Incremental FI	37
Determinar las Dimensiones de la Zapata.	38
Calcular la Profundidad de la Zapata	38
Diseñar la armadura de la zapata.....	38
Resistencia de los materiales	38
El concreto.....	39
El Concreto Reforzado	39
Desventajas del Concreto	40
Propiedades del Concreto Reforzado	41
Resistencia a la Compresión	41
Módulo estático de elasticidad.....	41
Grados del Acero.....	42
Columnas	43
Refuerzo Longitudinal de las columnas.....	43

Refuerzo Transversal de las columnas.....	44
Ventajas del Diseño por Resistencia.....	44
Diseño de vigas rectangulares	45
Requisitos Dimensionales	45
Refuerzo Longitudinal	46
Refuerzo Transversal	46
Factores de Carga.....	47
Diseño de Vigas Rectangulares	49
Dimensiones de la Viga	49
Losas en Dos Direcciones.....	50
Método de diseño directo.....	52
Método del Marco Equivalente.....	53
Franjas de Columna y Franja Central	53
Resistencia al Cortante de Losas	54
Losas en Dos Direcciones con Vigas	56
Vivienda Unifamiliar	56
Materiales de Construcción	57
Agregados de construcción	57
Agregados finos	57
Agregados gruesos	58
Agregados naturales	58
Piedra triturada.....	58
Grava.....	58

Arena	59
Importancia de los Agregados de construcción.....	59
El cemento.....	59
Láminas de Durock USG	60
Paneles de PVC.....	60
Hierro negro	61
Ventajas.....	62
Láminas Rectangulares	63
Aislante térmico.....	63
Tipos de aislamiento térmico	64
Mica expandida.	64
Aglomerado de fibras minerales.....	64
Corcho aglomerado.	64
Lana mineral o de roca.....	64
Poliestireno expandido.	64
Poliestireno extruido.	64
Espuma rígida de poliuretano.....	64
Información en planos	65
Paredes Delgadas Doble Forro	67
Estabilidad lateral de las paredes.....	69
Permiso de Construcción	70
Especificaciones técnicas	71
Reglamento de Construcciones.....	71

Artículo 95. Cobertura	71
Artículo 96. Antejardín	72
Artículo 97. Retiros.....	72
Artículo 102. Uso de Suelo.....	73
Artículo 104. Altura piso cielo	73
Artículo 105. Materiales	73
Artículo 112. Cimentaciones.....	73
Artículo 114. Nivel de piso de la construcción.....	74
Artículo 155. Área por unidad habitacional.....	74
Artículo 157. Áreas por pieza	74
Capitulo III.....	75
Marco Metodológico	75
Cálculo de la Capacidad Carga, metodología de Terzaghi.....	76
Capacidad de carga permisible por área tributaria.....	77
Carga bruta permisible.....	77
Diseño Estructural	82
Análisis de Cargas para Placa.....	82
Cargas muertas o cargas permanentes	83
Cargas Temporales	83
Factor de seguridad Estático	84
Factor de seguridad dinámico.....	84
Carga efectiva	84
Cargas de servicio.....	84

Cálculo de área necesaria	85
Cálculo de d	85
Cálculo del perímetro del cono de la placa aislada	86
Cálculo de la cortante	86
Mayorización de Cargas para Punzonamiento.....	87
Cálculo de punzonamiento	87
Cálculo de cortante de diseño.....	87
Cálculo de Carga ultima	88
Cálculo de Cortante diseño.....	88
Cálculo del cortante	89
Cálculo del momento de diseño	89
Cálculo de Densidad de balanceo.....	89
Cálculo de densidad mínima	89
Cálculo de densidad máxima.....	90
Área requerida	90
Cálculo de varillas	90
Cálculo de espacio S	91
Diseño de Columna	91
Cálculo de d	92
Cálculo de d'	93
Cálculo área refuerzo del acero	93
Cálculo de c_b	93
Cálculo de alfa α	93

Cálculo de $F's$	93
Cálculo de C	93
Cálculo de Pb	94
Cálculo de Mb	94
Cálculo de e	94
Cálculo de Pn	94
Diseño de la Viga Corona.....	95
Análisis de cargas para la viga.....	95
Carga de la viga.....	96
Calculamos el peso de la viga.....	96
Carga mayorizada de viga.....	96
Cálculo de d	97
Sumatoria de Cargas.....	97
Carga distribuida.....	97
Sumatoria de fuerzas en A	97
Cálculo de Densidades.....	98
Densidad de Balanceo.....	98
Densidad máxima.....	98
Densidad mínima.....	99
Cálculo de áreas.....	99
Área mínima.....	99
Área máxima.....	99
Resistencia de la cortante de la viga.....	100

Diseño de losa en dos direcciones	100
Análisis de cargas para la losa.....	101
Cargas últimas de servicio.....	101
Relación de lados.....	101
Momentos Negativos.....	102
Mayorización de cargas muertas y vivas.....	102
Momentos positivos.....	103
Cálculo de d	104
Cálculo de la cortante	104
Cálculo de cortante	105
Comprobación de cortantes	105
Cálculo de densidades momentos negativos de la losa	105
Momento Negativo corto	105
Momento Negativo largo	106
Momentos positivos.....	106
Momento Positivo corto	106
Área Requerida.....	106
Momento Positivo largo.....	107
Área requerida	107
Plano Arquitectónico	109
Plano estructural	110
Capítulo IV.....	111
Análisis de resultados.....	111

V- Conclusiones	113
Recomendaciones	114
Referencias	116

Índice de tablas

Tabla 1. Factores de capacidad de carga, por falla general.....	38
Tabla 2. Factores de Capacidad de Carga por falla local de corte	48
Tabla 3. Zona Sísmica según Provincia, Cantón y Distrito.	51
Tabla 4. Sitio de Cimentación / Parámetros Geotécnicos.	51
Tabla 5. Aceleración Pico Efectiva de Diseño.....	53
Tabla 6. Clasificación de Edificaciones Según su Importancia.	54
Tabla 7. Ductilidad global asignada, u.....	50
Tabla 8. Pesos Comunes de Materiales de Construcción.	52
Tabla 9. Cargas Vivas Comunes.	53
Tabla 10. Cargas Temporales Unitarias Mínimas.....	55
Tabla 11. Factor Incremental FI.....	56
Tabla 12. Diámetros y áreas de varillas de refuerzo	65
Tabla 13. Límites de alturas para el sistema simplificado.....	84
Tabla 14. Retiro Lateral y Posterior.	90
Tabla 15. Descripción de Zonificación.	96
Tabla 16. Cohesión y Peso Unitario del suelo.	98
Tabla 17. Ángulo de fricción.....	98

Índice de Figuras

Figura 1. Fallas por la Capacidad de Carga	36
Figura 2. Ecuación de la Capacidad de carga de cimentaciones corridas.	36
Figura 3. Ecuación para cimentaciones cuadradas.....	38
Figura 4. Ecuación para cimentación circular.....	38
Figura 5. Ecuaciones modificadas, con falla local con nivel freático.....	39
Figura 6. Localización de los niveles freáticos, sugeridos por Terzaghi.	40
Figura 7. Ecuación Factor de seguridad.	41
Figura 8. Capacidad de carga neta.	41
Figura 9. Ecuación factor de seguridad.....	42
Figura 10. Formula de Refuerzo Transversal.....	64
Figura 11. Losa Unidireccional.	68
Figura 12. Losa plana.....	69
Figura 13. Losa en dos direcciones con vigas.....	69
Figura 14. Losa Plana con Ábaco y Capitel.	70
Figura 15. Franjas de Columnas y Franjas Central	72
Figura 16. Refuerzo por Cortante en Losas y Columnas.	73
Figura 17. Secciones críticas por cortante.....	74
Figura 18. Láminas de Durock.....	78
Figura 19. Especificaciones Técnicas Paredes PVC.....	80

Figura 20. Tubo Hierro Negro.	81
Figura 21. Láminas Rectangular Estructural.....	82
Figura 22. Paredes Delgadas con Doble Forro.....	86
Figura 23. Arriostramiento de paredes delgadas con doble forro.	86
Figura 24. Detalle de arriostramiento de paredes con doble forro.....	86
Figura 25. Estabilidad de Paredes.	88
Figura 26. Hoja de Cálculo, Capacidad de Carga Terzagui, Falla General.	96
Figura 27. Hoja de cálculo, Falla local por corte al suelo.....	99
Figura 28. Sección Estructural de la Vivienda a Proponer.	100
Figura 29. Diagrama de zapata.	105
Figura 30. Cortante Vu, L1 y L2 en la Placa.....	107
Figura 31. Diseño de placa aislada.....	110
Figura32. Detalle Diseño de columna.....	111
Figura 33. Diagrama de viga.....	116
Figura 34. Viga corona.....	118
Figura 35. Área tributaria para Loza y Viga	119
Figura36. Diagrama de momentos en la losa.	122
Figura 37. Recubrimiento de losa	122
Figura38. Diagrama de Momentos Negativos Positivos.....	125
Figura 39. Diagrama Constructivo de Losa de Concreto Reforzado.	129

Figura 40. Plano Arquitectónico 127

Figura 41. Plano estructural. 128

Capítulo I.

Introducción

El trabajo se realizará con el fin de brindar una propuesta de diseño de vivienda que ayude a la mitigación de los daños que provocan las inundaciones y poner a salvo la vida humana en el cantón de Carrillo, Guanacaste.

El capítulo I plantea el problema, y una pregunta para la investigación que mitiga dicho problema; además, muestra los antecedentes nacionales e internacionales y los objetivos generales y específicos, la justificación, los alcances y las limitaciones.

En el capítulo II, el marco teórico expone las teorías y conceptos relevantes a considerar en el trabajo; por otro lado, en el capítulo III, se explicará el marco metodológico para entender el procedimiento que se utilizará para diseñar una vivienda.

El capítulo IV consiste en el análisis de los resultados obtenidos y se discute con los fundamentos teóricos descritos en el trabajo, para cerrar luego con el capítulo V de conclusiones y recomendaciones; a continuación, se presenta el problema y su importancia.

El problema y su importancia

Al hacer un recuento de la historia se puede decir que por más de 20 años se ha visto involucrada en las épocas de inviernos año tras año la provincia de Guanacaste, específicamente en el cantón de Carrillo, como la población que sufre continuamente inundaciones por muchas causas, tales como las amenazas hidrometeorológicas, la topografía, la geología del terreno entre otros.

Estas hacen vulnerable la inestabilidad de las laderas, además de la falta de canalización de las aguas, el cambio climático, la saturación de los suelos, entre otros; el cantón posee una red fluvial bien definida que puede considerarse el punto focal de las

amenazas hidrometeoro lógica compuesta principalmente por los ríos: Tempisque, Cañas, Bolsón, Belén, San Blas, Sardinal y Brasil.

El cantón arrastra la problemática de sufrir por los daños de las inundaciones de tipo fluvial y pluvial, tanto por el efecto de los desbordes de los ríos, como por las fuertes precipitaciones concentradas en un área particular que hacen que se saturen los suelos y se produzcan grandes concentraciones de agua que perduran duran horas o días hasta que se comience a evaporar respectivamente.

Las consecuencias de las inundaciones tales como daños a la infraestructura vial, viviendas y otros inmuebles, así como las pérdidas materiales, humanas, de flora y fauna, además de los riesgos asociados a ello que ponen en peligro a los habitantes del sector afectado.

Debido a que no se percibe ninguna alternativa que brinde una solución parcial que ayude a mitigar los daños que provocan las inundaciones en cada familia del cantón de Carrillo, este trabajo se realizará con el fin de buscar un diseño de vivienda adecuado que ayude a reducir los daños causados por las inundaciones, ya que es una situación constante que se va normalizando sin que se brinde una verdadera solución a las familias que las habitan.

¿Cómo diseñar una vivienda que permita salvaguardar la vida humana y mitigue los daños en las viviendas provocados por las frecuentes inundaciones en el cantón de Carrillo, Guanacaste?

Antecedentes

Nacionales

Constantemente a lo largo de los años las fuertes lluvias han sido una problemática en la provincia de Guanacaste basándonos especialmente en el cantón de Carrillo, en cada invierno se puede ver como las fuertes lluvias son símbolo de peligro y destrucción.

Las inundaciones fluviales son una de las principales causas; el desbordamiento de los ríos aumenta la saturación de los suelos provocando una concentración de agua mayor, que perdura durante varios días sobre la superficie, provocando la evacuación de las familias afectadas a sitios de albergues destinados por el CNE.

En las inundaciones del 2020, en el artículo del periódico el mensaje “los eventos más destacados han sido producto de la crecida de los ríos, familias atrapadas y varios deslizamientos. IMN indicó que para las próximas horas se esperan lluvias de variable intensidad, se recomienda especial atención por los altos niveles de saturación de los suelos”. (Silleny Sanabria,2020, s.p.p)

El CNE habilitó en ese momento albergues con las condiciones de seguridad necesarias para poder brindar asistencia a las personas afectadas por las lluvias, donde se debe mantener una estrecha coordinación con la Cruz Roja Costarricense para el traslado de estas personas a los alojamientos temporales.

En esas inundaciones se habilitaron 9 albergues en tres cantones (7 en Santa Cruz, uno en Carrillo y otro en La Cruz) para un total aproximado de 400 personas, además activaron todos los comités regionales de emergencia para el acompañamiento y envío de recursos a la población.

Antecede que el pueblo guanacasteco vive constante inundaciones en cada invierno desde hace ya mucho tiempo y los albergues o ayudas humanitarias no son soluciones que ayuden a disminuir los efectos ocasionadas por ellas.

Internacionales

El tema de las inundaciones trasciende fuera de nuestras fronteras también, ya que las inundaciones son un problema importante para las edificaciones en todo el mundo, las cuales afectan incluso a obras magistrales como la casa Farnsworth en Chicago, como se indica en archdaily, “la casa Farnsworth que ha enfrentado problemas con el agua más de una vez, un tercio de todo el territorio de los Estados Unidos está en riesgo de inundarse esta primavera” (Lilly Cao,2020, s.p.).

Inundaciones mortales diezmaron partes de Mozambique, Malawi, Zimbabue e Irán, resultando en una estimación de 1.000 muertes. Cuando se diseña una vivienda en sitios propensos a inundaciones, hay que hacer un estudio detallado que nos ayude a mitigar los efectos de las inundaciones y salvaguardarla vida humana.

En otra obra internacional relacionada con esta investigación, es interesante remarcar y examinar el artículo Publicado por el señor John Squerciati sobre las Cinco técnicas de construcciones resistentes a las inundaciones. En el blog de Dewberry, publicado en octubre 2018, señor Squerciati menciona la técnica que se buscará en este trabajo de investigación (Squerciati, 2018, s.p).

“La siguiente mejor técnica de construcción resistente a las inundaciones es elevar el edificio por encima del nivel de inundación” (Squerciati, 2018, s.p).

En el caso de las nuevas construcciones, se puede diseñar el edificio de modo que su planta más baja esté en el nivel de inundación o sobre él. Para las estructuras existentes, podemos levantar físicamente el edificio y construir un sistema de cimientos elevados debajo de él, o, alternativamente, abandonar un piso inferior o, en algunos casos, demoler el edificio y construir otro nuevo edificio elevado según los códigos y estándares locales.

El otro antecedente internacional importante es la selección de materiales resistentes a inundaciones, que pueden permanecer sin daños significativos menos de 72 horas tras entrar en contacto con el agua. "El agua de la inundación puede ser tanto hidrostática (agua estancada) como hidrodinámica (agua corriente), y en la mayoría de los casos dará como resultado muros de cimientos desplazados, estructuras colapsadas, tanques de combustible flotantes, generación de sedimentos, y más". (Lilly Cao, 2020, s.s.p)

El término "daño significativo" se aplica a cualquier daño que requiera más trabajo que la limpieza o la reparación cosmética de bajo costo, como la pintura. Para evitar estos daños, los materiales resistentes a las inundaciones deben ser duraderos y resistentes a la humedad.

Se deben analizar los materiales que se utilicen en la propuesta de la vivienda para que sean resistentes al contacto con el agua y sufran daños menores y de bajos costos de reparación si fue el caso de requerir un mantenimiento después de futuras inundaciones.

Objetivos

Objetivo General

Proponer un diseño de una vivienda para la mitigación de los daños provocados por las inundaciones y la protección de la vida humana, en Carrillo, Guanacaste.

Objetivos específicos

A continuación, se mencionan los objetivos específicos que se buscan en el presente trabajo para el cumplimiento del objetivo general:

1. Determinar el tipo de suelo y su capacidad portante en la zona de estudio, por medio de bases de datos de estudios de suelos realizados en la zona de Guanacaste, para diseñar las cimentaciones de la vivienda.
2. Diseñar la cimentación, columnas y vigas de la vivienda para construir una estructura capaz de resistir los daños causados por las inundaciones y salvaguardar la vida humana mediante un cálculo en una hoja de Excel, siguiendo las normas y datos del código sísmico.
3. Elaborar los planos estructurales y arquitectónicos de una vivienda que me brinde la seguridad de la vida humana y la mitigación de los daños que generan las inundaciones en la zona de carrillo Guanacaste, con la información obtenida en los objetivos anteriores y el programa de Autodesk Revit.

Justificación

El presente trabajo es de suma importancia, ya que brinda una alternativa de vivienda adaptada a la problemática que viven año tras año diferentes zonas del cantón de Carrillo, en la provincia de Guanacaste, debido a las frecuentes inundaciones provocadas por los desbordamientos de los ríos y los fuertes temporales, ocasionando la saturación de los suelos, donde los niveles de agua han superado más de los 2 metros de altura, poniendo en peligro la vida humana, ocasionando pérdidas de materiales, flora y fauna.

La investigación busca y tiene como fin tratar de mitigar los daños ocasionados por las inundaciones y resguardar con seguridad la vida humana, ya que es un problema de nunca acabar, se trata de buscar un diseño de vivienda adaptado a la problemática constante de las inundaciones en invierno.

Proyecciones

Entre las proyecciones esperadas en esta investigación según la problemática que vive el cantón de Carrillo en época de invierno podríamos mencionar:

1. Obtener las características y la capacidad soportante del suelo, mediante la recopilación de base de datos.
2. Diseñar un plano arquitectónico de una vivienda unifamiliar que logre la mitigación de los daños causados por las inundaciones.
3. Por medio de código sísmico y las normas del concreto reforzado se realizará un diseño estructural, de placa aisladas, de columnas concreto, de viga de concreto y losa de concreto, dejando como resultado el plano estructural de la vivienda.

4. Tener documentado en planos una opción de vivienda, que se pueda presentar a la CNE o entidad gubernamental que brinde la ayuda para un futuro proyecto de vivienda en zonas afectadas por las inundaciones.

Limitaciones

1. En todo proyecto de construcción es muy importante realizar un estudio de suelo, en este caso se recopilan datos de estudios realizados en los suelos de guanacaste.
2. Se realiza una propuesta de diseño basado en el concreto reforzado.
3. No se realizará ningún tipo de presupuesto, cálculo de materiales o costo del proyecto.
4. No existe ningún proyecto de vivienda a futuro para la mitigación de los daños que provocan las inundaciones en cada invierno.

Capitulo II.

Marco Teórico

Reseña del cantón

Carrillo es el quinto cantón de la provincia de Guanacaste, que se encuentra en la parte noroeste del país. El cantón se creó el 16 de junio de 1877 y fue formado con los pueblos de Siete Cueros llamado Filadelfia actualmente y es el distrito cabecero del cantón, Boquerones actualmente llamado Palmira, La Villa llamada ahora Belén y Tamarindo actualmente Sardinal.

El cantón de Carrillo fue conocido por decreto como el cantón arqueológico de Costa Rica debido a la gran cantidad de piezas arqueológicas que se extrajeron de sus tierras en la época precolombina. Formó parte de una de las provincias indígenas llamadas chorotegas, ubicadas en la península de Nicoya, cuyos dominios llegaban hasta el lago Nicaragua.

Entorno Geográfico

El cantón de Carrillo tiene una superficie de 577.54 kilómetros cuadrados y una población de 37.122 personas, según las coordenadas geográficas medias de 10°28'59" latitud norte y 85°35'31" longitud oeste.

La longitud máxima es de cuarenta y nueve kilómetros, yendo de noroeste a sureste desde punta Zapotal, que está cerca del litoral Pacífico. El cantón de Carrillo limita al norte con Liberia, al sur con el cantón Santa Cruz, al oeste con el océano Pacífico y al este con Bagaces. Las temperaturas promedian entre 27 y 28 °C durante invierno y entre 34 y 36 °C durante el verano.

Amenazas Hidrometeorológicas

El cantón de Carrillo posee una red fluvial bien definida, que cuenta con un grupo de ríos y quebradas que se pueden considerar el punto principal de las amenazas hidrometeorológicas del cantón, compuesta principalmente por el río Tempisque, el río Cañas, río Bolsón, río Belén, río San Blas, río Sardinal, río Brasil, río Las Palmas, río Gallina, río Carrizal y río Coyolito.

La ciudad de Filadelfia está cerca de las orillas del Río Tempisque y Río Las Palmas, estos ríos han causado importantes inundaciones, especialmente en octubre debido al fenómeno del niño, hasta la fecha no existe alternativa que verdaderamente ayude a las poblaciones del cantón de Carrillo a reducir los daños.

El río Tempisque es el tercer río más extenso del país, después del río Grande de Térraba y el río Reventazón. El río Tempisque y el Bebedero son importantes para su uso agropecuario, ya que suponen el 75% del agua para riego del país. La cuenca Tempisque-Bebedero es la más grande del país con 5.455 km² y de ella depende la producción de ganado vacuno y cultivos extensivos como caña de azúcar y arroz.

El periodo de recurrencia de inundaciones es causa de la ocupación de las planicies de inundación, el desarrollo agropecuario y urbano en forma desordenada y sin ninguna planificación, y al margen de las leyes que regulan el desarrollo urbano y forestal, se suma el lanzamiento de desechos sólidos a los cauces, redundando en la reducción de la capacidad de la sección hidráulica, provocando el desbordamiento de ríos y quebradas.

Las zonas o barrios que pueden ser más afectados y con alto riesgo por las inundaciones y flujo de lodo de los ríos y quebradas antes mencionadas son: La Guinea, Filadelfia, Paso Tempisque, Palmira, Ángeles, Comunidad, Cañas Nuevo, Belén, Santo Domingo, Los Planes, San Blas, Las Palmas, Sardinal, N. Colón, Sardinal.

Entorno Económico

Por su ubicación geográfica y otras condiciones productivas como lo son el clima y la altura sobre el nivel del mar, el cantón de Carrillo ha desarrollado su economía entorno a tres actividades económicas:

1. La Agricultura (Caña de Azúcar, Arroz y Melón).
2. El Turismo (hotelería, tour operadores, turismo ecológico).
3. Comercio (empresas de servicios públicos y privadas).

La Geotecnia

Es la rama de la ingeniería civil especializada en el comportamiento del suelo, es fundamental en la evaluación y clasificación de los suelos para proyectos de construcción. Es importante contar con la asesoría de geotécnicos y profesionales de la construcción para tomar decisiones informadas sobre el tipo de suelo adecuado y las medidas de estabilización necesarias. Los campos de estudio específicos de la geotecnia son:

La Ingeniería Geológica

Es decir, la inventiva del ser humano aplicada a la interacción con el medio geológico donde habita.

La Mecánica de Rocas

Esta disciplina de la geología está dedicada al estudio del comportamiento de las piedras y macizos rocosos, así como su descripción teórica y aplicada.

Estudio de los Suelos

Es necesario su elaboración en cada proyecto para comprender su reacción al estrés, a la tensión y a otras condiciones fisicoquímicas, dependiendo de su naturaleza particular del suelo. Siempre es primordial tratar o estabilizar el suelo para según el proyecto y sus estudios realizados para el sitio de cimentación ya sea profunda o superficial.

La Mecánica de los Suelos es la que se dedica al estudio de las fuerzas que actúan en la capa superficial de la tierra.

Suelos de Orden Vertisol

El término "vertisoles" proviene del latín "vertere", que significa "dar vuelta" y se refiere a suelos minerales muy arcillosos. La aparición de este tipo de suelo depende de una serie de condiciones, como una área plana y baja que dificulta el drenaje adecuado, y la acumulación de materiales ricos en silicio, calcio y magnesio. En Costa Rica, se les denomina comúnmente "sonzocuites", aunque en realidad se trata de suelos vertisol (María J, 2015, s.p).

Estos suelos tienen propiedades fisicoquímicas con alta fertilidad, un pH alcalino, se desarrollan en relieves planos a casi planos con una pendiente inferior al 3%, son suelos de color negro y profundos con al menos un metro de profundidad, con baja infiltración, provocando que se inunde en época lluviosa, presentan agrietamiento en época seca y

ensanchamiento en los meses lluviosos, presentan arcillas expandibles como la montmorillonita y por el efecto de expansión y agrietamiento se originan ondulaciones en el terreno (María J, 2015, s.p).

Suelos Arcillosos

Debido a la presencia de arcilla se hinchan cuando hay humedad y se contraen cuando la humedad disminuye, representa un problema en todo proyecto para el diseño de las cimentaciones ya que el suelo buscará separarse de la estructura cuando este se expanda.

Suelos con Arcillas Expansivas

Estos suelos arcillosos tienen una zona activa de alrededor de 6 metros, por lo que se recomiendan cimentaciones profundas porque a mayor profundidad se mejora la estabilidad y la humedad se torna plástica y moldeable, alterando su consistencia. En este tipo de suelos, la humedad y el clima del lugar son cruciales para determinar el tipo de cimentación.

La elección del tipo de suelo para la construcción debe basarse en una evaluación detallada del sitio y las necesidades del proyecto. La máxima carga que puede resistir un suelo o roca sin que ocurran desplazamientos excesivos o fallas. se le llamada capacidad de carga o capacidad portante y es un parámetro para determinar la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas sobre el terreno.

Cimentaciones

Se le conoce al conjunto de elementos estructurales cuya función consiste en conectar y transmitir las cargas de la construcción al suelo. Es importante mencionar los dos tipos diferentes de cimentaciones ya que se pueden ser profundas o superficiales.

Cimentaciones Directas o Superficiales

Son cimentaciones ubicadas a poca profundidad del nivel del suelo, existen varios tipos y la elección de ella depende del tipo de suelo donde se ubica el proyecto, las cimentaciones superficiales deben ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta y no pueden sufrir un desplazamiento, o un asentamiento excesivo, también se les conoce como zapatas y las más frecuentes son:

1. Zapatas Aisladas. Se usan en este tipo de cimentaciones para transportar las cargas concentradas por diferentes elementos estructurales, como columnas, pilares, estas deben usarse si los estudios previos determinaron que no se producirán asentamientos variables en la construcción. Hay tres tipos de zapatas aisladas: centradas, medianeras y de esquina. (Gaston lenik, marzo 29, 2021, s.p)

2. Zapatas Corridas. Se utilizan para soportar cargas distribuidas lineales como los muros y su dimensión viene determinada por la carga que recibe, la capacidad del suelo y la resistencia a la compresión del material, si se agrupan en tres pilares de manera alineada, son zapatas corridas.

3. Losas de Cimentación. Se trata de una cimentación superficial que se dispone en plataforma y su objetivo es la transmisión de las cargas de la estructura al terreno para distribuir los esfuerzos de manera equitativa. Suelen llevar una armadura en la parte superior para contrarrestar el contrapeso.

Cimentaciones Indirectas o Profundas.

También se conocen como cimentaciones profundas porque tienen una profundidad superior a 3m. Se hinca en una excavación previa para transferir las cargas a las capas más profundas donde se encuentran los sustratos del suelo más resistentes, los principales tipos de cimentaciones indirectas o profundas son:

1. Pilotes. Esta técnica se utiliza para transferir las cargas de una estructura hasta el estrato de roca dura. También se utiliza para evitar el levantamiento de la estructura por cargas laterales, como el viento o los movimientos sísmicos. Es una de las cimentaciones más utilizadas para prevenir asentamientos diferenciales.

2. Pilotes Prefabricados. Estos pilotes se pueden hincar de varias maneras, como vibrar, hincar o percusión, pueden formarse por una sola sección o por varias secciones, y llegan fraguados al proyecto.

3. Pilotes Hormigonados in Sitio. Se construyen gracias a la perforación de un agujero en el terreno donde se instalará, se confeccionará la armadura y se coloca para luego proceder al colado de concreto.

Principio de Terzaghi

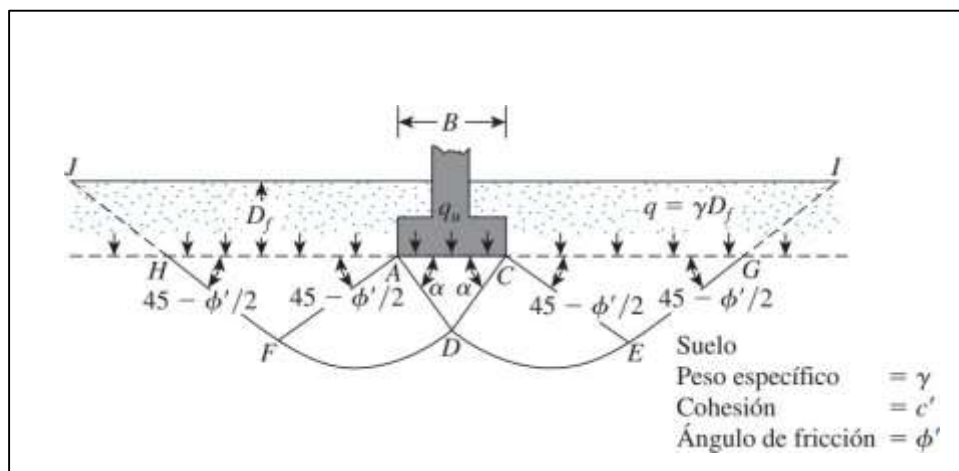
Fue creado por el ingeniero austriaco Karl Von Terzaghi en la década de 1920 y es fundamental en la ingeniería geotécnica. El científico propuso una fórmula simple para la carga máxima que podría soportar una cimentación continua con carga vertical centrada, apoyada sobre la superficie de un suelo. Es la teoría que se encarga del estudio del comportamiento de los suelos y rocas bajo cargas externas.

Terzaghi propuso que la superficie de falla en el suelo bajo carga última podría ser similar al de la figura 1 para una cimentación corrida. Una sobrecarga equivalente efectiva

$q = \gamma D_f$, donde γ es el peso específico del suelo, puede reemplazar el efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación. La zona de falla bajo la cimentación puede dividirse en tres secciones, como se muestra en la figura 1 (Braga. M, 2011, 136).

1. La zona triangular **ACD** inmediatamente abajo de la cimentación.
2. Las zonas de corte radiales **ADF** y **CDE**, con las curvas **DE** y **DF** como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares **AFH** y **CEG**

Figura 1. Fallas por la Capacidad de Carga



Fuente: Braja M, 2011,137.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, ϕ . Note que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla CI y HJ fue despreciada. Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la fórmula de la capacidad de carga última (Braja M, 2011,137).

Figura 2. Ecuación de la Capacidad de carga de cimentaciones corridas.

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación continua o corrida})$$

Fuente: Braja M, 2011,138.

De la ecuación anterior donde **C** es la cohesión del suelo, **y** es el peso específico del suelo, **q** es el resultado de la multiplicación de **yDf**; factores de capacidad de carga adimensionales son **N_c**, **N_q**, **N_γ**.

Se presentan la tabla 1 los factores de capacidad de carga obtenidas por Terzaghi por medio del ángulo de fricción, cuando el nivel freático está muy por debajo de la cimentación.

Tabla 1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi, por falla general.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Braja M, 2011,137.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ , ya definidas por las ecuaciones de Terzaghi se dan en la tabla 1, teniendo como hipótesis que el nivel freático está muy por debajo de la cimentación; Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas, la ecuación se modificaría como se muestra en la figura 3.

Figura 3. Ecuación para cimentaciones cuadradas

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada})$$

Fuente:

Braja M, 2011,137.

Donde B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación, además Terzaghi también modifica la ecuación para cimentaciones circulares como se presenta en la figura 4.

Figura 4. Ecuación para cimentación circular

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación circular})$$

Fuente: Braja M, 2011,138.

Para las cimentaciones que presente falla local por corte en suelos, Terzaghi sugiere modificar las ecuaciones cuando el nivel freático está sobre la cimentación como se muestra en la figura 5 o muy por debajo, donde modifica los factores de capacidad de carga N'_c ,

N'_q y N'_γ , como se muestra en la tabla 2, tomando en cuenta la localización del nivel freático (Braja M, 2011,142).

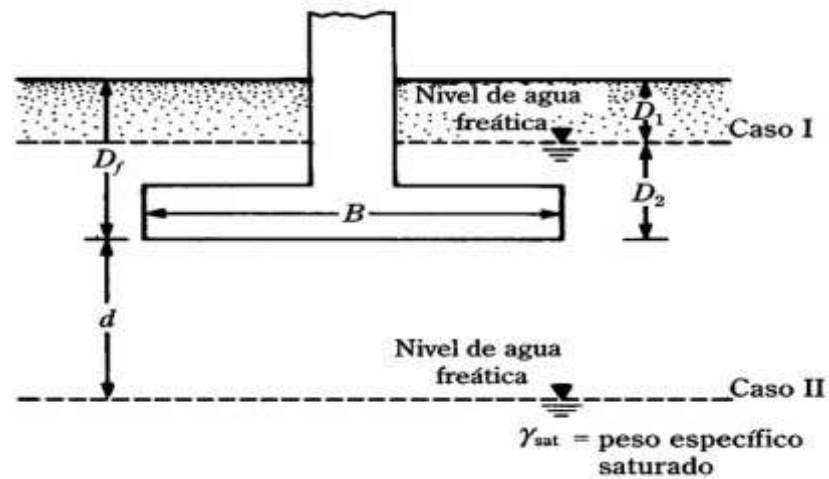
Figura 5. Ecuaciones modificadas, con falla local con nivel freático.

$$\begin{aligned}
 q_u &= \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma && \text{(cimentación continua)} \\
 q_u &= 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma && \text{(cimentación cuadrada)} \\
 q_u &= 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma && \text{(cimentación circular)}
 \end{aligned}$$

Fuente: Braja M, 2011,139.

Con la figura 6 se puede ejemplificar como Terzaghi modifica las anteriores ecuaciones según la ubicación del nivel freático cuando se encuentre por encima de la cimentación, ya que en las ecuaciones anteriores se toma como si estuviera muy por debajo de la cimentación sin ser afectada.

Figura 6. Localización de los niveles freáticos, sugeridos por Terzaghi.



Fuente: Braja M, 2011,142.

En la tabla 2 los factores de capacidad de carga fueron modificada por Terzaghi para desarrollar las ecuaciones para fallas locales por corte de suelo.

Tabla 2. Factores de Capacidad de Carga modificados por falla local de corte.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Braja M, 2011,140.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se han modificado para incluir los efectos de la forma de la cimentación, la profundidad de empotramiento (Df) y la inclinación de la carga. Muchos ingenieros todavía utilizan la ecuación de Terzaghi porque da buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo (Braja M, 2011, sp).

Factor de seguridad

Cuando se calcula la capacidad de carga permisible bruta de las cimentaciones superficiales, se debe tener en cuenta que se debe aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga permisible bruta.

Figura 7. Ecuación Factor de seguridad

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}}$$

Fuente: Braja M, 2011,140.

La presión última por área unitaria de la cimentación que puede soportar la presión del suelo circundante al nivel de la cimentación se conoce como capacidad de carga última neta. Si se supone que la diferencia entre el peso específico del concreto utilizado en la cimentación y el peso específico del suelo circundante es mínima, entonces

Figura 8. Capacidad de carga ultima neta

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q$$

Fuente: Braja M, 2011,141.

Como se menciona en el libro de cimentaciones de Braga que recomienda que el factor de seguridad debe ser al menos de 3 en todos los casos, y se define por la ecuación de la figura 9, para obtener la carga permisible neta restamos las cargas y dividimos entre el factor de seguridad.

Figura 9. Ecuación factor de seguridad

$$q_{\text{perm(neta)}} = \frac{q_u - q}{FS}$$

Fuente: Braja M, 2011,141.

Demanda Sísmica

La zonificación sísmica, las características de los sitios de cimentación y otras indicaciones del código sísmico deben tenerse en cuenta en los procedimientos y limitaciones para diseñar una estructura.

Zonificación sísmica

El código divide las provincias y distritos del país en tres zonas sísmicas, zonas II, III y IV, representadas en la tabla 3, en cada proyecto de construcción es muy importante considerar la clasificación de la zonificación.

Tabla 3. Zona Sísmica según Provincia, Cantón y Distrito

Provincia	Cantón	Distrito	Zona
4. Heredia	1. Heredia	Todos	III
	2. Barva	Todos	III
	3. Santo Domingo	Todos	III
	4. Santa Bárbara	Todos	III
	5. San Rafael	Todos	III
	6. San Isidro	Todos	III
	7. Belén	Todos	III
	8. Flores	Todos	III
	9. San Pablo	Todos	III
	10. Sarapiquí	1. Puerto Viejo 2. La Virgen 3. Horquetas 4. Llanuras del Gaspar 5. Cureña	II III III II II
5. Guanacaste	1. Liberia	Todos	III
	2. Nicoya	Todos	IV
	3. Santa Cruz	Todos	IV
	4. Bagaces	Todos	III
	5. Carrillo	Todos	IV
	6. Cañas	Todos	III
	7. Abangares	Todos	III
	8. Tilarán	Todos	III
	9. Nandayure	Todos	IV
	10. La Cruz	1. La Cruz 2. Santa Cecilia 3. Garita 4. Santa Elena	III II II III
	11. Hojancha	Todos	IV

Fuente: CFIA, 2010,4.

Sitios de cimentación

La clasificación de los sitios de cimentación en 30 metros de superficie se basa en las propiedades de la tabla 4 en ausencia de estudios más detallados; el código sísmico recomienda que se identifique el sitio de cimentación en relación con la demanda sísmica.

Tabla 4. Sitio de Cimentación / Parámetros Geotécnicos

Tipo de sitio	N	V_s (m/s)	C_u (kg/cm ²)
S_1	≥ 50	≥ 760	≥ 1.00
S_2	35 – 50	350 – 760	0.75 – 1.00
S_3	15 – 35	180 – 350	0.50 – 0.75
S_4	≤ 15	≤ 180	≤ 0.50

Fuente: CFIA, 2010.

N: número de golpes del ensayo de penetración estándar

Cu: resistencia al corte no drenado

Vs: velocidad de onda cortante

El código sísmico clasifica los tipos de suelo en S₁, S₂, S₃, S₄; Los tipos S₁, se caracterizan por ser un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca. Los suelos tipo S₂, es un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.

Los suelos tipo S₃, son un perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad. Los suelos tipo S₄, es un perfil de suelo que contiene un estrato de más de 12 m de arcilla suave.

Cuando las propiedades del sitio no se conozcan con suficiente detalle el código recomienda suponer un sitio de cimentación tipo S₃ (CFIA, 2010,6).

Sacudida Sísmica

La sacudida sísmica de un sismo fuerte tiene un período de retorno de 475 años. Esto indica una posibilidad de superávit del 10% en una vida útil de cincuenta años.

Los sismos extremos son aquellos cuya sacudida sísmica es 25% mayor que la de los sismos fuertes para el mismo sitio de cimentación. Los sismos moderados tienen una sacudida sísmica 25% menor que la de los sismos fuertes para el mismo sitio de cimentación (CFIA, 2010,7).

Aceleración Pico Efectiva de Diseño

El código establece los siguientes valores de aceleración pico efectiva de diseño (aef) como indicador de sacudidas sísmicas para un período de retorno de 475 años, basándose en la zonificación sísmica y el sitio de cimentación.

Tabla 5. Aceleración Pico Efectiva de Diseño

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S ₁	0.20	0.30	0.40
S ₂	0.24	0.33	0.40
S ₃	0.28	0.36	0.44
S ₄	0.34	0.36	0.36

Fuente: CFIA, 2010,7.

Cabe destacar que toda edificación debe ser clasificada según su importancia o función, a cada grupo le corresponde un factor de importancia, I, el cual define la sacudida sísmica para la cual se debe diseñar cada estructura como se muestra en la tabla 6.

Tabla 6. Clasificación de Edificaciones Según su Importancia

Grupo	Descripción	Ocupación o función de la edificación	Factor I	Factor I_p
A	Edificaciones e instalaciones esenciales	Hospitales e instalaciones que poseen áreas de cirugía o atención de emergencias. Estaciones de policía y bomberos. Garajes y refugios para vehículos o aviones utilizados para emergencias. Instalaciones y refugios en centros de preparación para emergencias. Terminales aeroportuarias y torres de control aéreo. Edificaciones y equipo en centros de telecomunicaciones y otras instalaciones requeridas para responder a una emergencia. Generadores de emergencia para instalaciones pertenecientes al grupo A. Tanques de almacenamiento de agua que sean esenciales. Estructuras que contienen bombas u otros materiales o equipo para suprimir el fuego.	1.25	1.50
B	Edificaciones e instalaciones riesgosas	Obras e instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos. Obras que contienen o soportan sustancias tóxicas o explosivas. Obras cuya falla pueda poner en peligro otras edificaciones de los grupos A y B.	1.25	1.50
C	Edificaciones de ocupación especial	Edificaciones para actividades educativas con una capacidad mayor que 300 estudiantes. Edificios para centros de salud con 50 o más pacientes residentes, pero no incluidas en el grupo A. Todas las edificaciones con una ocupación mayor que 5000 personas no incluidas en los grupos A o B. Edificaciones y equipo en estaciones de generación de energía y otras instalaciones públicas no incluidas en el grupo A y requeridas para mantener operación continua.	1.00	1.25
D	Edificaciones de ocupación normal	Todas las obras de habitación, oficinas, comercio o industria y cualquier otra edificación no especificada en los grupos A, B, C o E.	1.00	1.25
E	Edificaciones misceláneas	Construcción agrícola y edificios de baja ocupación. Galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación. Tapias y muros de colindancia (ver nota). Obras e instalaciones provisionales para la construcción.	0.75	1.00

Fuente: CFIA, 2010,7

Objetivos de desempeño

Con base en la clasificación del código sísmico se establecen los siguientes objetivos de desempeño para cada tipo de edificación, por ejemplo, en edificaciones de ocupación normal, ubicadas en el grupo D, se describe que, ante sismos fuertes, se debe proteger la vida evitando el colapso de la estructura la edificación debe mantenerse íntegra durante y después

del sismo, permitiendo una evacuación de sus ocupantes, la edificación podría sufrir daños en los elementos estructurales sin permitir un colapso parcial o total(CFIA,2010,s.p).

Para edificaciones de ocupación especial, ubicadas en el grupo C, ante sismos fuertes es indispensable la protección de la vida de ocupantes y transeúntes. La edificación debe mantener integridad su estructural, sin el colapso parcial de la estructura y de aquellos componentes no estructurales, en estas edificaciones se debe minimizar la ocurrencia de daños en la estructura (CFIA,2010, s.p).

Para instalaciones riesgosas, grupo B, y ante sismos extremos, además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe minimizar la ocurrencia de daños en la estructura y en sus componentes y sistemas no estructurales cuando estos puedan causar daños graves en la población o en el ambiente (CFIA,2010, s.p).

En edificaciones e instalaciones esenciales, grupo A, y ante sismos extremos, además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe minimizar la ocurrencia de daños en la estructura y en aquellos componentes y sistemas no estructurales capaces de interrumpir seriamente los servicios y funciones propios de la edificación (CFIA,2010, s.p).

En edificaciones misceláneas, grupo E, se debe asegurar el mismo desempeño definido para las edificaciones de ocupación normal, pero para sismos moderados.

Clasificación de los Sistemas Estructurales

Esta normativa tiene como referencia los tipos de sistema estructural, clasificados según sus propiedades geométricas, físicas y estructurales.

Los sistemas estructurales de tipo marco son edificios que resisten los terremotos mediante sistemas sismorresistentes que están compuestos por marcos de concreto

reforzado, acero o madera, que están conectados o no a un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada nivel.

El sistema tipo dual incluye edificaciones que resisten el sísmico mediante sistemas sismorresistentes compuestos por muros de concreto o mampostería reforzados, marcos arriostrados de concreto reforzado, acero o madera.

El sistema tipo muro son aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistentes constituidos por:

1. marcos arriostrados de concreto reforzado, acero o madera.
2. muros de concreto, mampostería reforzada, acero o madera.
3. La combinación de sistemas sismorresistentes descritos en 1 y 2 comportándose de manera independiente o combinada, vinculados o no por medio de un sistema horizontal o entrepiso de concreto reforzado, acero u otros, en cada nivel (CFIA,2010, s.p).

Un péndulo invertido, tanques elevados, chimeneas, torres y barcos industriales son ejemplos de sistemas estructurales de tipo voladizo. Estos sistemas se componen de una o varias columnas o muros que actúan principalmente como voladizos aislados, libres o articulados en su extremo superior y empotrados en la base (CFIA,2010, s.p).

Ductilidad global asignada

Cada tipo estructural tiene su propia clasificación de regularidad del sistema estructural y ductilidad local de componentes y uniones.

La siguiente tabla clasifica los sistemas estructurales con una sola ductilidad global asignada a ambas direcciones de análisis. Excepto si el sistema se diseña para niveles de

fuerzas elásticas en alguna dirección, se debe utilizar la menor de las dos en ambas direcciones si la ductilidad global asignada difiere en cada dirección ortogonal del edificio.

Tabla 7. Ductilidad global asignada, u.

Sistema estructural tipo marco					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
marco a	X		X		6.0
marco b	X			X	3.0
marco c		X	X		3.0
marco d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
dual a	X		X		4.0
dual b	X			X	3.0
dual c		X	X		3.0
dual d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		2.0
muro d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo voladizo					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0
Sistema estructural tipo otros					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
otros a	X		X		1.0
otros b	X			X	1.0
otros c		X	X		1.0
otros d		X		X	1.0

Fuente: CFIA, 2010,7

Diafragmas

Estos deben diseñarse para resistir las fuerzas de corte y flexión causadas por las cargas laterales del diseño. Si tienen la rigidez y resistencia adecuadas, los diafragmas de

entrepiso se pueden considerar infinitamente rígidos en su plano y pueden transmitir las fuerzas sísmicas horizontalmente a sistemas sismorresistentes.

Las cargas horizontales del sismo de cada nivel se distribuyen a los elementos verticales o inclinados resistentes según su contribución a la rigidez lateral total cuando el diafragma está rígido. Si la deformación lateral máxima del diafragma en su propio plano es menor o igual a dos veces el promedio de las derivas máxima y mínima del diafragma, un diafragma se considera rígido para distribuir las fuerzas cortantes de piso y los momentos torsionales. (CFIA,2010, s.p).

Cargas estructurales

La tarea más importante y difícil para el ingeniero estructural es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad, como veremos las cargas se clasifican en muertas, vivas o ambientales.

La construcción de cualquier estructura requiere un conocimiento profundo de las cargas estructurales y su importancia en el proceso de diseño y construcción. Las cargas estructurales son todas aquellas fuerzas que actúan sobre una estructura, ya sea una carga permanente o una carga temporal.

Cargas muertas

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar. Incluyen el peso propio de la estructura en estudio y también cualquier elemento que esté unido a ella. Algunas de las cargas muertas son los marcos, muros, pisos, cielos rasos, escaleras, techos y plomería. Para diseñar una estructura, es necesario estimar los pesos o cargas muertas de las diversas partes para considerarlas en el diseño.

Los tamaños y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se ha hecho el análisis estructural y se han seleccionado los elementos para la estructura. Los pesos obtenidos en el diseño deben compararse con los pesos estimados. Si se encuentran grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar usando pesos mejor estimados.

Pueden obtenerse estimaciones razonables de pesos estructurales comparando estructuras de tipo similar o consultando fórmulas y tablas contenidas en la mayoría de los manuales de ingeniería civil. Un ingeniero experimentado puede estimar con mucha precisión los pesos de la mayoría de los elementos estructurales, como se presenta en la tabla 8.

Tabla 8. Pesos Comunes de Materiales de Construcción

Concreto reforzado; 12 plg	150 lb/pie ²	Piso doble de madera, 2 × 12 @ 16 plg	7 lb/pie ²
Loseta acústica para plafones	1 lb/pie ²	Loseta de linóleo o asfalto	1 lb/pie ²
Cielo raso suspendido	2 lb/pie ²	Piso de madera dura ($\frac{1}{2}$ plg)	4 lb/pie ²
Yeso sobre concreto	5 lb/pie ²	1 pulgada de cemento sobre relleno de concreto de grava	32 lb/pie ²
Baldosas de asfalto	2 lb/pie ²	Particiones de acero móviles	4 lb/pie ²
Techo de madera contrachapada (3 lechos)	1 lb/pie ²	Pies derechos de madera con $\frac{1}{2}$ plg de yeso	8 lb/pie ²
Margen para ductos mecánicos	4 lb/pie ²	Hiladas de ladrillo de arcilla de 4 plg	39 lb/pie ²

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado – McCormac, 2011, s.p

Carga Viva

Las cargas vivas son cargas que pueden cambiar de magnitud y posición. Éstas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras, por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

Las cargas vivas de techo tienen un valor máximo de 20 lb/pie², distribuido uniformemente sobre el techo. Algunas de las cargas vivas típicas de piso que actúan en las estructuras se presentan en la tabla 9.

Tabla 9. Cargas Vivas Comunes

Vestibulos de recintos de reunión	100 lb/pie ²	Salones de clase en escuelas	40 lb/pie ²
Salones de baile	100 lb/pie ²	Pasillos de pisos superiores en escuelas	80 lb/pie ²
Salas de lectura en bibliotecas	60 lb/pie ²	Escaleras y salidas	100 lb/pie ²
Salas de estanterías en bibliotecas	150 lb/pie ²	Bodegas de equipo pesado	250 lb/pie ²
Talleres pequeños	125 lb/pie ²	Tiendas, planta baja	100 lb/pie ²
Recintos en edificios de oficinas	50 lb/pie ²	Tiendas, pisos superiores	75 lb/pie ²
Habitaciones residenciales	40 lb/pie ²	Pasajes y plataformas elevadas	60 lb/pie ²

lb/pie²: libras por pie cuadrado.

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado – McCormac, 2011.

Cargas Ambientales

Son cargas causadas por el medio ambiente en el cual se encuentra la estructura, son causadas por la lluvia, nieve, viento, cambios de temperatura y terremotos, son también cargas vivas, pero son el resultado del ambiente en el que la estructura se encuentra. Aunque varían con el tiempo, no todas son causadas por la gravedad o las condiciones de operación, como es usual con otras cargas vivas.

En los países más fríos, las cargas de nieve y hielo son considerables, una pulgada de nieve equivale a aproximadamente 0.5 lb/pie², pero puede ser mayor en elevaciones menores, donde la nieve es más densa. Para los diseños de techos se usan cargas de nieve de 10 lb/pie² a 40 lb/pie², la magnitud depende principalmente de la pendiente del techo y de su tipo de superficie.

Cargas pluviales

En los techos comunes, la situación puede invertirse en los techos horizontales, especialmente aquellos localizados en lugares con clima cálido. Si el agua en un techo sin pendiente se acumula más rápidamente que lo que tarda en escurrir, el resultado se denomina encharcamiento; la carga aumentada causa sobrepeso en el techo.

Carga de viento

Es la carga que se produce por la acción del viento sobre una estructura. Esta carga es especialmente importante en zonas con alta exposición al viento.

Cargas de empuje

Son debidas al empuje de suelos, presión de líquidos entre otros, como en el caso de muros de retención.

Carga Sísmica

Es la carga que se produce por la acción de un terremoto o un sismo sobre una estructura. Para la determinación de la carga sísmica, el peso de cada nivel, W_i , es el peso de su carga permanente más una fracción de su carga temporal calculada de la siguiente manera:

1. Equipo o instalaciones fijas a la estructura 1.00
2. Carga en bodegas 0.25
3. Cargas en edificios 0.25
4. Cargas en azoteas, marquesinas y techos 0.00

Es importante tener en cuenta todas las circunstancias específicas que requieran un aumento de los valores, ya que los valores mencionados son solo fracciones. La reducción de carga temporal descrita en el artículo 6.3 del CSCR no se puede usar.

Para calcular la carga sísmica de cada nivel, debe incluirse la mitad del peso de las columnas, paredes y elementos verticales de los pisos inmediatamente inferior y superior que estén conectados a ese nivel y a los niveles inferior o superior. Si alguno de estos elementos no está conectado a los niveles adyacentes, su peso total se incluirá en el nivel correspondiente.

En cada nivel debe considerarse la distribución en planta de las cargas permanente y temporal, calculadas conforme a los incisos anteriores, a fin de calcular su centro de masa y, cuando sea necesario, su masa rotacional o momento polar de inercia, I_{ci} .

Las estructuras deben cumplir con los límites de deformación establecidos en los diferentes códigos. En general se puede hablar de las cargas o fuerzas externas que actúan sobre las estructuras y de las fuerzas internas que son provocadas por las anteriores en los diferentes elementos estructurales.

En la tabla 10 se presentan diferentes valores mínimos de carga temporal mínima que nos brinda el CSCR, para efectos gravitacionales, el profesional responsable del diseño debe considerar las condiciones reales a las que será sometido el piso.

Tabla 10. Cargas Temporales Unitarias Mínimas

Destino del piso	Carga temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con peso intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

Fuente: CFIA, 2010.

El Código Sísmico de Costa Rica 2002 (CSCR-2002) establece cuatro combinaciones de carga para estimar las posibles cargas últimas de diseño que pueden actuar sobre la estructura.

$$CU = 1.4 CP$$

$$CU = (1.2 CP + 1.6 CT) + 1.6 CE$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 CT \pm CS + CE$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE$$

donde:

CU = carga última.

CP = carga permanente.

CT = carga temporal.

CS = carga sísmica.

CE = carga por empuje.

Factor Incremental FI

Para el cálculo de CU de todos los elementos, componentes y uniones clasificados como frágiles según el inciso 4.4.1, del código sísmico, la carga sísmica, CS, se debe incrementar por el factor incremental, FI, cuyo valor del factor I, está dado en la tabla 11, depende principalmente de la sobrerresistencia, SR, del sistema estructural y de la condición de los elementos, componentes y uniones frágiles en cuanto a si estos forman parte de sistemas sismorresistentes con trayectorias de fuerzas sísmicas en serie o en paralelo.

Tabla 11. Factor Incremental FI

SR	Transferencia de fuerzas sísmicas		
	En serie		En paralelo
	Diafragmas	Otros	
2.0	1.6	1.8	1.8 μ
1.0 a 1.2	1.3		1.3 μ

Fuente: CFIA,2010.

Determinar las Dimensiones de la Zapata.

El diseño de la zapata garantiza que la presión que ejerce sobre el suelo no exceda la capacidad portante del suelo. El área de la zapata se determina dividiendo la carga total que soportará la zapata por la capacidad portante del suelo.

Calcular la Profundidad de la Zapata.

La profundidad la determinará el tipo de suelo y la carga que soportará; se recomienda que la zapata se extienda por debajo de la zona de congelación del suelo y una profundidad mínima de 30 cm.

Diseñar la armadura de la zapata.

Se debe diseñar la armadura de la zapata considerando la carga que soportará y la resistencia del concreto obteniendo las dimensiones del diseño y el área del acero que requiere se podrá confeccionar la placa.

Resistencia de los materiales

La resistencia mínima especificada del concreto en compresión debe ser 210 kg/cm² y la resistencia máxima especificada para elementos de concreto liviano debe ser

280 kg/cm², El acero de refuerzo debe cumplir la norma ASTM A 706; Se permite utilizar acero ASTM A 615 de grado 40 y grado 60.

En el anclaje del refuerzo para cortante todo el acero utilizado para tomar esfuerzos de cortante en vigas y columnas debe formar aros cerrados que terminen en una esquina con un gancho de 135 grados y una extensión no menor que 10 cm.

Todas las varillas longitudinales para columnas deben ser confinadas con un aro cerrado; Se debe dar soporte lateral a las varillas longitudinales por medio de la esquina de un aro.

Los aros y las varillas longitudinales deben ser colocados a no menos de 4 cm y a no más de 13 cm de la superficie externa de la columna. La separación de estos aros no debe exceder 20 cm, el acero de refuerzo para cortante en muros de mampostería debe estar constituido por varillas individuales que terminen con un gancho estándar.

El concreto

Es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados que se combinan con una pasta de cemento y agua para crear una masa rocosa. Para alterar propiedades como la ductilidad, la resistencia y el tiempo de fraguado del concreto, a veces se le agregan uno o más aditivos. El concreto, como la mayoría de los materiales pétreos, tiene una resistencia a la compresión alta y una resistencia a la tensión muy baja.

El Concreto Reforzado

Es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de que carece el concreto. El acero de refuerzo resiste fuerzas de

compresión. El concreto reforzado es el material más importante para la construcción algunas ventajas por mencionar:

1. Resistencia considerable a la compresión en comparación con otros materiales.
2. El concreto reforzado tiene gran resistencia a las acciones del fuego y el agua.
3. Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
4. Requiere de poco mantenimiento.
5. Tiene una larga vida de servicio, la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, sino que en realidad aumenta con los años.
6. Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, muros de sótano, pilares y construcciones similares.
7. Una característica es la posibilidad de colarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas, hasta grandes arcos y cascarones.
8. Se requiere mano de obra de baja calidad en comparación con otros materiales, como el acero estructural.

Desventajas del Concreto

1. Tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tensión.
2. Se requieren cimbras para mantener el concreto en posición hasta que se endurezca lo suficiente. Se pueden requerirse obras falsas o apuntalamiento para apoyar la cimbra hasta que los miembros de concreto adquieren su resistencia para soportarse por sí mismos.

3. La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados. Pueden usarse agregados ligeros para reducir el peso del concreto, pero el costo del concreto aumenta.

4. Similarmente, la baja resistencia por unidad de volumen del concreto implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es de una considerable importancia en edificios altos y en estructuras de grandes claros.

5. Las propiedades del concreto varían debido a las modificaciones en su proporción y mezclado.

Propiedades del Concreto Reforzado

Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión del concreto f'_c se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de concreto de 6 plg \times 12 plg de diámetro a los 28 días a una velocidad especificada de carga. Durante el periodo de 28 días los cilindros deben mantenerse sumergidos en agua con temperatura constante y humedad de 100%, la mayoría de los concretos usados en la práctica tienen una resistencia de entre 3 000 lb/in² y 7 000 lb/in².

Módulo estático de elasticidad

El concreto no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga, las características y proporciones del cemento y agregados. Además, hay varias definiciones diferentes del módulo:

1. El módulo inicial es la pendiente del diagrama de esfuerzo-deformación en el origen de la curva.

2. El módulo por tangente es la pendiente de una tangente a la curva en algún punto de ésta, por ejemplo, en 50% de la resistencia última del concreto.

3. A la pendiente de una línea trazada del origen a un punto en la curva entre 25 y 50% de su resistencia última a compresión, se le llama módulo por secante.

4. El módulo aparente o módulo a largo plazo, se determina usando los esfuerzos y deformaciones unitarias obtenidas después de que la carga se ha aplicado durante cierto periodo.

Grados del Acero

Las varillas de refuerzo se fabrican con base en acero de lingotes, de ejes o de rieles, hay varios tipos de varillas de refuerzo con designaciones de la ASTM. Estos aceros están disponibles en grados diferentes como el Grado 50, Grado 60, donde Grado 50 significa que el acero tiene un punto de fluencia de 50,000 lb/in², el grado 60 significa 60,000 lb/in².

Varillas de acero de lingote lisas y corrugadas ASTM A615, que deben estar marcadas con la letra S (por el tipo de acero), son las varillas de refuerzo de uso más común en Estados Unidos.

Varillas lisas y corrugadas de baja aleación ASTM A706, deben estar marcadas con la letra W, deben usarse cuando se requieran propiedades controladas a la tensión y/o controlada para propósitos de soldadura.

Varillas corrugadas de acero de riel o de acero de ejes ASTM A996, deben marcarse con la letra R. Si se producen varillas corrugadas para cumplir con ambas especificaciones A615 y A706 deben estar marcadas con ambas letras S y W.

Tabla 12. Diámetros y áreas de varillas de refuerzo

Varillas estándar de libra-pulgada			Varillas con valores aproximados en el sistema métrico		
Número de varilla	Diámetro (plg)	Área (plg ²)	Número de varilla	Diámetro (mm)	Área (mm ²)
3	0.375	0.11	10	9.5	71
4	0.500	0.20	13	12.7	129
5	0.625	0.31	16	15.9	199
6	0.750	0.44	19	19.1	284
7	0.875	0.60	22	22.2	387
8	1.000	0.79	25	25.4	510
9	1.128	1.00	29	28.7	645
10	1.270	1.27	32	32.3	819
11	1.410	1.41	36	35.8	1006
14	1.693	2.25	43	43.0	1452
18	2.257	4.00	57	57.3	2581

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado – McCormac, 2011, pag.26

Columnas

Son aquellos elementos diseñados para resistir principalmente flexocompresión y cortante. Su carga axial factorizada debe ser mayor que $0.1 A_e f'_m$. En el diseño se debe cumplir con requisitos dimensionales donde el ancho de una columna no debe ser menor que 15 cm, la distancia entre apoyos laterales de una columna no debe exceder 30 veces su ancho y la longitud de una columna no debe ser menor que 30 cm ni mayor que tres veces su ancho (McCormac,2011).

Refuerzo Longitudinal de las columnas

El refuerzo longitudinal debe ser como mínimo de cuatro varillas, una en cada esquina de la columna.

1. El área de refuerzo máximo es $0.03 A_g$.
2. El área de refuerzo mínimo es $0.005 A_g$.

Refuerzo Transversal de las columnas

Se debe tener en cuenta que la separación máxima del acero transversal es 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u , producto del análisis, ni menor que V_e , producida en el elemento por rótulas plásticas en sus extremos en condición de doble curvatura, además los aros deben cumplir con lo establecido en los incisos del capítulo 9 de CSCR.

El refuerzo transversal mínimo es $0.0018 S_b$ y todas las unidades de mampostería usadas para construir columnas deben rellenarse de concreto (CFIA,2010).

Ventajas del Diseño por Resistencia

Algunas de las ventajas que tiene el método de diseño por resistencia

1. La obtención de las expresiones del diseño por resistencia toma en cuenta la forma no lineal del diagrama esfuerzo-deformación unitaria. Cuando se aplican las ecuaciones resultantes, decididamente se obtienen mejores estimaciones de la capacidad de carga.
2. Con el diseño por resistencia, se usa una teoría más consistente para el diseño de estructuras de concreto reforzado. Por ejemplo, en el diseño por esfuerzos de trabajo se usaban el método de área transformada o el de línea recta para diseño de vigas y se usaba un procedimiento de diseño por resistencia para las columnas.

3. En el diseño por resistencia se usa un factor de seguridad más realista, el proyectista puede estimar las magnitudes de las cargas muertas que una estructura tendrá que soportar con más exactitud que al estimar las cargas vivas y ambientales. El uso de diferentes factores de carga o de seguridad en el diseño por resistencia para los diferentes tipos de cargas es una mejoría definitiva.

4. Una estructura diseñada con el método de resistencia tendrá un factor de seguridad más uniforme contra el colapso. El método de resistencia aprovecha ventajosamente los aceros de alta resistencia, mientras que el diseño por esfuerzos de trabajo sólo lo hacía parcialmente. El resultado es una mayor economía al emplear el diseño por resistencia.

5. El método por resistencia permite diseños más flexibles que el método por esfuerzos de trabajo, el porcentaje de acero puede variar bastante. En consecuencia, se pueden usar grandes secciones con porcentajes pequeños de acero, o bien secciones pequeñas con grandes porcentajes de acero (CFIA, 2010).

Diseño de vigas rectangulares

Son aquellos elementos diseñados para resistir principalmente flexión, cuya carga axial factorizada es menor que $0.1 A_e f'_m$. Su diseño debe cumplir con los requisitos de esta sección. Si la carga axial excede este valor, la viga debe diseñarse como columna.

Requisitos Dimensionales

El ancho de las vigas no debe ser menor que 12 cm y la distancia entre los apoyos laterales para evitar el pandeo de la zona en compresión no debe exceder 32 veces el ancho mínimo

del área en compresión, la altura nominal mínima de una viga no debe ser menor que 20 cm.

Refuerzo Longitudinal

No se debe usar más de dos tamaños de varilla en una viga y la diferencia en diámetros no debe ser mayor que un número de varilla. La resistencia nominal en flexión de la viga no debe ser menor que 1.3 veces el momento de agrietamiento de la viga. El módulo de ruptura, f_r , para este cálculo debe suponerse igual a 15 kg/cm².

Refuerzo Transversal

La separación máxima del acero de refuerzo transversal es 20 cm. La fuerza cortante de diseño no debe ser menor que V_u producto del análisis, ni menor V_e , producida en el elemento por rótulas plásticas en sus extremos en condición de doble curvatura. Esta fuerza se calcula como:

Figura 10. Formula de Refuerzo Transversal

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug}$$

Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac.2011

M_{pr1}, M_{pr2} = capacidades probables en flexión, kg-cm, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga. Para el cálculo de estos valores no se considera el factor de reducción en flexión y se supone que el esfuerzo de cedencia en el acero longitudinal es, al menos, $1.25 f_y$.

L = longitud entre caras de elemento en flexión, en cm.

d = altura efectiva del elemento, en cm.

V_{ug} = cortante en el elemento a una distancia $d/2$, producido por las cargas gravitacionales y de empuje de tierra o líquidos.

Cuando se requiera acero transversal, deben aplicarse los siguientes requisitos:

1. El refuerzo para cortante puede ser una varilla simple con un gancho de 180° en cada extremo, o aros convencionales.
2. El refuerzo para cortante debe estar doblado alrededor del acero longitudinal.
3. La primera varilla o aro debe colocarse a una distancia máxima de $d/4$ o 10 cm desde cualquiera de los apoyos

Factores de Carga

Son números, casi siempre mayores que 1.0, que se usan para aumentar las cargas estimadas aplicadas a las estructuras. Se usan para cargas aplicadas a todos los tipos de miembros, no solamente vigas y losas. Las cargas se aumentan para considerar las incertidumbres involucradas al estimar sus magnitudes.

Se debe observar que los factores de carga para cargas muertas son mucho más pequeños que los usados para cargas vivas y ambientales. ya que podemos estimar las magnitudes de las cargas muertas más exactamente que las otras cargas.

En este aspecto, usted notará que las magnitudes de las cargas que permanecen en su lugar por largos periodos son mucho menos variables que las cargas aplicadas por periodos breves tales como el viento y la nieve.

Se presenta los factores de carga y las combinaciones que se deben usar para el diseño de concreto reforzado. La resistencia requerida U , o la capacidad de carga de un miembro específico de concreto reforzado, debe ser igual cuando menos al valor más grande obtenido al sustituir valores en las ecuaciones.

Combinaciones de carga del ACI, estas mismas están adaptadas en el código sísmico de Costa Rica ya mencionado anteriormente.

$$U = 1.4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

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

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

En las expresiones precedentes se usaron los siguientes valores:

U = carga de diseño o última que la estructura necesita poder resistir

D = carga muerta

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos

T = efectos totales de la temperatura

L = carga viva

H = cargas debidas al peso y a la presión lateral del suelo.

L r= carga viva de techo

S = carga de nieve

R= carga pluvial

W = carga eólica

E = efectos sísmicos o de carga de terremoto

Cuando se realiza el cálculo de cargas factorizadas para una columna de concreto reforzado usando las combinaciones de carga del ACI, el valor más grande obtenido se llama la combinación de carga crítica o gobernante y es el valor que debe usarse en diseño.

Diseño de Vigas Rectangulares

Dimensiones de la Viga.

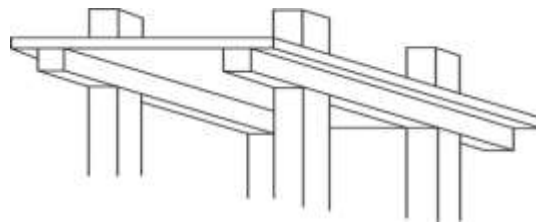
A menos que los requisitos arquitectónicos o de otra índole dicten las dimensiones de las vigas de concreto reforzado, las secciones más económicas para vigas cortas (hasta 20 o 25 pies de longitud), se obtienen cuando la relación de d a b tiene un valor de entre 1 1/2 a 2.

Para claros mayores, usualmente se obtiene una mayor economía si se usan secciones altas y estrechas. Las alturas pueden ser 3 o 4 veces los anchos. Sin embargo, el proyectista actual de concreto reforzado a menudo se enfrenta con la necesidad de conservar los miembros con poca longitud para reducir la altura del entrepiso. Como consecuencia, frecuentemente se usan vigas más anchas y de menor longitud que en el pasado.

Losas en Dos Direcciones

Las losas se clasifican como losas en una o en dos direcciones, las losas cuyas deflexiones ocurren principalmente en una dirección se denominan losas unidireccionales, cuando las losas están soportadas por columnas dispuestas en hileras, de manera que las losas sufren deflexiones en dos direcciones, se denominan losas bidireccionales. Las losas en dos direcciones pueden reforzarse incorporando vigas entre las columnas, aumentando el espesor de las losas alrededor de las columnas y ensanchando las columnas bajo de las losas (capiteles de columna). Estos casos se muestran en las siguientes figuras:

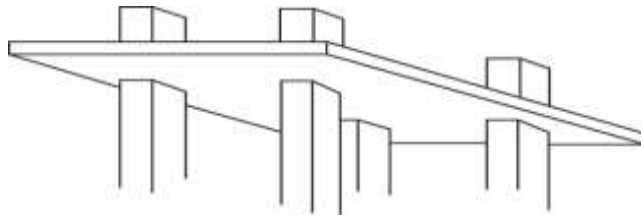
Figura 11. Losa Unidireccional



Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac.2011

Las placas planas, son losas sólidas de concreto de espesor uniforme que transfieren las cargas directamente a las columnas sin ayuda de vigas capiteles o ábacos. Proporcionan la flexibilidad máxima en la disposición de las columnas y las subdivisiones, son probablemente el tipo de losas más usadas actualmente en estructuras de concreto reforzado de varios niveles, como hoteles, edificios de apartamentos, casas y hospitales.

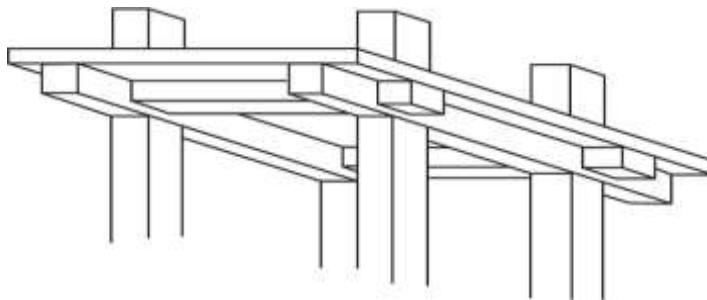
Figura 12. Losa plana



Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac

En la figura 13, se muestra una losa en dos direcciones con vigas, Este tipo de sistema de piso obviamente se usa donde su costo es menor que el de las losas o placas planas. En otras palabras, cuando las cargas o los claros o ambos son muy grandes, el espesor de la losa y el tamaño de columna requeridos para las placas o losas planas son de tal magnitud que es más económico usar losas en dos direcciones con vigas, a pesar del mayor costo de la cimbra.

Figura 13. Losa en dos direcciones con vigas.

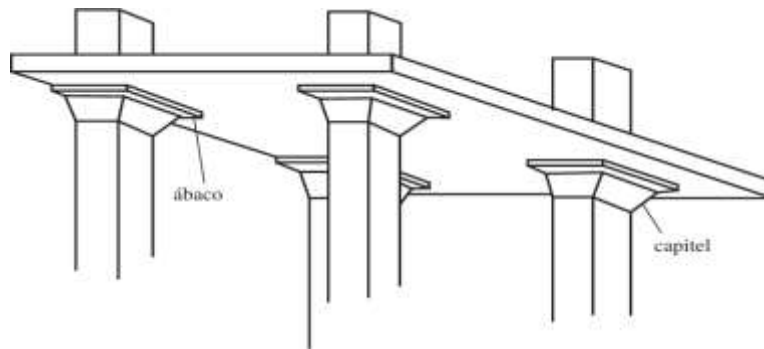


Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac

Las losas planas de la figura 14, incluyen las losas de concreto reforzado en dos direcciones con capiteles, con ábacos o con ambos. Estas losas son muy satisfactorias para cargas pesadas y grandes claros. Aunque la cimbra es más cara que para las placas planas, las losas planas requieren menores cantidades de concreto y refuerzo para las mismas cargas y los mismos claros. Son particularmente económicas para bodegas, estacionamientos y edificios

industriales, así como para estructuras similares donde los ábacos o capiteles visibles sean aceptables.

Figura 14. Losa Plana con Ábaco y Capitel



Fuente: Libro

Diseño de Concreto Reforzado – McCormac

El código ACI especifica dos métodos para diseñar losas en dos direcciones para cargas de gravedad, el método de diseño directo y el método del marco equivalente.

Método de diseño directo

El ACI da un procedimiento con el cual puede determinarse un conjunto de coeficientes de momento, el método consiste en un análisis por distribución de momentos de un solo ciclo de la estructura con base en,

1. Las rigideces por flexión estimadas de las losas, vigas y columnas
2. Las rigideces por torsión de las losas y vigas transversales a la dirección en que los momentos por flexión están siendo determinados. Algunos tipos de coeficientes de momentos se han usado satisfactoriamente por muchos años en el diseño de losas. Sin embargo, no conducen a resultados satisfactorios en losas con dimensiones y patrones de carga asimétricos.

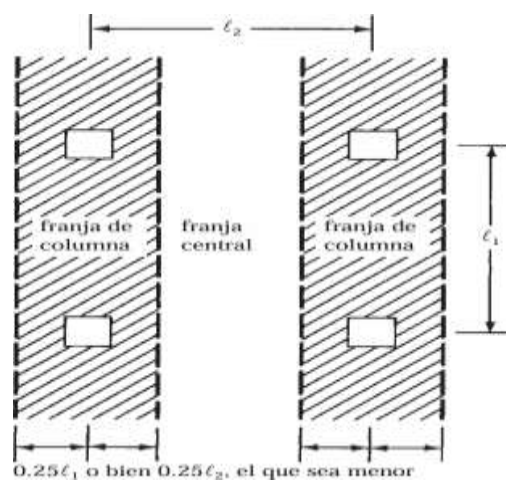
Método del Marco Equivalente

En este método, una porción de la estructura se considera aislada, En este método se usan las mismas rigideces que se usaron en el método directo de diseño. El método del marco equivalente, que es muy satisfactorio para marcos simétricos, así como para estructuras de dimensiones o cargas no comunes.

Franjas de Columna y Franja Central

Después de que los momentos de diseño se han determinado por el método de diseño directo o por el método del marco equivalente, se distribuyen a través de cada tablero. Los tableros se dividen en franjas de columna y franja central, como se muestra en la figura 13 y se estiman en cada franja los momentos positivos y negativos. La franja de columna es una losa con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $1/4$, de la menor dimensión del tablero, L_1 o L_2 . Incluye vigas si éstas existen. La franja central es la parte de la losa entre las dos franjas de columna.

Figura 15. Franjas de Columnas y Franjas Central



Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac, 2011.

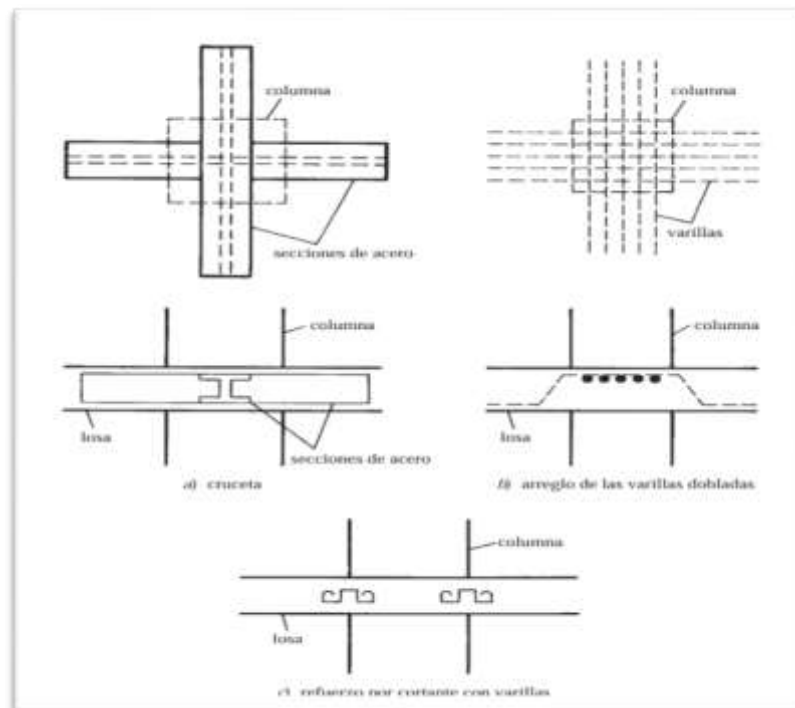
Resistencia al Cortante de Losas

En las losas en dos direcciones soportadas por vigas o muros, las fuerzas cortantes se calculan a una distancia **d** de las caras de los muros o vigas.

Generalmente, la fuerza cortante no es un problema en este tipo de losas. En losas y placas planas soportadas directamente por columnas, la fuerza cortante puede ser un factor crítico en el diseño. En casi todas las pruebas de tales estructuras, las fallas se han debido al cortante o tal vez al cortante con torsión.

En el diseño de losas y placas planas hay dos tipos de cortante que deben considerarse. El cortante directo (en un sentido) y el cortante por penetración (en dos sentidos).

Figura 16. Refuerzo por Cortante en Losas y Columnas

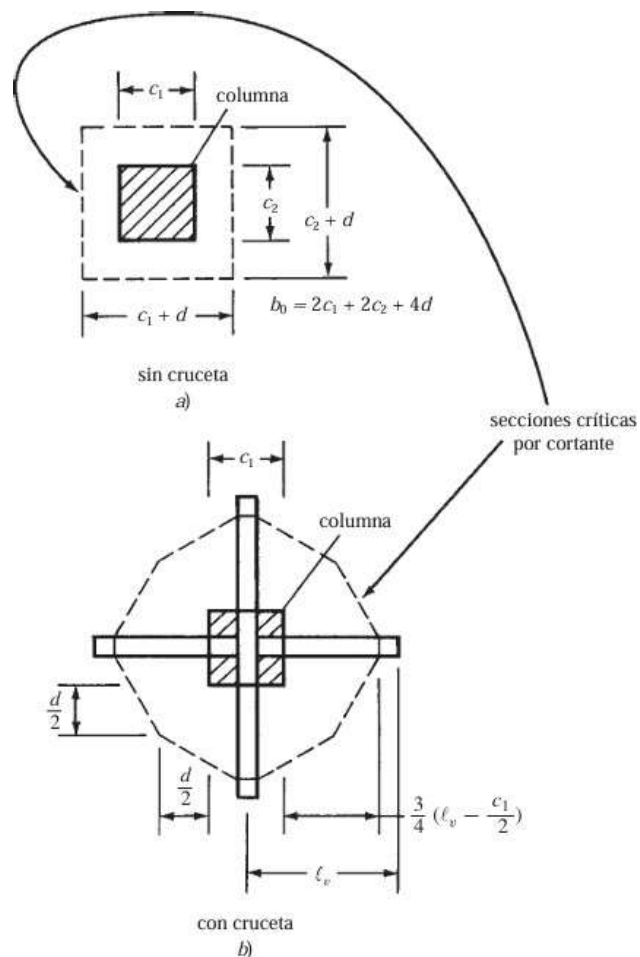


Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac, 2011.

La principal ventaja de las crucetas de cortante es que alejan de las columnas las secciones críticas por cortante, dando así un mayor perímetro para resistir el cortante.

l_v es la longitud del brazo de la cruceta desde el centroide de la carga concentrada o reacción y c_1 es la dimensión de la columna rectangular o columna rectangular equivalente o capitel o ménsula medida en la dirección en que los momentos están siendo considerados.

Figura 17. Secciones críticas por cortante



Fuente: Libro Diseño de Concreto Reforzado – McCormac, 2011.

Losas en Dos Direcciones con Vigas

Los momentos se determinan por el método de diseño directo para un tablero exterior de una losa en dos direcciones con vigas, puede ser un problema tan complicado como cualquier otro que pueda surgir sobre placas planas, losas planas o losas en dos direcciones con vigas usando el método de diseño directo.

Vivienda Unifamiliar

El código sísmico establece unos criterios generales obligados para el diseño estructural y la construcción de casas de uno y dos pisos con el fin de lograr su estabilidad durante los sismos. El concepto de casa se entiende como las viviendas unifamiliares, independientes estructuralmente y con un máximo de dos pisos.

El profesional debe escoger entre el diseño estructural formal o simplificado, el diseño formal se analiza y diseña como cualquier otra estructura, mientras que en el diseño simplificado se usan detalles estándar y guías para diseñar viviendas sin hacer los cálculos estructurales.

En el código sísmico se establece que para utilizar un diseño simplificado en la construcción de una vivienda se debe tener un área menor a 200 m², con una altura de pared de piso a nivel superior de viga corona de no más de 3 m, pared hasta el tapichel de no más de 4,20 m, dos niveles máximos.

Además las fundaciones deben estar apoyadas sobre suelo firme, con una capacidad soportante mínima a la falla de 24 t/m² todas las paredes deben tener elementos que les provean estabilidad lateral, con una separación máxima de 6m, el entrepiso de las viviendas de dos pisos debe actuar como un diafragma rígido.

Materiales de Construcción

Hay diferentes materiales que pueden usarse para construir diferentes obras, ya sea en mampostería o en estructura liviana, la variedad permite al constructor o ingeniero escoger el material adecuado según las características de cada proyecto, algunos de estos materiales comunes se mencionan a continuación.

Agregados de construcción

Son indispensables para formar estructuras en las que se aplicará concreto en la construcción de puentes, carreteras, represas y mucho más.

De hecho, podemos decir que la importancia de los agregados en la construcción es tan alta que sin ellos sería muy costoso realizar obras arquitectónicas, llegando al punto de no ser viables para las empresas contratantes.

Un agregado de construcción es un material granular que se obtiene a partir de la desintegración natural o artificial de las rocas y que se utiliza para las cimentaciones y edificaciones civiles y la formación de mortero o concreto.

Estos materiales se utilizan en su estado natural o en estado de trituración completa, según sea la aplicación civil necesaria.

Agregados finos

Los agregados finos miden menos de 4,75 mm de diámetro y son perfectos para concreto no estructural y para la construcción de morteros y estucos. Los más comunes son la arena y la piedra de río.

Agregados gruesos

Los agregados de materiales de construcción gruesos tienen un tamaño mayor a 4,75 mm de diámetro y se utilizan para la fabricación de concreto estructural y para la construcción de carreteras y pavimentos. Entre los más comunes destacan la grava y la piedra triturada.

Agregados naturales

Los agregados naturales son los que se encuentran en la naturaleza sin someterse a ningún proceso artificial, estos materiales pueden ser de origen mineral, vegetal o animal, grueso o fino. Algunos ejemplos de agregados naturales para la construcción son arena natural, grava, piedra pómez, canto rodado, madera.

Piedra triturada

Es un material granular que se obtiene a partir de la trituración y tamizado de rocas naturales o residuos industriales. Se caracteriza por tener una forma angular y bordes irregulares que favorecen la adherencia con el cemento o el asfalto.

Grava

La grava es un material que se extrae de la erosión natural o la trituración de rocas, y tiene una forma redondeada o sub redondeada y bordes suaves que facilitan el deslizamiento entre las partículas. Puede utilizarse para fabricar concreto, mortero, asfalto u otros tipos de productos. Pero también sirve como relleno, base, filtro y drenaje en diferentes obras civiles.

Arena

En una cantera de agregados para construcción el material más común es la arena, la cual se procesa por medio de trituración o la erosión natural de rocas o minerales para su extracción. Cuenta con propiedades, en cuanto a la forma y la suavidad, razón por la que se usa para lo mismo, entre los tipos de arenas que se pueden utilizar, están la arena fina, gruesa, silícea, caliza y la volcánica.

Importancia de los Agregados de construcción

La extracción de agregados para la construcción es una actividad de suma importancia para la industria civil por las siguientes razones:

1. Representan diferentes alternativas de construcción en cuanto al cumplimiento de la normativa vigente.
2. Optimizan el consumo de material cementante.
3. Son sustancias dañinas controladas.
4. Tienen una alta resistencia al desgaste del tiempo.

El cemento

Es un conglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecerse después de ponerse en contacto con el agua.

El producto resultante de la molienda de estas rocas es llamado Clinker y se convierte en cemento cuando se le agrega una pequeña cantidad de yeso para evitar la contracción de la mezcla al fraguar cuando se le añade agua y endurecerse posteriormente. Mezclado con agregados pétreos (grava y arena) y agua, crea una mezcla uniforme,

maleable y plástica que fragua y se endurece, adquiriendo consistencia pétreo, denominada concreto u hormigón. Su uso está muy generalizado en la construcción y la ingeniería civil.

Láminas de Durock USG

Son una excelente opción para proyectos de construcción y remodelación con un ancho de 4 pies y un largo de 8 pies, esta lámina es lo suficientemente grande para cubrir grandes áreas de paredes y techos. Además, con un espesor de ½ pulgada, proporciona una base sólida y resistente para la instalación de baldosas y otros materiales de acabado.

Figura 18. Láminas de Durock



Fuente: www.sinsa.com

La marca USG es conocida por su calidad y durabilidad, lo que garantiza que esta lámina Durock durará por muchos años, es utilizada en paredes externas e internas pueden ser repelladas y tener un acabado como si fuese mampostería.

Paneles de PVC

Los paneles de PVC para interiores son una excelente opción por su durabilidad, bajo mantenimiento y facilidad de instalación, lo que los hace ideales para revestir paredes interiores, son resistentes a la humedad, variedad de diseños y colores, económico en comparación con otros materiales.

Estos paneles ofrecen una solución decorativa para renovar o mejorar las paredes interiores de cualquier espacio, ya sea una vivienda, una oficina o un comercio. Algunas ventajas de los paneles de PVC para interiores incluyen:

1. Fácil instalación y limpieza no requieren pintura para la instalación ni en el futuro. Son fáciles de mantener y limpiar.
2. Apariencia altamente realista, los paneles de PVC imitan materiales como la madera o la piedra, ofreciendo una apariencia auténtica.
3. Larga durabilidad, son resistentes y de alta calidad.
4. Son resistentes al agua y altas temperaturas.

Figura 19. Especificaciones Técnicas Paredes PVC



Fuente: PVC, 2020, www.pvcglobalconstructions.com

Hierro negro

La tubería estructural en Acero Negro y Acero Galvanizado ofrece mejoras significativas en beneficio del usuario, tales como el ahorro en soldaduras para hacer cajas, facilidad de instalación y ahorro en tiempo. Su diseño obedece a la necesidad de brindarle

al cliente una solución con una mayor capacidad estructural, con el mejor acabado para embellecer la construcción.

El hierro es utilizado generalmente para construcciones livianas, estructuras de II nivel con paredes doble forro, cerchas de cubiertas, clavadores entre otras por citar algunas, que permiten disminuir mano de obra y costos por su facilidad para su manipulación, es de avance más rápido el trabajo en hierro que el trabajo en mampostería.

Figura 20. Tubo Hierro Negro



Fuente: Construplaza, 2024.

Ventajas

1. Alta resistencia estructural.
2. No necesita soldadura para hacer cajas.
3. Económico y liviano. - Rápido de instalar.
4. Mejor comportamiento a esfuerzos de torsión.
5. Mayor resistencia al pandeo.
6. La tubería de acero galvanizado es ideal para construcciones vulnerables a la corrosión.

Láminas Rectangulares

Se ha convertido en un producto clásico, es muy utilizada por arquitectos e ingenieros y constructores en diferentes actividades, cubiertas de techo, paredes externas, tapias, portones y muchas otras actividades en la construcción debido a su fácil manejo y que no requiere de mantenimientos constantes.

Figura 21. Láminas Rectangulares Estructurales.



Metalco
Lamina techo **rect**angular esmaltada
blanca (#26) 1.07 x 3.66 metros Metalco

Fuente: Construplaza, 2024.

Aislante térmico

Es la aplicación de materiales que mantienen la temperatura interna regulada e independiente de la temperatura externa. Esto se logra evitando la transmisión de calor de un lugar a otro. Por la ley de termodinámica sabemos que el calor se desplaza hacia donde hay menor temperatura, así que esta barrera aislante lo que hace es disminuir el paso del calor, sea para retenerlo o para evitarlo. A veces se suele decir que "el frío se mete", pero esto es equivocado, puesto que el calor es el que se desplaza.

Tipos de aislamiento térmico

Mica expandida. La mica es un mineral y es altamente aislante, para este fin se vende en pajas y dado que se aplica mediante expansión, es indispensable que el área a aislar sea horizontal. Es un buen aislante térmico para techos.

Aglomerado de fibras minerales. Se encuentran fabricados principalmente por vermiculita, arlita o perlita, comprimidos bajo presión para formar paneles o láminas de diferentes grosores. Tiene la ventaja de que los paneles no son inflamables.

Corcho aglomerado. El corcho proviene de los árboles, así que este aglomerado es una alternativa que se puede reciclar.

Lana mineral o de roca. Es un material similar a la tela, pero cuyas fibras están hechas de roca volcánica. Se consigue en paneles. Tiene la gran ventaja de que no es inflamable, y que además de ser aislante térmico, también es aislante acústico.

Poliestireno expandido. Son láminas gruesas de lo que conocemos como unicel. Se pueden conseguir en diferentes grosores y densidades. Absorbe humedad. Es inflamable. Destaca como aislamiento térmico para paredes.

Poliestireno extruido. Es similar al anterior, pero no absorbe humedad, así que puede ser usado en exteriores y en lugares donde hay nevadas. Es inflamable.

Espuma rígida de poliuretano. Esta espuma se forma combinando dos componentes diferentes y llevándola a temperatura de 35 °C en el lugar donde se aplicará. Esto último se hace mediante inyección o dispersión sobre la superficie. Puede adherirse sobre muchos materiales. No absorbe humedad. Es inflamable.

Todos estos materiales son muy ligeros y tienen conductividad térmica baja, son aislantes por naturaleza. Además de la capacidad propia de cada material, entre más espesor tengan, más capacidad aislante habrá.

Información en planos

Los planos estructurales de cualquier edificación diseñada conforme al código sísmico de Costa Rica deben contener la siguiente información:

1. Propiedades mecánicas de los materiales que se consideraron en el diseño estructural.
2. Clasificación del sitio de cimentación (S_1, S_2, S_3, S_4) y capacidad de soporte del suelo considerada en el diseño.
3. Clasificación del edificio según su importancia A, B, C, D.
4. Clasificación del edificio según el sistema estructural tipo marco, tipo dual, tipo muro, tipo voladizo.
5. Se debe indicar si el edificio es regular o irregular, con irregularidad moderada o grave en planta y en altura.
6. La ductilidad global del código sísmico debe estar en los datos.
7. Aceleración pico efectiva de diseño
8. Método de análisis utilizado según el capítulo 7, del código sísmico

El profesional responsable del diseño puede escoger entre dos opciones para el diseño estructural, uno de ellos es el diseño formal es el que se analiza y se diseña la casa como cualquier otra estructura, lleva sus respectivos cálculos.

El diseño simplificado solo se utiliza detalles estándar y guías de diseño, sin necesidad de realizar cálculos, de manera que puedan ser utilizados por profesionales especialistas o no en ingeniería estructural. Para poder utilizar la alternativa de un diseño simplificado la casa debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. El área debe ser menor que 200 m², con una altura de pared de piso a nivel superior de viga corona de no más de 3.0 m, con una altura de pared hasta el tapichel de no más de 4.2 m y con el máximo de 2 pisos.
2. Las fundaciones deben estar apoyadas sobre suelo firme, con una capacidad soportante mínima a la falla de 24 t/m². En ninguna circunstancia se acepta que existan estratos compresibles o rellenos mal compactados.
3. Los paños de pared no deben tener una relación de altura sin soporte lateral a espesor mayor que 25.
4. Todas las paredes deben tener elementos que les provean estabilidad lateral, con una separación máxima de 6 m.
5. El entrepiso de las viviendas de dos pisos debe actuar como un diafragma rígido.
6. Las paredes estructurales deben estar distribuidas con criterios de simetría de manera que controlen el efecto del movimiento torsional en planta.

Tabla 13. Límites de alturas para el sistema simplificado

Sistemas constructivos	Límite de altura para poder usar el diseño simplificado
a) Mampostería de concreto o arcilla.	2 pisos
b) Concreto reforzado.	2 pisos
c) Sistemas con base en paneles o baldosas, horizontales o verticales, de concreto prefabricado.	1 piso
d) Sistemas con base en planchas delgadas con doble forro y estructura interna de acero o de madera.	1 piso
e) Sistemas tipo "emparedado" con base en una malla metálica tridimensional con relleno de poliestireno expandido.	1 piso

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica

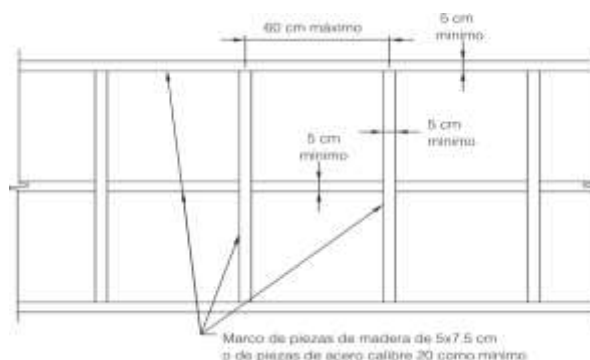
Paredes Delgadas Doble Forro

Para este tipo de paredes el espesor total de forro a forro no debe ser menor que 9 cm, se debe utilizar un marco arriostrado de acero o madera. Si los marcos son de acero, las piezas deben tener un espesor mínimo de calibre 20 y si los marcos son de madera, las piezas deben ser como mínimo de 5 cm x 7.5 cm.

Los elementos verticales de los marcos deben estar separados a 60 cm máximo y como mínimo debe colocarse un elemento horizontal en la base, en la mitad de la altura y en la parte superior de la pared como se muestra en la figura 20.

En los marcos de madera las riostras deben ser del mismo tamaño que los elementos verticales, mientras que si son de acero pueden ser dos pletinas que abracen el marco externamente. En todas las intersecciones o esquinas deben colocarse riostras en diagonal que formen un ángulo con la horizontal entre 45° y 60°.

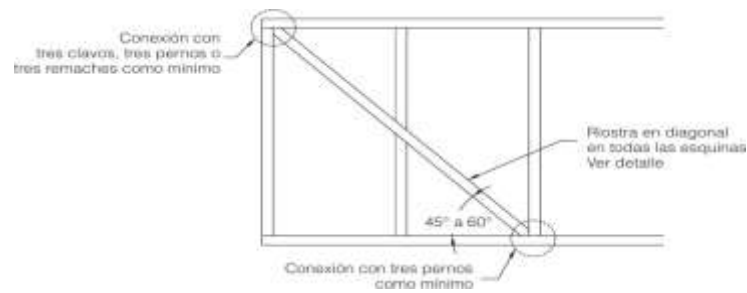
Figura 22. Paredes Delgadas con Doble Forro



Fuente: Código Sísmico de Costa Rica.

Las riostras en diagonal deben conectarse rígidamente al elemento horizontal de base, al elemento horizontal que corona la pared y a todos los elementos verticales que intersequen.

Figura 23. Arriostramiento de paredes delgadas con doble forro

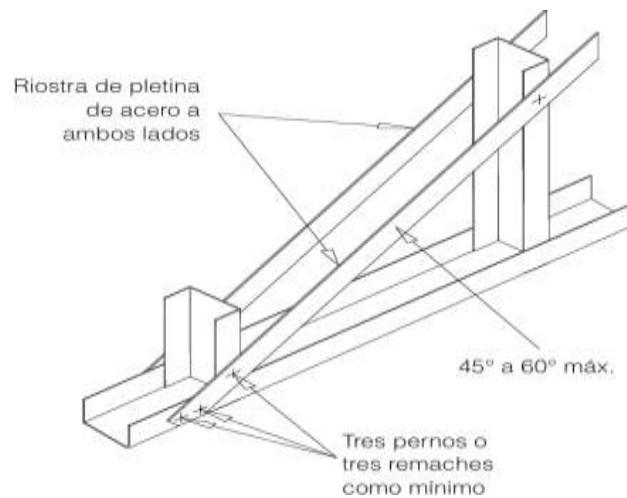


Fuente: Código Sísmico de Costa Rica.

Todos los puntos la conexión debe realizarse con no menos de tres tornillos, o tres clavos, o tres remaches o cualquier dispositivo que asegure una buena transmisión de esfuerzos.

El ancho de los elementos del marco no debe ser menor que 5 cm, de tal manera que como mínimo existan 2.5 cm para conectar el forro al marco. La separación entre estos elementos no debe ser mayor que 30 cm y se deben colocar a una distancia del borde no menor que cinco diámetros.

Figura 24. Detalle de Arriostramiento de Paredes con Doble Forro

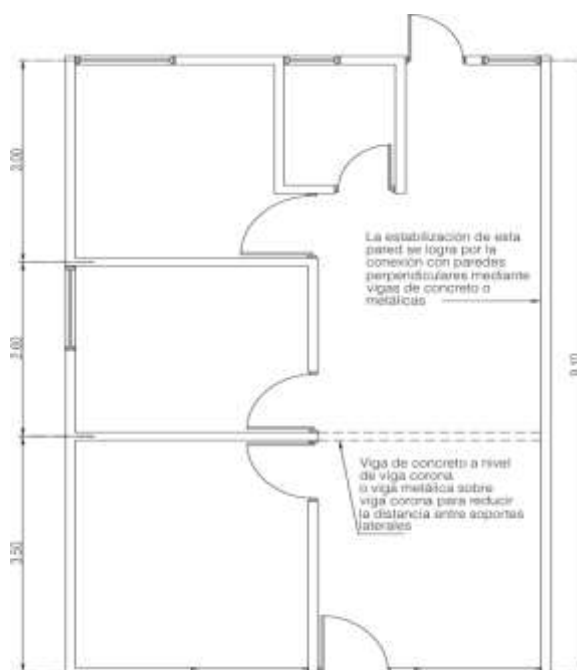


Fuente: Código Sísmico de Costa Rica.

Estabilidad lateral de las paredes

Las recomendaciones mínimas para proveer estabilidad lateral al sistema estructural mencionado. Todas las paredes deben estabilizarse lateralmente mediante otras paredes colocadas en un plano perpendicular o columnas. La distancia máxima entre soportes laterales es de 6 m.

Se puede utilizar una viga o un elemento capaz de transmitir carga axial para unir la pared que se quiere estabilizar con la pared perpendicular o la columna, utilizando un tubo de acero estructural de 100 mm x 100 mm x 2.4 mm como mínimo, soldado a una placa de acero anclada a las dos paredes que se pretende conectar como se muestra en la figura 12.

Figura 25. Estabilidad de Paredes

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica

Permiso de Construcción

Los permisos de construcción deben ser tramitados por profesionales responsables debidamente inscritos ante el colegio de ingenieros y arquitectos, según el reglamento de construcciones y las regulaciones municipales vigentes.

Previo a emitir y otorgar el permiso de construcción, la municipalidad debe verificar que la obra a realizar sea conforme a los términos del certificado de uso del suelo. La municipalidad debe comprobar que las edificaciones y proyectos no se ubiquen en zonas vulnerables de amenazas naturales o riesgo de desastre.

Especificaciones técnicas

El profesional responsable de la obra debe consignar en los planos constructivos u otro documento anexo, las especificaciones técnicas necesarias para la comprensión y ejecución de la obra. Lo anterior sin perjuicio de lo que soliciten las instituciones competentes para la aprobación y visado de planos.

Reglamento de Construcciones

Artículo 95. Cobertura

Cobertura, para para el cálculo de cobertura se debe seguir las disposiciones del Plan Regulado si no hubiera plan la cobertura debe ser la siguiente:

1. No puede exceder del 75% del área del predio
2. Cuando el frente sea mayor o igual que el fondo, o cuando el predio sea esquinero, puede aumentarse la cobertura hasta un 80%
3. Cuando el fondo del predio supere 3,5 veces el frente de este, la cobertura no debe ser mayor de un 70%
4. Dentro de cuadrantes urbanos, se puede construir para uso comercial el 100% del predio, en las 2 primeras plantas, siempre que se cuente con alcantarillado pluvial y sanitario. Se excluyen de este cálculo los aleros, cornisas, marquesinas, balcones abiertos que sobresalgan de la línea de construcción y los pórticos. Lo anterior sin perjuicio de las disposiciones establecidas por las entidades competentes en materia ambiental.

Artículo 96. Antejardín

En el desarrollo de todas las construcciones, debe respetarse el ante jardín o retiro frontal. El ancho mínimo de antejardín debe ser de 2,00 m, salvo plan regulador cite otra medida, con base en la Ley General de Caminos Públicos, Ley N° 5060, y sus reformas o normativa que lo sustituya.

La Municipalidad puede eximir del antejardín a aquellas construcciones que se desarrollen en las zonas urbanas, determinadas de acuerdo con el plan regulador vigente, o dentro de los cuadrantes urbanos.

Artículo 97. Retiros

Salvo que el plan regulador indique de manera distinta, se exigen los siguientes retiros mínimos:

Retiro frontal o antejardín: Como se menciona en el artículo 96, el ancho mínimo será de 2 metros.

Retiro posterior o patio: No se exige cuando el material de la pared en la respectiva colindancia sea incombustible y no tenga ventana o linternilla. En caso contrario se exige respetar los siguientes retiros, que se presentan en la tabla 14.

Tabla 14. Retiro Lateral y Posterior

	Retiro lateral	Sin tapia
11,50 m 3,00 m
23,00 m 4,00 m

Fuente: Reglamento de construcciones, INVU.

Artículo 102. Uso de Suelo

El certificado de uso de suelo es necesario para el diseño y construcción de una edificación, se debe obtener un certificado municipal que lo acredite, según las disposiciones y restricciones contenidas en el plan regulador vigente. En caso de no contar con plan regulador, la municipalidad debe indicar los requerimientos establecidos en el Reglamento de construcciones, según el tipo de edificación.

Todo certificado de uso de suelo debe señalar como mínimo el uso, retiros, cobertura, densidad, altura, frente y área mínima. Además, la municipalidad que lo emita debe indicar en el documento el periodo de vigencia.

Artículo 104. Altura piso cielo

En toda edificación, la altura mínima de piso a cielo raso debe ser de 2,40 m.

Artículo 105. Materiales

Los materiales para utilizar en la construcción deben cumplir con las disposiciones Reglamentarias Técnicas específicas, el CSCR y sus reformas o la normativa que los sustituya, además de cumplir con las disposiciones establecidas por el Cuerpo de Bomberos.

Artículo 112. Cimentaciones

El profesional responsable debe velar por la seguridad de las cimentaciones, por lo que debe cumplir con lo establecidas en el Código de Cimentaciones vigente emitido por el CFIA, sin perjuicio de la normativa nacional en la materia.

Artículo 114. Nivel de piso de la construcción

Debe estar por lo menos a 0,10 m sobre el nivel del predio donde se ubique; en los sitios de reunión pública el desnivel debe ser elevado por rampa, cuando menos en el acceso principal.

Artículo 155. Área por unidad habitacional

Para unidades de un dormitorio se requieren como mínimo un área de 30,00 m², y 7,50 m² como área mínima por cada dormitorio adicional.

Artículo 157. Áreas por pieza

Las dimensiones mínimas requeridas, medidas de eje a eje, deben ser las siguientes, un dormitorio debe medir como mínimo 9,00 m²; los demás deben medir 7,50 m², de área como mínimo, con un ancho no menor de 2,50 m. La cocina debe tener un área de 5,00 m² y 2,00 m de ancho como mínimo, salvo si se utiliza para preparar o cocer alimentos en un espacio integrado a la sala o comedor, caso en que puede ser menor.

La sala y el comedor deben tener como mínimo 10,00 m² de área y 2,50 m de ancho. Si se proyectan sala y comedor independientes, deben tener una superficie no menor de 6,50 m² y 7,50 m² respectivamente.

Capítulo III.

Marco Metodológico

En este capítulo se describirá el procedimiento metodológico realizado en este trabajo para responder a los diferentes objetivos específicos planteados, el cual nos dará respuesta al objetivo principal como se describe a continuación.

Para la investigación se analizan los datos recopilados del trabajo realizado por Baltodano-Goulding, R. (2023). Zonificación geotécnica mediante estadísticos descriptivos para suelos de Costa Rica. Revista Tecnología En Marcha, del Instituto Tecnológico de Costa Rica sobre el tema de los suelos en diferentes zonas del país, datos necesarios para calcular la capacidad portante del suelo en Carrillo Guanacaste.

Del trabajo realizado por Baltodano se seleccionaron los datos para desarrollar el primer objetivo de determinar la capacidad de carga permitida por medio de la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, datos como ángulo de fricción, peso específico y la cohesión del suelo.

Cálculo de la Capacidad Carga, metodología de Terzaghi

El proyecto se ubica en Guanacaste, cantón de Carrillo, suelo tipo S₃, con una aceleración pico efectiva de diseño (a_{ef}) de 0.44, según clasificación del código sísmico.

Datos

Zona sísmica: IV

Suelo tipo: S₃

Peso específico del suelo: 1.75 ton/m³ conversión 17.15 KN/m³

Cohesión del suelo: 4,41 ton/m² conversión 43.22 KN/m²

Angulo de fricción: 25°

zapata cuadrada: 0.95 m

Los factores de capacidad de carga son datos obtenidos de la tabla 1, del presente documento de los factores de Terzaghi según el Angulo de fricción.

$$N_c = 25.13 \quad N_q = 12.72 \quad N_\gamma = 8.34$$

Con la fórmula de Terzaghi de la figura 3, del presente documento, y los datos anteriores se realiza el cálculo de la carga como se muestra a continuación.

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = (1.3 * 64.78 \text{KN/m}^2 * 25,13) + (17.44 * 1.2 * 12.72) + (0.4 * 17.44 * 0.95 * 8.34)$$

$$q_u = 1728.02 \text{ KN/m}^2 = (176.33 \text{ ton / m}^2) \text{ Capacidad soportante.}$$

Capacidad de carga permisible por área tributaria

$$q_{perm} = q_u / F_s \quad 1792.05 / 3 = 597.35 \text{ KN/m}^2 = (60.73 \text{ ton / m}^2)$$

Carga bruta permisible

$$Q = 597.35 * (0.95 * 0.95) = 538.85 \text{ KN} = (54.88 \text{ ton})$$

En la siguiente figura 24, se muestra una hoja de cálculo en Excel, con los datos anteriores para obtener de una manera más ágil el cálculo, donde podríamos obtener la capacidad de carga del suelo por medio del ángulo de fricción, la cohesión, el peso específico y la longitud de zapata, con el Angulo de fricción buscamos los coeficientes de capacidad en la tabla 1, modificamos los datos correspondientes en cada espacio y automáticamente nos dará la carga permisible por área unitaria y la carga permisible bruta.

Figura 26. Hoja de Cálculo, Capacidad de Carga Terzaghi, Falla General

Cálculo de Capacidad de Carga por falla general, Teoria de Terzaghui					
Características del suelo					
Zona de Estudio	Carrillo , Guanacaste		1 Ton =	9,8	KN
Peso Especifico	1,75	Ton/m3	17,15	KN/m3	
Cohesión del Suelo (LIMO ARCILLOSO)	4,41	Ton/m2	43,22	KN/m2	
Ángulo de Fricción C°	25°		Factores. tabla 1		
Df	1,2		Nc	25,13	
B	0,95		Nq	12,72	
			Ny	8,34	
	qu=	1728,02 KN/m2	$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_y$		
		176,33 Ton/m2			
Capacidad de carga permisible por area tributaria	$q_{perm} = \frac{q_u}{FS}$				
	FS	3			
	qperm=	576,01 KN/m2		58,78	Ton /m2
	Q= qperm * B X B				
CARGA BRUTA PERMISIBLE	Q= 519,85 KN			53,05	Ton

Fuente: Hoja de cálculo realizado por el autor.

Podemos definir la zonificación del proyecto de la siguiente tabla 15, del presente documento la información es recopilada del trabajo del TEC, publicada en la revista tecnología en marcha 2024 donde se caracterizan los suelos en la provincia de guanacaste en la zona de santa cruz, donde predominan los suelos residuales, puede haber presencia de suelos expansivos, valores extremos de evapotranspiración y una baja precipitación, abarca para zonas de filadelfia, flamingo, tamarindo y santa cruz.

Tabla 15. Descripción de Zonificación

Provincia	Zona	Descripción
Guanacaste	Liberia - Papagayo	Presenta formación rocosa de poca profundidad, baja precipitación y alta evapotranspiración (1500 mm - 2000 mm). Abarca las zonas de Liberia, la Guardia y Papagayo.
	Santa Cruz	Predominan los suelos residuales y puede haber suelos expansivos, tiene valores extremos de evapotranspiración y baja precipitación. Abarca las zonas de Filadelfia, Tamarindo, Playa Flamingo y Santa Cruz.
	Nicoya - Tilarán	Presenta los valores de precipitación anual más altos de la zona (2000 mm - 3000 mm) y el de menor evapotranspiración. Abarca las zonas de Tilarán y Nicoya.
Puntarenas	Pacífico Norte	Normalmente tiene precipitaciones entre 2000 mm y 3000 mm, su evapotranspiración es la más elevada (1400 mm - 1700 mm), y predomina suelos residuales.
	Pacífico Central	Su precipitación anual se encuentra entre 3000 mm y 5000 mm, su evapotranspiración desde 900 mm hasta 1400 mm, y presenta suelos aluviales.
	Pacífico Sur	Presenta la misma precipitación que la zona Pacífico Central, pero cuenta con menos evapotranspiración anual que esta misma zona, y predominan los suelos residuales.
Limón	Moin - Limón Centro	Presenta precipitación anual mayor a 2500 mm en las zonas más secas, su evapotranspiración no supera los 1200 mm anuales, y cuenta con suelos residuales.
	Guácimo - Matina	Tiene las mismas condiciones de precipitación y evapotranspiración que la zona Moin - Limón Centro, pero presenta suelos aluviales.

Fuente: Revista Tecnología en Marcha 2024, TEC.

En la tabla 16 se presentan los parámetros estadísticos de la cohesión y del peso unitario de estas zonas, utilizados para obtener la capacidad portante, por medio de la teoría de Terzaghi, además se dividió en los tipos de suelos encontrados en la zona, por lo que hay zonas en las que se pudieron clasificar el suelo específicamente y en otras se obtuvo un resultado más general.

Entonces clasificamos el proyecto como un suelo de tipo limo arcilloso y obtenemos una cohesión $4,41 \text{ ton/m}^2$, para un peso específico unitario de $1,75 \text{ ton/m}^3$

Tabla 16. Cohesión y Peso Unitario del suelo

Provincia	Tipo de suelo	Zona	Cohesión (ton/m ²)		Peso unitario total (ton/m ³)	
			\bar{c}	s_c	$\bar{\gamma}$	s_γ
Guanacaste	Limo	Liberia – Papagayo	6,31	3,94	1,73	0,05
		Nicoya – Tilarán			1,68	0,03
	Limo arenoso	Liberia – Papagayo	8,14	3,19	1,73	0,04
		Santa Cruz			1,78	0,03
		Nicoya – Tilarán			1,75	0,05
	Limo arenoso arcilloso	7,08	5,44	1,84	0,21	
	Limo arcilloso	4,41	3,27	1,75	0,05	
	Limo arcilloso arenoso	6,61	3,86	1,78	0,02	
	Arcilla	7,74	4,46	1,78	0,02	
	Arcilla arenosa			1,78	0,04	
Arcilla limosa	1,69			0,03		
Puntarenas	Limo	6,38	3,94	1,77	0,03	
	Arcilla	6,38	4,98	1,76	0,05	
Limón	Limo	Moin – Limón Centro	3,93	2,48	1,63	0,07
		Guácimo – Matina			1,76	0,04
	Arcilla	6,30	3,81	1,77	0,04	
	Restos de arcilla			1,74	0,11	

Fuente: Revista Tecnología En Marcha 2024, TEC.

El ángulo de fricción que se seleccionó para la aplicación de la teoría de Terzaghi es de la tabla 17, datos obtenidos del trabajo de investigación ya mencionado del Tecnológico de Costa Rica, para la provincia de Guanacaste la zona del Pacífico Central seleccionando un ángulo de fricción de 25° podemos ir a la tabla de Terzaghi a obtener los factores de capacidad de carga y realizar el cálculo en la hoja de Excel.

Tabla 17. Ángulo de fricción

Provincia	Zona	Promedio (°)	Desviación estándar (°)
Guanacaste y Puntarenas	Pacífico Norte	25,40	4,02
	Pacífico Central	27,49	5,15
	Pacífico Sur	25,64	6,68
Limón	Moin – Limón Centro	26,24	3,31
	Guácimo - Matina	24,62	4,61

Fuente: Revista Tecnología En Marcha 2024, TEC.

Entonces, según los cálculos realizados con los datos recolectados la capacidad permisible calculada para una placa cuadrada de 95 x 95 con un desplante del nivel de terreno de - 1.20m, es de 58,78 Ton /m².

Cuando la cimentación es afectada por falla local se utilizan los factores modificados de la tabla 2 y la ecuación modificada de Terzaghi que se encuentran en la figura 5 del presente trabajo tenemos como resultado una reducción en la capacidad de carga como se muestra en los siguientes datos de la figura 25.

Figura 27. Hoja de cálculo, Falla local por corte al suelo.

Cálculo de Capacidad de Carga por falla local, Teoría de Terzaghi				
Características del suelo				
Zona de Estudio	Carrillo, Guanacaste	1 Ton =	9,8	KN
Peso Especifico	1,75	Ton/m ³	17,15	KN/m ³
Cohesión del Suelo (LIMO ARCILLOSO)	4,41	Ton/m ²	43,22	KN/m ²
Ángulo de Fricción C ^o	25°		Factores. tabla 1	
Df	1,2		N ^o c	14,8
B	0,95		N _q	5,6
			N _y	2,25
	qu=	686,39	KN/m²	
		70,04	Ton/m²	
Formula modificada	$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$			
Capacidad de carga permisible por area tributaria	$q_{perm} = \frac{q_u}{FS}$			
	FS	3		
	qperm=	228,80	KN/m²	23,35 Ton /m ²
	$Q = q_{perm} * B * B$			
CARGA BRUTA PERMISIBLE	Q=	206,49	KN	21,07 Ton

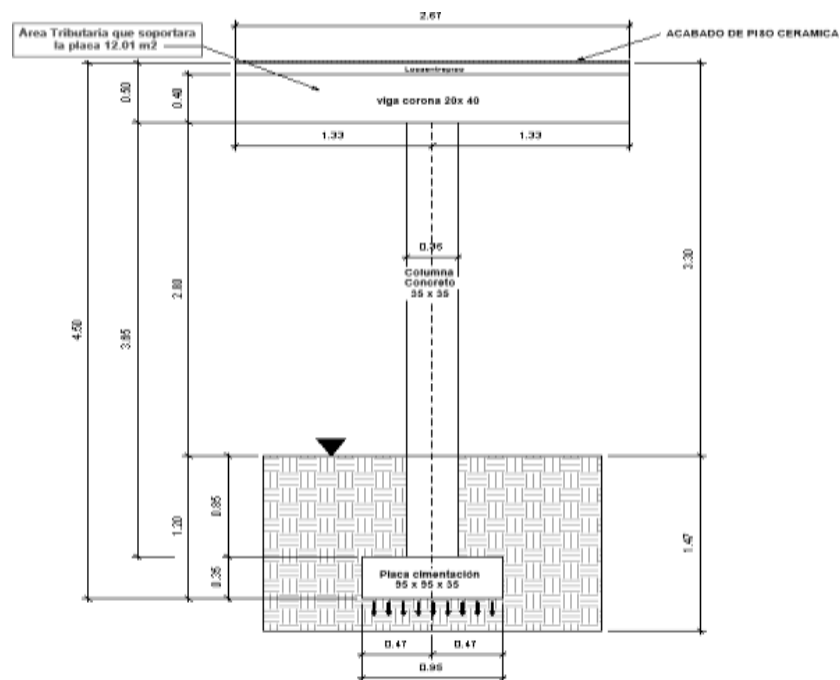
Fuente: Realizado por el autor.

Entonces la capacidad de carga bruta que podría recibir la cimentación es de 21,07 ton y la capacidad de carga por área tributaria por falla al corte es de 23,35 ton/m². las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe una fuerza de filtración en el suelo, ahora se tomara esta capacidad carga para los siguientes cálculos.

Diseño Estructural

La metodología usada para diseñar la cimentación, columnas, vigas y losas se basará en las normas de ACI y el código sísmico de Costa Rica, los cálculos estructurales se basan en el diseño de la vivienda a proponer como se muestra en la figura 26, según la sección estructural de la vivienda.

Figura 28. Sección Estructural de la Vivienda a Proponer



Seccion Columna- Placa-Viga

Fuente: Realizado por el autor.

Análisis de Cargas para Placa

Con los datos de la figura 26, procedemos analizar y calcular las cargas totales que actuarán sobre la estructura o placa propuesta para el diseño es importante tomar en cuenta

$$\text{Área tributaria} = 4,5 \times 2,67 = 12,01 \text{ m}^2$$

Capacidad de carga por área tributaria por falla al corte 23,35 ton/m²

Capacidad de carga bruta 21,07 ton

Recubrimiento mínimo de 3 cm

Cargas muertas o cargas permanentes

Losa de entrepiso = $0,12 \times 2,4 \times 4,5 \times 2,67 = 3,46 \text{ Ton}$

Cubierta = $0,075 \text{ Ton /m}^2 \times 4,5 \times 2,67 = 0,90 \text{ Ton}$

Vigas = $(4,5 + 2,67) \times (0,3 \times 0,4) \times 2,4 = 2,06 \text{ Ton}$

Columnas = $(2,8 + 0,85) \times 0,35 \times 0,35 \times 2,4 = 1,07 \text{ Ton}$

Piso cerámico = $0,020 \text{ Ton /m}^2 \times 12,01 = 0,24 \text{ Ton}$

Mortero = $0,055 \text{ Ton /m}^2 \times 12,01 = 0,66 \text{ Ton}$

Cielo raso Liviano = $0,02 \text{ Ton /m}^2 \times 12,01 = 0,24 \text{ Ton}$

Divisiones livianas = $0,035 \text{ Ton /m}^2 \times 12,01 = 0,42 \text{ Ton}$

Otros acabados = $0,025 \text{ Ton /m}^2 \times 12,01 = 0,30 \text{ Ton}$

Carga permanente total = **9,35 Ton**

Cargas Temporales

La carga temporal por efectos gravitacionales que asigna el código sísmico de Costa Rica para unidades habitacionales es de 200 kg /m².

Carga temporal = $0,2 \text{ ton/m}^2 \times 4,5 \times 2,67 = 2,4 \text{ ton}$

Total, de Carga Temporales = **2,40 Ton**

Factor de seguridad Estático

La capacidad de carga admisible del terreno obtenida en los cálculos anteriores es de **23,35 ton/m²**.

Para obtener la carga efectiva tenemos que factorizar la capacidad de carga admisible

por los factores de seguridad como se ve a continuación.

$$q_{adm} \times F_s$$

$$23,35 \text{ ton/m}^2 \times 3 = 70,05 \text{ Ton/m}^2$$

Factor de seguridad dinámico

$$70,05 / 2 = 35,03 \text{ Ton/m}^2$$

Carga efectiva

Con el cálculo anterior obtenemos la carga efectiva donde rige la menor carga y la utilizamos de la siguiente manera.

$$\text{Carga}_{\text{permisible}} - (\text{altura de zapata} \times \text{densidad}) - (\text{altura desplante} \times \text{peso suelo})$$

$$35,03 \text{ Ton/m}^2 - (0,35 \times 2,4) - 0,85 \times 1,75 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{32,70 \text{ Ton/m}^2}$$

$$\text{Carga}_{\text{permisible}} - (\text{altura de zapata} \times \text{densidad}) - (\text{altura} \times \text{peso suelo})$$

$$23,35 \text{ ton/m}^2 - (0,35 \times 2,4) - 0,85 \times 1,75 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{21,02 \text{ Ton/m}^2}$$

Cargas de servicio

Es la sumatorias de las cargas permanentes y temporales que actuaran en la edificación carga total que recibirá la placa

$$P_s = CP + CT + C.S/2$$

$$P_s = 9,35 + 2,40 + 8,16 / 2$$

$$P_s = 15.83 \text{ Ton}$$

Cálculo de área necesaria

La carga de servicio obtenida es de a 15,83 ton y con ella encontramos el área necesaria para la placa y los lados mínimos para diseñar.

$$A = P_s / Q_{\text{efec}}$$

$$A_{\text{nec}} = 15,83 / 32,70$$

$$A_{\text{nec}} = 15,83 / 21,02$$

$$A_{\text{nec}} = 0,48 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{nec}} = 0.75 \text{ m}^2$$

$$L \times B = \sqrt{\quad} \quad 0,48$$

$$L \times B = \sqrt{\quad} \quad 0,75$$

La placa que se pretende diseñar será de 0,95 x 0,95 cuadrada, el lado obtenido en el cálculo es de 0,87, la placa propuesta cumple.

$$B=L= 0,69$$

$$B=L= 0,87$$

Cálculo de d

Se muestra un diagrama con los datos calculados en la siguiente figura.

Mayorización de Cargas para Punzonamiento

$$CP= 9,35$$

$$CT= 2,40$$

$$C.S=8,16/2= 4,08$$

$$C_1= 1,4 \times CP= 1,4 \times 9,35= 13,09$$

$$C_2= 1,2 \times CP + 1,6 \times CT= 1,2 \times 9,35+ 1,6 \times 2,40= 15,06$$

$$C_3= 1,05 \times CP + CT + CS= 1,05 \times 9,35 + 2,40 + 4,08= 16,30 \text{ rige la mayor}$$

$$C_4=0,95 \times CP + CS= 0,95 \times 9,35 + 4,08= 12,96$$

$$Pu= 16,30\text{ton}$$

Carga mayorizada

Con la carga mayorizada , procedemos a calcular la carga ultima de diseño

$$Q_u= Pu/ L \times B$$

$$Q_u= 16,30/ 0,95 \times 0,95$$

$$Q_u= 18,06 \text{ ton/m}^2 \quad \text{carga ultima de diseño}$$

Cálculo de punzonamiento

$$P_{uz}= Pu - A_{co} \times Q_u$$

$$P_{uz}= 16,30 - (0,35+0,2873)^2 \times 18,06$$

$$P_{uz}= 8,96 \leq 84,37 \quad \text{cumple}$$

Cálculo de cortante de diseño

L1 y L2

$$V_u= Q_u \times L1 \quad L1, L2$$

$$L2 = (0,95 - 0,35) / 2$$

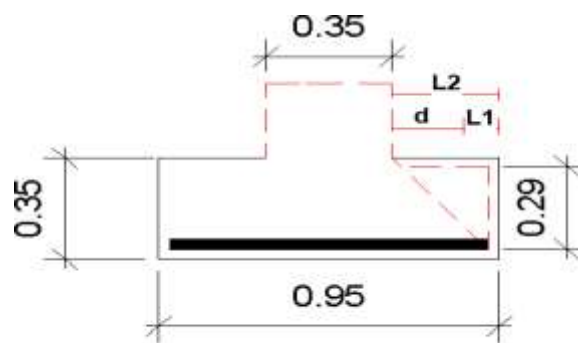
$$L2 = 0,3 \text{ m}$$

$$L1 = 0,3 - 0,2873$$

$$L1 = 0,0127 \text{ m}$$

En la figura 28 mostramos los datos calculados

Figura 30. Cortante V_u , $L1$ y $L2$ en la Placa



Detalle del cálculo

Fuente: realizado por el autor

Cálculo de Carga ultima

$$Q_u = P_u / B$$

$$Q_u = 16,30 / 0,95$$

$$Q_u = 17,16 \text{ ton/m}$$

Cálculo de Cortante diseño

debe cumplir $V_u \leq V_c$

$$V_u = Q_u \times L_1$$

$$V_u = 17,16 \times 0,0127$$

$$V_u = 0,22 \text{ ton} \leq V_c$$

$$0,22 \text{ ton} \leq 15,72 \text{ cumple}$$

Cálculo del cortante

Debe cumplir $V_c \geq V_u$

$$\Phi V_c = \Phi \times 0,53 \times \sqrt{F'_c} \times b \times d / 10000$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 95 \times 28,73 / 10000$$

$$\Phi V_c = 15,72 \text{ ton} \geq 0,22 \text{ ton} \text{ cumple}$$

Cálculo del momento de diseño

$$M_u = Q_{u1} \times L_2^2 / 2$$

$$M_u = 17,16 \times (0,3)^2 / 2$$

$$M_u = 1,54 \text{ ton m}$$

Cálculo de Densidad de balanceo

$$\rho_b = 0,85 \times B_1 \times F'_c / F'_y (6120/6120 + F_y)$$

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times 210 / 2800 \times (6120/6120 + 2800)$$

$$\rho_b = 0,03717$$

Cálculo de densidad mínima

$$\Phi M_n = \Phi \times \rho \times d^2 \times b \times F_y \times (1 - 0,59 \times \rho \times F_y / F'_c)$$

$$1,46 = 0,9 \times \rho \times (28,73)^2 \times 95 \times 2800 \times (1 - 0,59 \times \rho \times 2800 / 210)$$

$$(1,46 \times 10000 / 100) = 197603,8483 \rho - 1555142,286 \rho^2$$

$$1\ 555\ 142,286 \rho^2 - 197603,8483 \rho + 146$$

$$X_1 = 0,1263 \quad X_2 = 0,00073 \quad \text{debe ser } 0,0020$$

$$\rho_{\min} = \mathbf{0,0020}$$

Cálculo de densidad máxima

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,03717$$

$$\rho_{\max} = 0,0278$$

Área requerida

$$A_s = \rho_{\min} \times d \times b$$

$$A_s = \mathbf{0,0020 \times 95 \times 28,73}$$

$$A_s = \mathbf{5,46 \text{ cm}^2}$$

Cálculo de varillas

La cantidad de varilla requerida para la placa la obtenemos según el área mínima requerida, se utilizará varilla #3 con un área de 0.71 cm² y se calcula de la siguiente manera,

$$\# V = A_s / A_v$$

$$\# V = 5,46 / 0,71$$

$\# V = 7,69$ entonces serian 8 varillas para 7 espacios

Cálculo de espacio S

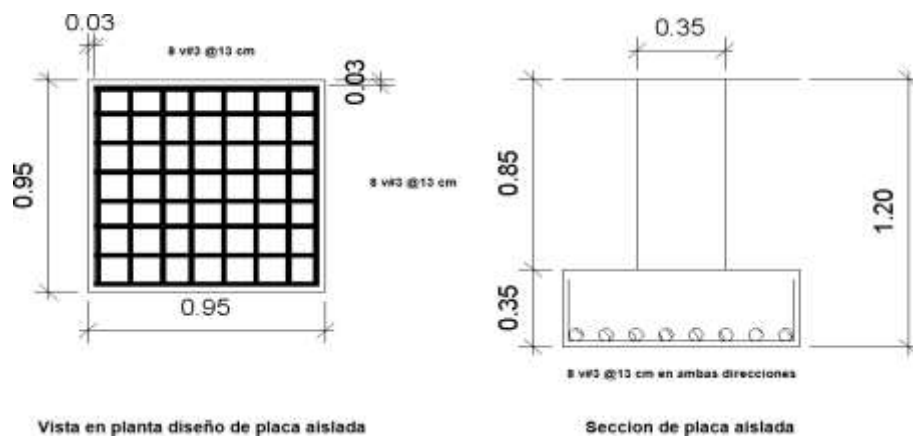
$$S = 95 - 2 \times 2,5$$

$$S = 90/7$$

S = 12,85 Separación entre varilla

Entonces se diseñará los planos con los cálculos realizados, como se ve a continuación en la figura 27.

Figura 31. Diseño de placa aislada



Fuente: Realizado por el autor.

Diseño de Columna

La columna que se diseñara cuenta con las siguientes características

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_u = 0,003$$

$$F'c = 280 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_y = 4200 / 2100 \ 000 = 0,002$$

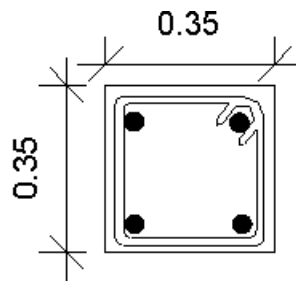
$$\text{Recubrimiento} = 3 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

6 v#4, Aros #3 @ 20 cm

Pu=16,30 ton (carga que debe soportar la columna).

Figura32. Detalle Diseño de columna



C1
DETALLE
COLUMNA
4#3
aros#3@15cm

Fuente: realizado por el autor.

Cálculo de d

para ambos lados es el mismo $a=b=0.35$

$$d = 35 - 3 - (4/8 \times 2,54/2) - (3/8 \times 2,54)$$

$$d = 30,41 \text{ cm}$$

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

Cálculo de d'

$$d' = B - d$$

$$d' = 35 - 30,41$$

$$d' = 4,59 \text{ cm}$$

Cálculo área refuerzo del acero

4varilla #3

$$A_s = 4 \times 0,71$$

$$A_s = 2,84 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cb

$$C_b = d \times E_u / (E_u + E_y)$$

$$C_b = (30,41 \times 0,003) / (0,003 + 0,002)$$

$$C_b = 18,25 \text{ cm}$$

Cálculo de alfa α

$$\alpha = c_b \times \beta_1$$

$$\alpha = 18,25 \times 0,85$$

$$\alpha = 15,51 \text{ cm}$$

Cálculo de F's

$$F's = E_u \times E_s \times (c_b - d' / c_b)$$

$$F's = 0,003 \times 2100\,000 \times (18,25 - 4,59 / 18,25)$$

$$F's = 4715,50 \text{ kg / cm}^2$$

Cálculo de C

$$C = 0,85 \times F'c \times \alpha \times b$$

$$C = 0,85 \times 280 \times 15,51 \times 35$$

$$C = 127449/1000$$

$$\mathbf{C = 129,19 T}$$

Cálculo de Pb

$$Pb = 0,85 \times F'c \times \alpha \times b$$

$$Pb = 0,85 \times 280 \times 15,51 \times 35/1000$$

$$\mathbf{Pb = 129,19 T}$$

Cálculo de Mb

$$Mb = 0,85 \times F'c \times \alpha \times b \times (h/2 - \alpha/2) + A's \times F's \times (h/2 - d') + As \times Fs \times (d - h/2)$$

$$Mb = 0,85 \times 280 \times 15,51 \times 35 \times (35/2 - 15,51/2) + 2,84 \times 4715,50 \times (35/2 - 10) + 2,84$$

$$x \quad 4200 \times (30 - 35/2)$$

$$Mb = 1508577,58/ 100 000$$

$$\mathbf{Mb = 15,08 Tm}$$

Cálculo de e

$$e = Mb / Pb$$

$$e = 15,08 / 129,19$$

$$\mathbf{e = 0,12cm}$$

Cálculo de Pn

$$Pn = 0,85 \times F'c \times a \times b + A's \times F's - As \times Fs$$

$$P_n = 0,85 \times 280 \times 35 \times 35 + (4 \times 0,71 \times 4715,50) - (4 \times 0,71 \times 4200)$$

$$P_n = 292\,544/10000$$

$$P_n = 29,30T$$

$$\Phi P_n = 29,30 T$$

$$P_n = 29,30 T \times 0,65$$

$$P_n = 19,04 \text{ ton} \geq 16,30 \text{ ton cumple}$$

$P_n \geq P_u$ la columna de 35 x 35 con 4 varilla #3 @ 15 cm soporta las cargas calculadas, la resistencia ultima nominal es el máximo que resiste la columna a compresión incluyendo el soporte del acero.

Diseño de la Viga Corona

Se podrá apreciar en el plano estructural los refuerzos y la distribución del acero de la viga corona con 6 varillas longitudinales #4 y aros #3 @ 20 cm y en zonas de confinamiento a cada 10 cm con una longitud de 30cm de ancho con una altura de 40cm., quede debe soportar las cargas que se analizan a continuación.

Análisis de cargas para la viga

$$\text{Losa de entepiso} = 0,12 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = \mathbf{0,288 \text{ ton/m}^2}$$

$$\text{Cielo raso} = 0,015 \text{ ton /m}^2$$

$$\text{Cerámica} = 0,075 \text{ ton /m}^2$$

$$\text{Instalaciones mecánicas} = 0,010 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Otros acabados}=0,030 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Divisiones livianas}=0,075 \text{ ton/m}^2$$

$$\Sigma=0,49 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{CP}= 1,4 \text{ CP} =$$

$$\text{CP}= 1,4 \times 0,49 = 0,69 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{CT}= 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CT} =$$

$$\text{CT}= 1,2 \times 0,49 + 1,6 \times 0,2 = 0,91 \text{ ton /m}^2 \text{ rige carga mayor}$$

Carga de la viga

Ahora calculamos la carga de la viga con el valor de 0.91 ton /m².

$$Q_{\text{viga}}=0,91 \times 4,5 = 4,10 \text{ ton/m}$$

Calculamos el peso de la viga

$$W_v= 0,4 \times 0,3 \times 2,4 = 0,29 \text{ ton /m}$$

Carga mayorizada de viga

$$W_v= 0,29 \times 1,2 = 0,35 \text{ ton/m}$$

$$L \geq 4h$$

$$4,5 \geq 1,6 \text{ cumple relación longitud y altura}$$

$$B/h \geq 0,3$$

$$0,3/0,4 \geq 0,3$$

$$0,75 \geq 0,3 \text{ cumple relación base y altura}$$

Cálculo de d

Se calculará una viga con una altura de 40 cm y 30 cm de ancho

$$d = 40 - 2,5 - \frac{3}{8} (2,54) - \frac{5}{8} (2,54/2)$$

$$d = 35,75$$

Sumatoria de Cargas

$$\Sigma = Q_{\text{viva}} + W_v =$$

$$\Sigma = 4,10 + 0,35 = 4,45 \text{ Ton /m esta sería la carga distribuida de la viga}$$

Carga distribuida

$$Q_d = 4,45 \text{ ton /m} \times 4,5$$

$$Q_d = 20,02 \text{ ton}$$

Sumatoria de fuerzas en A

$$\Sigma M_a = 2,25 \times 20,02 - 4,5 \times b_y$$

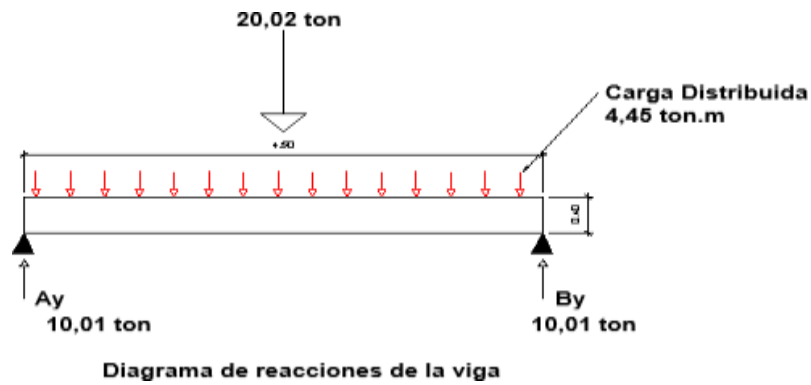
$$\Sigma M_a = 45,04 - 4,5 b_y$$

$$b_y = 10,01 \text{ ton}$$

$$\Sigma f_y = A_y - 20,02 + 10,01 = 0$$

$$A_y = 10,01 \text{ ton}$$

Figura 33. Diagrama de viga



Fuente: realizado por autor.

Cálculo de Densidades

Por ser menor de 280 se usa $\beta_1 = 0,85$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Densidad de Balanceo

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times 280 / 4200 \times (6120 / 6120 + 4200)$$

$$\rho_b = 0,02856$$

Densidad máxima

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,02142$$

Densidad mínima

$$\rho_{\min} = (0.8 \times \sqrt{F_c}) / F_y \geq 14 / F_y$$

$$\rho_{\min} = 0,00318 \geq 0,00333 \text{ se usa la mayor}$$

Cálculo de áreas

$$\Phi M_n = 0,9 \times \rho \times b \times d^2 \times F_y (1 - 0,59 \rho (F_y / F'_c))$$

$$\Phi M_n = 0,9 \times \rho \times 30 \times (35,75)^2 \times 4200 ((1 - 0,59 \rho (4200 / 280)))$$

Se escoge la densidad mínima de 0,00333

Área mínima

$$A_{s_{\min}} = 0,00333 \times 35,75 \times 30$$

$$A_{s_{\min}} = \mathbf{3,57 \text{ cm}^2}$$

Área máxima

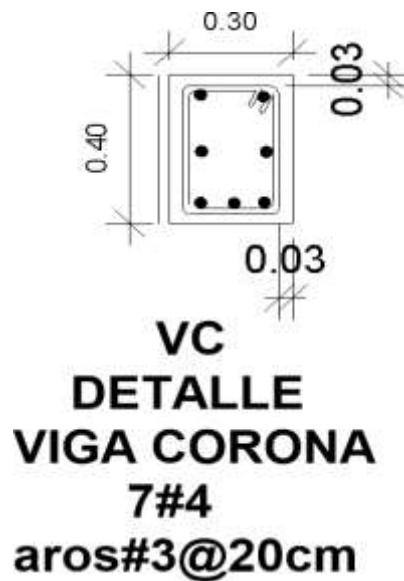
$$A_s = 0,02142 \times 35,75 \times 30$$

$$A_s = \mathbf{22,97 \text{ cm}^2}$$

7 VARILLAS #4

$$7 \times 1,29 = \mathbf{9,03}$$

Figura 34. Viga corona



Fuente: realizado por el autor.

Resistencia de la cortante de la viga

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times b \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 35,75/1000$$

$$V_c = 8,24$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 35,75/1000$$

$$\Phi V_n = 6,17$$

$$\text{cumple } V_u \leq V_n \quad 4,05 \leq 6,17$$

Diseño de losa en dos direcciones

Espesor = 10 cm

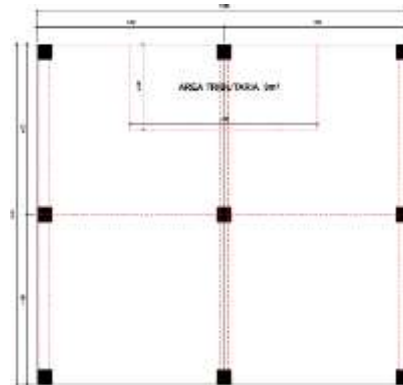
Carga temporal CSCR 200 Kg/m²

Área tributaria= 12,01m²

F'c= 280 Kg/cm²

Fy=2800 Kg/cm²

Figura 35. Área tributaria para Loza y Viga



Fuente: realizado por el autor.

Análisis de cargas para la losa

$$\text{Piso cerámico} = 0,020 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Mortero} = 0,055 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Cielo raso Liviano} = 0,02 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Divisiones livianas} = 0,035 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Otros acabados} = 0,025 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Losa } 0,12 \times 2,4 = 0,288 \text{ Ton /m}^2$$

$$\text{Sumatoria de carga permanente total} = \mathbf{0,443 \text{ Ton /m}^2}$$

Cargas últimas de servicio

$$C_{u1} = 1,4 \times 0,443 = 0,62 \text{ Ton /m}^2$$

$$C_{u2} = 1,2 \times 0,443 + 1,6 \times 0,2 = \mathbf{0,85 \text{ Ton /m}^2}$$

Relación de lados

$$m=L_a / L_b=$$

$$8/9= 0,88 \text{ redondeamos a } 0,9$$

Buscamos en la tabla 12,3 de coeficientes para momentos negativos en losas del libro estructuras de concreto en el caso dos empotrado en los 4 lados tenemos para C_a y C_b

$$C_a=0,055$$

$$C_b=0,037$$

Momentos Negativos

Lado Corto

$$M_{-a} = C_a \times Q_u \times L^2$$

$$M_{-a} = 0,055 \times 0,85 \times 8^2$$

$$\mathbf{M_{-a} = 2,99 \text{ ton.m}}$$

Lado largo

$$M_{-b} = C_b \times Q_u \times L^2$$

$$M_{-b} = 0,037 \times 0,85 \times 9^2$$

$$\mathbf{M_{-b} = 2,55 \text{ ton.m}}$$

Mayorización de cargas muertas y vivas

$$CP=1,2 \times 0,443 = 0,53 \text{ ton/m}^2$$

$$CT= 1,6 \times 0,2 = 0,32 \text{ ton/m}^2$$

Momentos positivos

Según la tabla 12.4 del libro de estructuras de concreto en la página 379, los coeficientes para momentos positivos debido a cargas muertas en losa son

$$C_a = 0,022 \quad C_b = 0,014$$

$$C.P \quad M^+ a = 0,022 \times 0,53 \times (8)^2 = \mathbf{0,75 \text{ ton.m}}$$

$$M^+ b = 0,014 \times 0,53 \times (9)^2 = \mathbf{0,60 \text{ ton.m}}$$

Luego tenemos para cargas temporales los coeficientes para momentos positivos de la tabla 12.5 del libro de concreto que nos da

$$C_a = 0,034 \quad C_b = 0,022$$

$$C.T \quad M^+ a = 0,034 \times 0,32 \times (8)^2 = \mathbf{0,69}$$

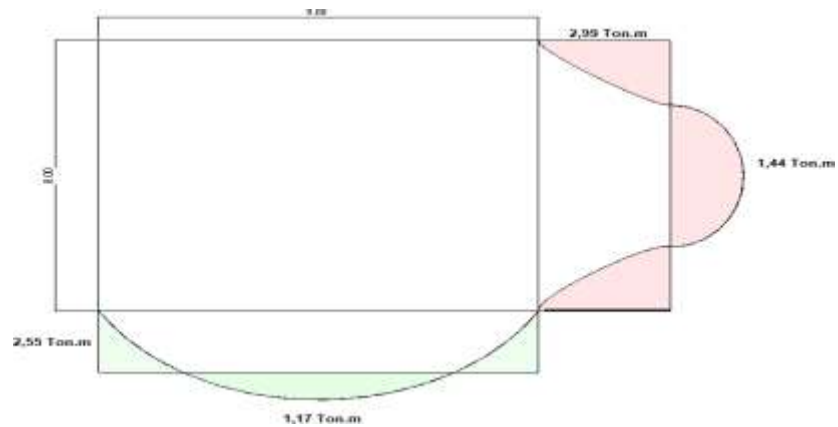
$$M^+ b = 0,022 \times 0,32 \times (9)^2 = \mathbf{0,57 \text{ ton.m}}$$

Sumamos los momentos en C_a y C_b

$$\text{Lado corto} = \Sigma M^+ a = 0,75 \text{ ton.m} + 0,69 \text{ ton.m} = \mathbf{1,44 \text{ ton.m}}$$

$$\text{Lado largo} = \Sigma M^+ b = \mathbf{0,60 \text{ ton.m}} + \mathbf{0,57 \text{ ton.m}} = \mathbf{1,17 \text{ ton.m}}$$

Continuación en la figura 32, se representan gráficamente los momentos que actúan en la losa.

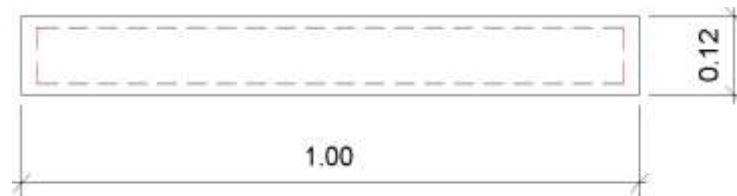
Figura36. Diagrama de momentos en la losa.

Fuente: Realizado por el autor.

Cálculo de d

Calculamos para un recubrimiento de 2,5 cm tenemos

$$d = 12 - 2,5 - (3/8 \times 2,54) = 8,54$$

Figura 37. Recubrimiento de losa

Para un recubrimiento de 2,5 cm
 $d = 12 - 2,5 - (3/8 \times 2,54)$
 $d = 8,54$

Fuente: Realizado por el autor.

Cálculo de la cortante

Se continua con el cálculo de la cortante en la losa, obteniendo los coeficientes de la tabla 12.6 del libro de concreto reforzado, tenemos que

Carga ultima de servicio = $Cu2 = 0,85 \text{ Ton /m}^2$

$$W_a = 0,60$$

$$W_b = 0,40$$

$$W_a = (0,60 \times 0,85 \times (9 \times 8) / 9) \times 0,5 = 2,04 \text{ ton.m}$$

$$W_b = (0,40 \times 0,85 \times (9 \times 8) / 8) \times 0,5 = 1,53 \text{ ton.m}$$

Cálculo de cortante

$$\Phi V_c$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 0,53 \times \sqrt{F'_c} \times b \times d / 10000$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 8,5$$

$$\Phi V_c = 4,89 \text{ ton}$$

Comprobación de cortantes

$$\Phi V_c \geq W_a / W_b$$

$$W_a / W_b = 2,04 / 1,53 = 1,33$$

4,89 \geq 1,33 La cortante de diseño cumple

Cálculo de densidades momentos negativos de la losa

Momento Negativo corto

$$2,99 \times 1000 / 100 = 0,9 \times 100 \times (8,5)^2 \times 2800 \rho ((1 - 0,59 \rho (2800 / 280)) / 10000$$

$$29,9 = 18207 \rho - 107421,3 \rho^2$$

$$\rho_1 = 0,1678$$

$$\rho_2 = 0,0016$$

$$A_s = 0,0016 \times 100 \times 8,5 = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$1,36 \text{ cm}^2 / 0,71 = 1,91$$

3 varillas #3 @

Momento Negativo largo

$$2,55 = 0,9 \times 100 \times (8,5)^2 \times 2800 \rho \left((1 - 0,59 \rho (2800 / 280)) \right)$$

$$25,5 = 18207 \rho - 107421,3 \rho^2$$

$$\rho_1 = 0,1680$$

$$\rho_2 = 0,0014$$

$$A_s = 0,0014 \times 100 \times 8,5 = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$1,19 \text{ cm}^2 / 0,71 = 2$$

3 varillas #3 @

Momentos positivos

Momento Positivo corto

$$1,44 \times 1000/100 = 0,9 \times 100 \times (8,5)^2 \times 2800 \rho \left((1 - 0,59 \rho (2800 / 280)) \right) / 10000$$

$$14,4 = 18207 \rho - 107421,3 \rho^2$$

$$\rho_1 = 0,1686$$

$$\rho_2 = 0,0008 \text{ se usa } 0,0020 \text{ como m\u00ednimo}$$

\u00c1rea Requerida

$$A_s = 0,002 \times 100 \times 8,5 = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$1,36 \text{ cm}^2 / 0,71 = 1,91$$

3 varillas #3 @

Momento Positivo largo

$$1,17 \times 1000/100 = 0,9 \times 100 \times (8,5)^2 \times 2800 \rho \left((1 - 0,59 \rho (2800 / 280)) / 10000 \right)$$

$$11,7 = 18207 \rho - 107421,3 \rho^2$$

$$\rho_1 = 0,1690$$

$$\rho_2 = 0,0006 \quad \text{se utiliza } 0,0020 \text{ m\u00ednimo}$$

\u00c1rea requerida

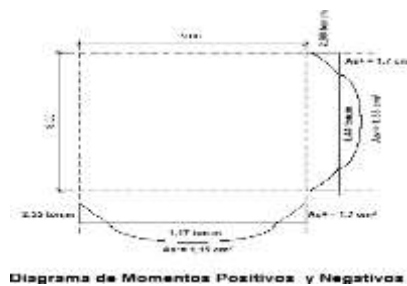
$$A_s = 0,0020 \times 100 \times 8,5 = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varillas} \quad 1,7 \text{ cm}^2 / 0,71 = 3 \text{ varillas } \#3 @25$$

$$\text{Espacios} = s = 0,71 / 1,7 = 0,41 \quad \text{lo m\u00e1ximo permitido es } 25 \text{ cm}$$

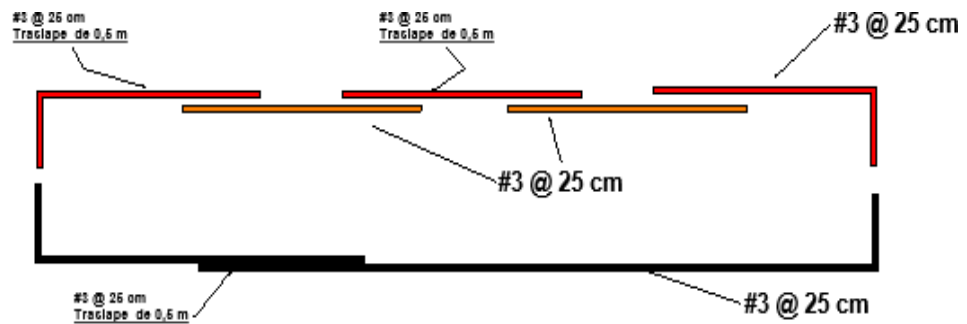
En la siguiente se muestra el diagrama de momento positivos y negativos.

Figura 38. Diagrama de Momentos Negativos Positivos

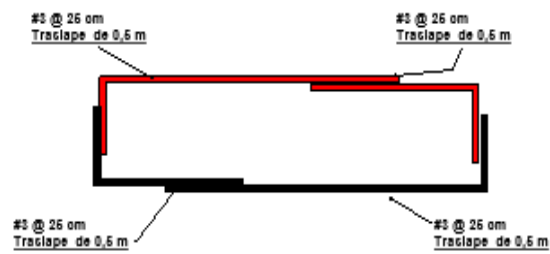


Fuente: Realizado por autor.

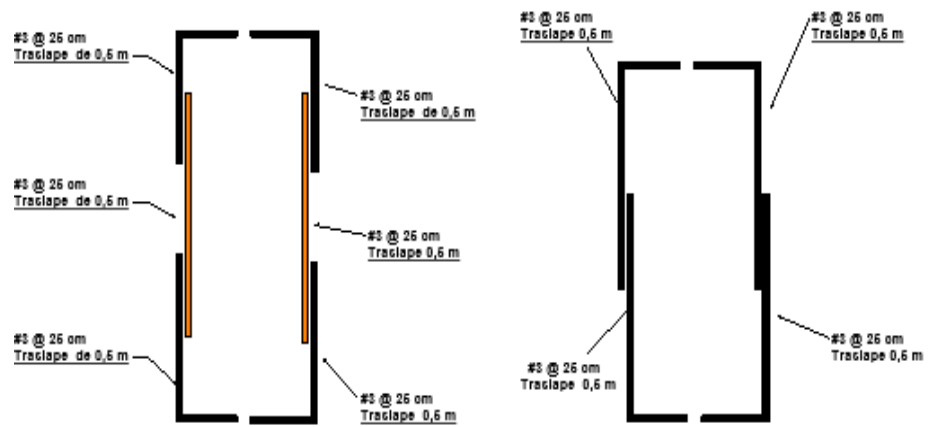
Figura 39. Diagrama Constructivo de Losa de Concreto Reforzado



Tercio Central Lado Largo



Tercio Bordes Lado Largo



Tercio Central Lado Corto

Tercio Borde Lado Corto

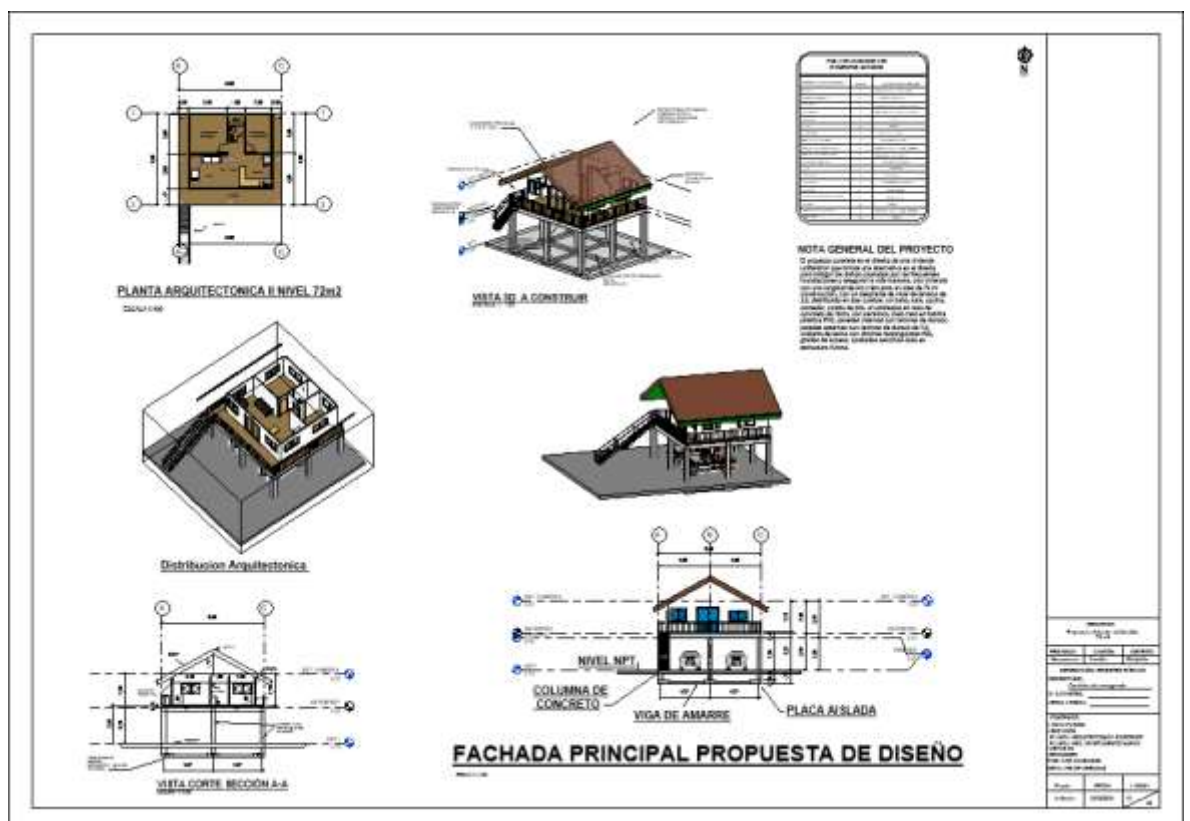
Fuente: realizado por el autor.

Plano Arquitectónico

En el plano arquitectónico logramos transmitir la idea del diseño a proponer a la comunidad de carrillo contiene las características de los materiales a utilizar y la distribución arquitectónica algo sencillo pero la idea del diseño cumple con el objetivo de la mitigación de los daños ocasionados por las inundaciones.

Se representa en un plano arquitectónico como uno de los alcances del trabajo con ejes y distribución la propuesta que se brinda para las diferentes instituciones y zonas que sufran los daños de las inundaciones.

Figura 40. Plano Arquitectónico

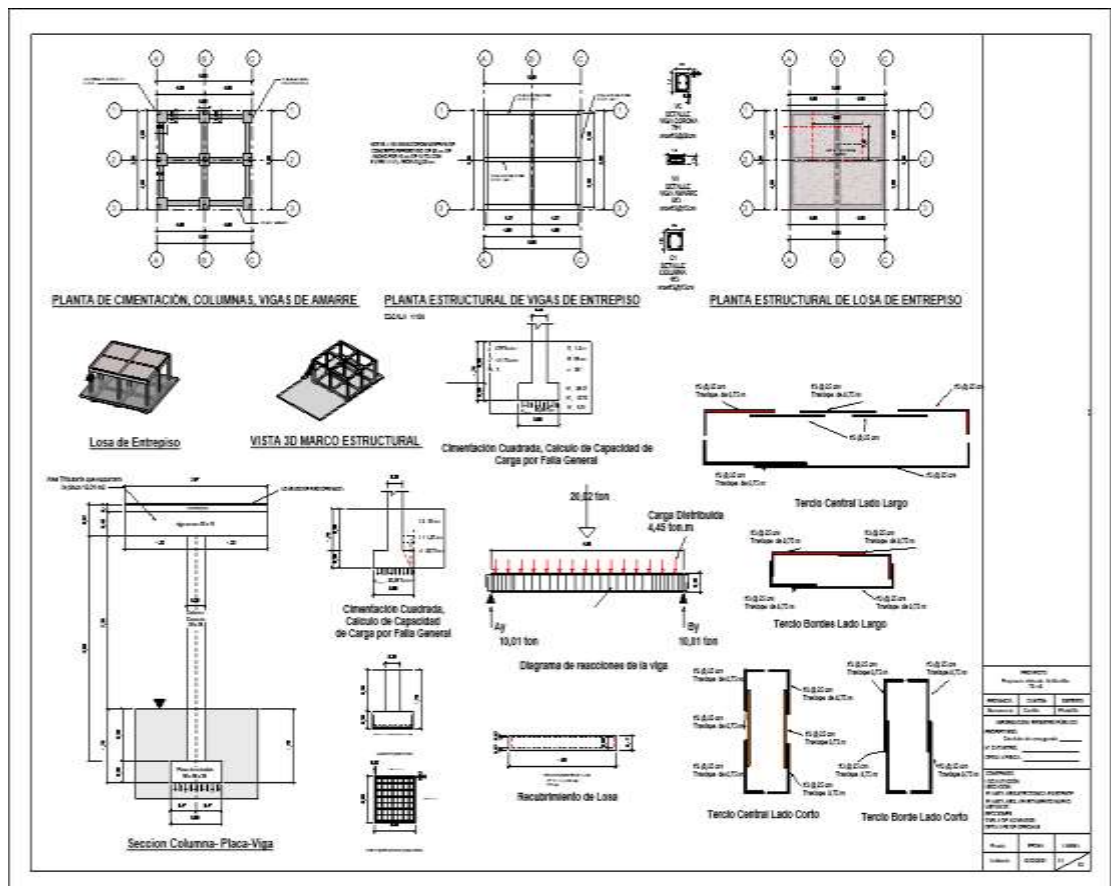


Fuente: Realizado por el autor.

Plano estructural

Se presenta el resultado final del trabajo en estudio palmado en el plano de la propuesta del diseño.

Figura 41. Plano estructural



Fuente: Realizado por el autor.

Capitulo IV.

Análisis de resultados

Según los cálculos realizados la capacidad portante del suelo la zona de estudio es segura contra la falla general por corte del suelo y no se espera un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. La carga por área unitaria de la cimentación a la que ocurre la falla por corte en un suelo se denomina capacidad de carga última.

Según los cálculos realizados y las comprobaciones de las cargas de cortantes con las cargas de diseño la cimentación propuesta cumple con la capacidad soportante para la vivienda que se propone.

Las vigas diseñadas de 40 x 30 con aros cada 20 cm y con aros cada 10 cm en zona crítica de confinamiento cumplen con las cargas puntuales que debe distribuir hasta la placa de cimentación.

Podemos ver como las características de los suelos como la cohesión, el peso específico, el ángulo de fricción en el sitio del proyecto son de gran importancia para la elaboración de un buen diseño estructural que nos cumpla con las cargas requeridas.

Podemos hacer el análisis que, esperando un evento de inundación de más de 3 m de altura, el cual no se ha realizado hasta ahora y en los planos constructivos podemos ver que la propuesta está a más de 3 m sobre el nivel de terreno.

Es importante realizar una continuación de este trabajo para elaborar otra propuesta donde se realicen los presupuestos globales y una comparación de un sistema losa flotante.

V- Conclusiones

Podemos concluir el trabajo con la satisfacción de que la vivienda propuesta para el cantón de carrillo cumple con las necesidades de la zona para mitigar los daños y las pérdidas materiales que sufre el cantón carrillo.

La estructura propuesta cumple con todas las normas de la ACI Y el código sísmico de Costa Rica, todos los miembros estructurales placa aislada, columnas, vigas y losa cumplen con los momentos y cortantes de diseño.

Concluimos que con la experiencia de los años en el campo se adquiere certeza en los cálculos y es cuando se decide escoger cómo diseñar con sistema simplificado según la experiencia de los años.

Se concluye que la propuesta de diseño de la vivienda cumple con los objetivos estructurales los alcances proyectados y disminuyendo los daños para la población de Carrillo, la comisión nacional de emergencia, municipalidad e INVU pueden acordar entre las instituciones y así ayudar a las comunidades más afectadas por las inundaciones.

Recomendaciones

Se recomienda a los habitantes no construir en el nivel de terreno debajo de la construcción de la vivienda y utilizar este espacio como garaje o zona de trabajo, para brindarle una larga vida a la estructura se recomienda un mantenimiento preventivo después de cada invierno o inundación.

Se recomienda a las comunidades afectadas de Carrillo presentar a la comisión de emergencia, municipalidad Carrillo, este diseño de vivienda como una alternativa que asegure la vida y minimice las pérdidas materiales, formar un comité donde puedan

presentar el diseño como vivienda de bien social o como ayuda de vivienda para poblaciones damnificadas por las inundaciones.

Se recomienda realizar un presupuesto del costo del proyecto con el fin de compararlo con otro sistema constructivo que disminuya los costos como, por ejemplo, una losa flotante en comparación con el sistema de placas aisladas o en columnas y entrepiso de aceros, darle continuidad al proyecto sería de gran importancia para manejar diferentes opciones constructivas con el mismo objetivo de mitigar los daños de las inundaciones y proteger la vida humana.

Referencias

Elizondo, M. (2015). Suelos de Costa Rica en Orden Vertisol, Tecnológica- INTA.

[Av-1823.PDF \(mag.go.cr\)](#)

Braga.M.2011.Principio de las cimentaciones
www.Fundamentos_de_ingenieria_de_cimentacion.pdf

Diseño de Concreto Reforzado Octava Edición con el Código ACI 318-08 Alfaomega Grupo Editor, S.A.

Código Sísmico de Costa Rica, CFIA,2010.

Coulombe, C.E., Wilding, L.P., and Dixon, J.B. (2000). Vertisols. pp. 269-286. In: M. E. Sumner (ed.). Handbook of Soil Science. CRC Press. New York, NY, USA.

RIC (International Soil Reference and Information Centre). 2020. Vertisols. Disponible en: isric.org

<https://arquinetpolis.com/construccion/tipos-de-suelo>

<https://concepto.de/geotecnia/#ixzz8LeF8LCPo>

<https://doi.org/10.18845/tm.v37i1.6675> , *Revista Tecnología En Marcha*

www.invu.go.cr

www.pvcglobalconstructions.com

