



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

SEDE AZOGUES

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

**INFORME FINAL DEL PROYECTO PROFESIONAL DE GRADO PREVIO
A LA OBTENCIÓN DEL GRADO ACADÉMICO DE INGENIERA CIVIL**

TEMA:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO
CON SISTEMA APORTICADO Y UNA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA
ESTRUCTURAL**

AUTOR:

MÓNICA JESSENIA IDROVO PESÁNTEZ

TUTOR:

ING. ROBERTO GAMÓN TORRES. MGS. PH:D

FEBRERO, 2018



**UNIDAD ACADÉMICA DE
INGENIERIA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

Azogues, 28 Febrero 2018

Señor Magister
Xavier Nieto Cárdenas
**SUBDIRECTOR DE LA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERIA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

Presente.-

De mis consideraciones

Reciba un cordial y atento saludo del suscrito, el presente tiene como objeto informar la culminación del trabajo de titulación de la Señorita IDROVO PESÁNTEZ MÓNICA JESSENIA, con CI. 0302238019, obteniendo el 7% en el sistema anti plagio Turnitin, según informe adjunto, una vez cumplido con todos los requisitos se le asigna la nota de 50/50.

Con sentimientos de distinguida consideración.

Atentamente.

Ing. Roberto Gamón Torres. Mgs. Ph:D
**TUTOR-DOCENTE DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN.**

1 APROBACIÓN DEL TUTOR

En la calidad de tutor de grado, presentado por el Srta. Mónica Jessenia Idrovo Pesántez, para optar por el título de INGENIERA CIVIL, doy fé que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En la ciudad de Azogues, a los 22 días del mes de febrero de 2018.

PhD. Roberto Gamón Torres
DIRECTOR DEL PROYECTO
CI: 1752913887

2 CERTIFICADO DE AUTORIA

El presente trabajo investigativo de proyecto profesional de grado previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, cuyo tema es “**ANÁLISIS COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO CON SISTEMA APORTICADO Y UNA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL**”, corresponden al trabajo de investigación del autor, además certifico que he cumplido con todas las observaciones realizadas por el tribunal evaluador.

Mónica Jessenia Idrovo Pesántez
ESTUDIANTE
CI: 0302238019

AGRADECIMIENTO

En primer lugar agradezco a Dios, por el valor y la fuerza necesaria para culminar la etapa más importante de mi vida.

Agradezco también a mis padres, hermanas y cuñado, por todo el apoyo y confianza brindada, que sin duda alguna han estado presentes en todo este trayecto, demostrándome que con su ayuda he corregido mis faltas y hemos celebrado los triunfos.

Un agradecimiento especial a mi director de tesis Ing. Roberton Gamón T, por toda la colaboración y asesoramiento brindado durante la elaboración de este trabajo de titulación.

Finalmente agradezco a toda mi familia en general, por el apoyo y por compartir conmigo los buenos y malos momentos.

DEDICATORIA

A mí Dios.

Por la fortaleza para continuar con mis proyectos, por permitirme cumplir una de las metas más importantes dentro de mi formación como profesional.

A mí Ángel.

Que desde el cielo siempre me cuida, tu recuerdo vive en mí y te amaré hasta el último día de mi vida Imelda Teresita Idrovo Tello.

A mis Padres.

Por ser el pilar fundamental en mi vida, por tanto, amor y cariño, por ser mi apoyo incondicional, por enseñarme que los grandes logros se ganan a base de mucho sacrificio y humildad.

A mis Hermanas y Cuñado

Que siempre han estado junto a mí, brindándome su apoyo, enseñándome a salir de los momentos difíciles y celebrar mis aciertos.

A mi Familia y Amigos.

Que siempre estuvieron al pendiente durante este trayecto. Gracias a todos los que creyeron en mí.

RESUMEN

Este trabajo plantea un análisis técnico constructivo para una Vivienda de Hormigón Armado con Sistema Aporticado y una Vivienda de Mampostería Estructural, en el cual se involucra las características de los miembros estructurales (losas, vigas, columnas), tipo de material a emplear, especificaciones técnicas y normas a utilizar de cada una de ellas. De igual manera, se realizará la modelación en el software necesario, con la finalidad de completar el diseño de las viviendas propuestas, y/o proponer la mejor alternativa constructiva.

PALABRAS CLAVE: VIVIENDA, MAMPOSTERÍA, CONSTRUCCIÓN, COMPRESIÓN, TRACCIÓN, FLEXIÓN, TORSIÓN.

ABSTRACT

This work proposes a constructive technical analysis for a House with Reinforced Concrete with an Infrastructure System and a House with Structural Masonry, in which will include the characteristics of the structural members (flagstone, beams, columns) type of materials that will be used, also technical specifications are involved and rules to be used for each of them. In the same way, the modeling will be carried out in the necessary software to complete the design of the proposed home and/or find the best constructive alternative.

**KEY WORDS: HOUSING, MASONRY, CONSTRUCTION,
COMPRESSION, PULLING, BENDING, TWIST**

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

- INTRODUCCIÓN	1
- OBJETIVOS		
o GENERAL	1
o ESPECÍFICOS	1
- MARCO TEÓRICO		
1. VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADAS	3
2. VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL	3

CAPÍTULO 2

1. Estructuración y Predimensionamiento de la Vivienda de Hormigón Armado con Sistema Aporticado		
1.1 Predimensionamiento de Losas Nervadas	5
1.2 Determinación de Cargas Muertas en la Losa	7
1.3 Predimensionamiento de Vigas Longitudinales	9
1.4 Predimensionamiento de Vigas Transversales	9
1.5 Predimensionamiento de Columnas	9
1.6 Pesos por Pisos (Análisis Sísmico)	11
1.7 Predimensionamiento de Zapatas	12
1.7.1 Zapata Esquinas	13
1.7.2 Zapata Excentricas	15
1.7.3 Zapata Centrales	16
1.8 Verificación del Cortante Unidireccional	17
1.9 Determinación del Periodo de Vibración "T"	19
1.10 Coeficiente de Regularidad en Planta ØP	19
1.11 Irregularidad Torsional – Centro de Masa	19
1.12 Coeficiente de Regularidad en Elevación ØE	23
1.13 Cálculo del Cortante Basal de Diseño "V"	23
1.13.1 Categoría de Edificio y Coeficiente de Importancia "I"	24
1.13.2 Tipos de Perfiles de Suelos para el diseño Sísmico	24
1.13.3 Zonificación Sísmica y Factor de Zona "z"	24
1.13.4 Coeficientes de Perfil de Suelo Fa, Fd y Fs	25
1.13.5 Ductilidad y Factor de Reducción de Resistencia Sísmica "R"		

1.13.6	Amplificación espectral “n”	26
1.13.7	Carga Sísmica Reactiva “W”	26
1.13.8	Distribución Vertical de Fuerzas Laterales	27
1.14	Diseño en Concreto Armado de Vigas Rectangulares	27
1.14.1	Verificación del Cortante en Vigas Longitudinales	29
1.14.2	Verificación del Cortante en Vigas Transversales	29
1.15	Diseño de Columnas en Concreto Armado	30
1.15.1	Diseño de Columnas Centrales en Concreto Armado	31
1.15.2	Diseño de Columnas Esquinas y Excentricas en Conc Armado		
1.16	Diseño de Losa Bidireccional	34
1.16.1	Diseño de Losa Bidireccional Primera Planta	35
1.16.2	Diseño de Losa Bidireccional Segunda Planta	40
1.17	Diseño de Cimentaciones	46
1.17.1	Diseño a Cortante Tipo Viga	48
1.17.2	Diseño a Cortante por Punzonamiento	50
2.	Estructuración y Predimensionamiento de la Vivienda de Mampostería Estructural		
2.1	Predimensionamiento de Losas Nervadas y Determinación de Carga Muerta		
2.2	Cálculo del Cortante Basal	56
2.2.1	Coeficiente de Amplificación	57
2.2.2	Espectro Elástico de Aceleraciones	58
2.2.3	Espectro de Diseño de Aceleraciones	58
2.2.4	Coeficientes de Participación	59
2.2.5	Centro de Masas, Centro de Rigidez y Excentricidades de cada planta.	60
2.2.6	Cortante Dinámico CQC	61
2.2.7	Cortante Basal Estático	61
2.2.8	Verificación de la condición del Cortante Basal	62
2.2.9	Cortante Sísmico Combinado por planta	63
2.2.10	Cortante Sísmico Combinado y Fuerza Sísmica Equivalente por planta.	63
2.3	Diseño de Losa Bidireccional	64
2.4	Diseño de Cimentaciones	65
2.5	Diseño de Tabiques y Muros	69

2.5.1 Refuerzo Longitudinal en Celdas y Cavidades 69
2.5.2 Límite de Colocación del Refuerzo 69

CAPÍTULO 3

- MODELACIÓN VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADAS (PLANTA BAJA – PLANTA ALTA)	
• PORTICO 1 74
• PORTICO 2 74
• PORTICO 3 75
• PORTICO 4 75
• PORTICO 5 76
• PORTICO 6 76
• PORTICO 7 77
• PORTICO 8 77
- MODELACIÓN VIVIENDA DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL (PLANTA BAJA – PLANTA ALTA)	
• PORTICO 1 78
• PORTICO 2 79
• PORTICO 3 79
• PORTICO 4 80
• PORTICO 5 80
• PORTICO 6 81
• PORTICO 7 81
• PORTICO 8 82

CAPÍTULO 4

- CONCLUSIONES Y/O RECOMENDACIONES 83
------------------------------------	----------

<u>REFERENCIAS</u> 85
---------------------------	----------

<u>ANEXOS</u> 87
----------------------	----------

- TABLAS	
- PLANO	

LISTA DE TABLAS

• VIVIENDA DE HORMIGON ARMADO CON SISTEMA APORTICADO	
- Tabla 1. Inercia Transformada 6
- Tabla 2. Predimensionamiento de Columnas 10
- Tabla 3. Sección de Columnas 11
- Tabla 4. Pesos por Pisos 12
- Tabla 5. Carga última de Diseño 13
- Tabla 6. Carga última de cada columna Esquinera 13
- Tabla 7. Dimensiones de las Zapatas Esquinas 15
- Tabla 8. Carga última de cada columna Excentrica 15
- Tabla 9. Dimensiones de las Zapatas Excentricas 16
- Tabla 10. Carga última de cada columna Central 16
- Tabla 11. Dimensiones de las Zapatas Centrales 16
- Tabla 12. Verificación del Cortante Unidireccional – Sentido X 18
- Tabla 13. Verificación del Cortante Unidireccional – Sentido Y 18
- Tabla 14. Dimensiones de Columnas y Zapatas 19
- Tabla 15. Centro de Masa por pisos 20
- Tabla 16. Cálculo de la Rigidez K_x -x 22
- Tabla 17. Cálculo de la Rigidez K_y -y 23
- Tabla 18. Carga Sísmica Reactiva “W” 26
- Tabla 19. Coeficiente k 27
- Tabla 20. Distribución del Cortante Basal por pisos 27
- Tabla 21. Diseño de Vigas Transversales y Longitudinales 28
- Tabla 22. Verificación del Cortante de las Vigas Transversales y Longitudinales	
- Tabla 23. Diseño de Columnas 34
- Tabla 24. Momentos Negativos, Positivos y Borde Discontinuo – 1 Planta	
- Tabla 25. Cortante en la Losa y Carga en los apoyos – 1 Planta 39
- Tabla 26. Resumen Diseño de Acero de la Losa – 1 Planta 40
- Tabla 27. Momentos Negativos, Positivos y Borde Discontinuo – 2 Planta	
- Tabla 28. Cortante en la Losa y Carga en los apoyos – 2 Planta 44
- Tabla 29. Resumen Diseño de Acero de la Losa – 2 Planta 45
- Tabla 30. Dimensión de Cimentaciones bajo Cargas Ultimas 47
- Tabla 31. Resumen Diseño de Aceros – Zapatas Centrales 51
- Tabla 32. Resumen Diseño de Aceros – Zapatas Esquinas 51

-	Tabla 33. Resumen Diseño de Aceros – Zapatas Excentricas	52
•	VIVIENDA DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL		
-	Tabla 34. Inercia Transformada	54
-	Tabla 35. Coeficientes de Participación	59
-	Tabla 36. Rango de Periodo en X y Y	60
-	Tabla 37. Centro de Masa, Rigidez y Excentricidades	60
-	Tabla 38. Cortante Dinámico CQC	61
-	Tabla 39. Cortante Basal Estático	62
-	Tabla 40. Condición de Cortante Basal	63
-	Tabla 41. Cortante Sísmico por planta	63
-	Tabla 42. Diseño de Cimentaciones	66
-	Tabla 43. Comprobación de Zapatas a requerimientos específicos	67
-	Tabla 44. Comprobación de Deflexiones – Portico 1	72
-	Tabla 45. Resumen final de Cargas – Vivienda de Mampostería	73

LISTA DE FIGURAS

• VIVIENDA DE HORMIGON ARMADO CON SISTEMA APORTICADO	
- Figura 1. Planta Vivienda de Hormigón Armado 5
- Figura 2. Corte Transversal de la Losa 6
- Figura 3. Sección Equivalente de Losa 6
- Figura 4. Corte Transversal y Planta por m ² de losa 8
- Figura 5. Area tributaria para cada columna 10
- Figura 6. Esquema de columnas y vigas de la vivienda de Horm. Armad	
- Figura 7. Predimensionamiento de la Zapatas 12
- Figura 8. Corte transversal de la Zapata – Verificación del Cortante Unidireccional 17
- Figura 9. Irregularidad Torsional – Centro de Masa 20
- Figura 10. Portico Lateral y Frontal de la vivienda 22
- Figura 11. Tipo de uso, destino, e importancia de la estructura 24
- Figura 12. Separación de Estribos 29
- Figura 13. Momentos Columnas Centrales 31
- Figura 14. Momentos Columnas Esquineras – Columnas Excentricas	
- Figura 15. Diseño Losa Bidireccional 35
- Figura 16. Diseño Losa Bidireccional – 1 Planta 36
- Figura 17. Tipo de Contacto entre tableros 36
- Figura 18. Tablero 1 – 1 Planta 38
- Figura 19. Diseño Losa Bidireccional – 2 Planta 41
- Figura 20. Tipo de Contacto entre tableros 41
- Figura 21. Tablero 1 – 2 Planta 43
- Figura 22. Diseño del Voladizo – 2 Planta 46
- Figura 23. Criterio para Diseño de Cimentaciones 48
- Figura 24. Predimensionamiento de Zapata Esquinera 48
- Figura 25. Zapata Esquinera – Cortante Tipo Viga 49
- Figura 26. Zapata Esquinera – Cortante por Punzonamiento 50
• VIVIENDA DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL	
- Figura 27. Proyección en planta de la Vivienda de Mampostería 57
- Figura 28. Coeficiente de Amplificación 58
- Figura 29. Espectro de Diseño de Aceleraciones 59
- Figura 30. Periodos Modales 60

- Figura 31. Cortante Máximo por Pisos	64
- Figura 32. Fuerza Sísmica por pisos	64
- Figura 33. Diseño de Zapatas	65
- Figura 34. Requisitos de Mampostería con Refuerzo Interior	70
- Figura 35. Diseño de Tabiques y Muros	70
- Figura 36. Diagrama de Deflexiones – Pórtico 1	71

LISTA DE ECUACIONES

- ECUACIÓN 1-1: Centro de Gravedad – Losa Macisa – NEC_SE_DS 6.2.2c	
- ECUACIÓN 1-2: Inercia - Losa Macisa - NEC_SE_DS 6.1.6b 7
- ECUACIÓN 1-3: Altura Equivalente de Losa - NEC_SE_DS 7.2.47
- ECUACIÓN 1-4: Altura Mínima de Losa - NEC_SE_DS 7
- ECUACIÓN 1-5: Area de Columnas - NEC_SE_DS 10
- ECUACIÓN 1-6: Cortante Unidireccional - NEC_SE_DS 6.2.2e 12
- ECUACIÓN 1-7: Carga Total de Columnas 13
- ECUACIÓN 1-8: Carga Concentrica - NEC_SE_DS 14
- ECUACIÓN 1-9: Area requerida de Zapata - NEC_SE_DS 14
- ECUACIÓN 1-10: Comprobación de Cortante 14
- ECUACIÓN 1-11: Comprobación de Cortante 2 14
- ECUACIÓN 1-12: Cortante Unidireccional 17
- ECUACIÓN 1-13: Perido de Vibración - NEC_SE_DS 6.6.3 19
- ECUACIÓN 1-14: Irregularidad Torsional - NEC_SE_DS tabla 13 20
- ECUACIÓN 1-15: Espectro de Diseño - NEC_SE_DS 3.3.1 26
- ECUACIÓN 1-16: Distribución Vertical de Fuerza Lateral - NEC_SE_DS 6.3.5	
- ECUACIÓN 1-17: Factor de Resistencia a Flexión “Ru” “Diseño de Concreto Armado Marcelo Romo Proaño” 28
- ECUACIÓN 1-18: Cuantía Balanceada “Diseño de Concreto Armado Marcelo Romo Proaño” 28
- ECUACIÓN 1-19: Acero de Tracción requerido “Diseño de Concreto Armado Marcelo Romo Proaño” 28
- ECUACIÓN 1-20: Esfuerzo por Cortante Ultimo “Vu” “Diseño de Concreto Armado Marcelo Romo Proaño” 29
- ECUACIÓN 1-21: Capacidad del Concreto “Ve” “Diseño de Concreto Armado Marcelo Romo Proaño”29
- ECUACIÓN 1-22: Modulo de Elasticidad “Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac” 32
- ECUACIÓN 1-23: Reducción de Rigidez “Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac”, Sección 11.9 32
- ECUACIÓN 1-24: Carga de Pandeo de Euler “Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac”, Sección 11.9 32

- **ECUACIÓN 1-25:** Factor de Modificación "Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac", Sección 11.9 32
- **ECUACIÓN 1-26:** Amplificador de Momento "Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac", Sección 11.9 32
- **ECUACIÓN 1-27:** Esfuerzo Máximo del Suelo "Diseño de Concreto Armado Marcelo Romo Proaño" 46
- **ECUACIÓN 1-28:** Capacidad de Cortante Efecto Viga "Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac" 49

CAPÍTULO 1

- INTRODUCCIÓN

Desde épocas primitivas el hombre siempre buscó un refugio como defensa ante la intemperie y depredadores, para poder almacenar de manera segura bienes y recursos, es por tal motivo que las viviendas son consideradas como aquel espacio necesario para alojar a los individuos o familias de manera temporal o permanente, convirtiéndose en el escenario donde se desarrolla la vida de los ocupantes, quienes evolucionarán en edad, gustos y necesidades. Una vivienda adecuada significa disponer del espacio suficiente, seguridad e iluminación apropiada y una infraestructura estable en relación con el trabajo y los servicios básicos.

Generalmente la construcción y las características de las viviendas como es el caso de las viviendas propuestas en el presente trabajo de titulación, sean de Hormigón Armado con sistema aporticado o viviendas de Mampostería Estructural, deben ofrecer a sus habitantes el refugio necesario para desarrollar sus actividades con la respectiva tranquilidad, por lo que, para hacer realidad todos estos objetivos la vivienda debe reunir las condiciones precisas que respondan a las exigencias del grupo familiar, mediante la optimización de sistemas estructurales que nos ofrezcan la seguridad adecuada.

La metodología empleada para el diseño de las viviendas se basa en la planeación de las tareas, selección de los respectivos equipos y materiales, que permitan mejorar todos los recursos posibles, sin olvidar las necesidades del usuario para finalmente obtener una excelente opción constructiva.

Por lo tanto, las condiciones habitacionales son en gran parte un determinante de la calidad de vida de las personas, de donde nace la inquietud por buscar nuevas formas constructivas que sean factibles ante sus necesidades, teniendo como resultado viviendas seguras y apropiadas.

- OBJETIVOS

GENERAL

Realizar un análisis comparativo desde un punto de vista técnico constructivo de una vivienda de hormigón Armado con sistema aporticado versus la misma vivienda construida en Mampostería Estructural

ESPECÍFICOS

- ✓ Diseñar la Vivienda de Hormigón Armado.
- ✓ Diseñar la Vivienda con Mampostería Estructural.
- ✓ Modelar las respectivas viviendas en función del software adecuado.

- ✓ Comparar constructivamente la vivienda de hormigón armado y la vivienda de mampostería estructural.

- MARCO TEÓRICO

Para poder concretar el tema de estudio, es de suma importancia poder delimitar y definir cada una de las características que se buscan en el presente trabajo de titulación, siendo una de ellas y la más importante la funcionalidad de las viviendas de acuerdo al tipo de material empleado y la economía.

¿Qué es una vivienda?

Generalmente una vivienda es un lugar cerrado y cubierto, construido específicamente para ser habitado por una o varias personas, ofreciendo a cada uno de sus ocupantes el refugio necesario contra las inclemencias climáticas y otras amenazas propias de la naturaleza, además proporciona la respectiva intimidad propia del ser humano para poder desarrollar sus actividades cotidianas con la tranquilidad que se merece.

Casa, departamento, residencia, domicilio y albergue son algunos de los términos que se atribuye como sinónimos de vivienda dependiendo de ciertas características y del tipo de construcción.

El acceso a tener una vivienda figura dentro de la Declaración Universal de los Derechos Humanos, en el Artículo 25.1 del mismo dice:

Toda persona tiene derecho a un nivel de vida adecuado que le asegure, así como a su familia, la salud y el bienestar, y en especial la alimentación, el vestido, la vivienda, la asistencia médica y los servicios sociales necesario; tiene asimismo derecho a los seguros en caso de desempleo, enfermedad, invalidez, vejez u otros casos de pérdida de sus medios de subsistencia por circunstancias independientes de su voluntad. (Resolución de la Asamblea General de las Naciones Unidas, 1948, p.4)

Pero cada vez es mayor el número de personas que independientemente de las circunstancias se ven forzadas a vivir en la calle, renunciando a las comodidades, a la higiene y a la seguridad; o en el peor de los casos el precio a pagar por metro cuadrado es tan elevado, que solo unos pocos pueden adquirir o alquilar una casa espaciosa, las demás personas simplemente se conforman con un nivel de vida sumisa.

¿Cuáles son las técnicas que existen para construir una vivienda?

Las construcciones más convencionales en nuestro medio hacen referencia a viviendas estructuradas a partir de ligas de bloques, sustentadas por medio de columnas y vigas capaces de resistir fuerzas laterales o los movimientos del terreno.

Según, (San Bartolomé, Quiun y Silva , 2011) señalan que la fusión de varios materiales de construcción da como resultado nuevos elementos resistentes, tal es el caso del concreto, que resulta de una mezcla de arena, grava, roca triturada incorporados por medio de una pasta de cemento y agua, generando una masa endurecedora con la respectiva forma y dimensiones deseadas.

El concreto se considera como un material de fácil maleabilidad, económico y que proporciona resistencia al combinarlo con otros materiales como es el acero, brindando características que carece el concreto.

La selección de la materia estructural que se ha de usar en un edificio o vivienda determinada, depende de la altura y claro de la estructura, de las condiciones de las cimentaciones, de los códigos locales de construcción y de consideraciones arquitectónicas:

El concreto y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de concreto reforzado. La ventaja de cada material compensa las desventajas del otro. Los dos materiales se adhieren muy bien entre sí, de modo que no hay deslizamiento entre los dos y por lo tanto funcionan conjuntamente como una unidad para resistir las fuerzas. La excelente liga se debe a la adherencia química entre los dos materiales, a la rugosidad natural de las varillas y a la estrecha separación de las corrugaciones en las superficies de las varillas. (Mc Cormac, Brown, 2011, p.6)

1.- VIVIENDAS DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADAS. - El hormigón armado vertido en obra ofrece muchas posibilidades en la construcción, puesto que reúne las más diversas funciones en un solo elemento, haciéndolo un material ventajoso y sostenible que posee una vida útil extensa y con excelente resistencia al fuego.

El uso del hormigón en la construcción se remota a la época de los egipcios y Romanos, en la actualidad se puede determinar mejor la planificación de la obra, las viviendas de hormigón se consideran como un sistema tradicional, debido a la gran cantidad de materiales involucrados en donde el tiempo de ejecución empleado en cada actividad sea mayor. Sus características lo hacen una fuente de inspiración para generar nuevas ideas,

las paredes tienen efecto regulador de temperatura debido a la acumulación de calor durante las horas del día.

2.- VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL. - Este sistema estructural se diferencia del sistema de pórticos debido al tipo de elementos verticales utilizados como elementos de muro. De todas las alternativas constructivas la mampostería es quizás la que más requiere de controles de calidad estrictos y efectivos. Los muros o paredes de mampostería estructural se presentan como posibilidad de uso con capacidad sísmo resistente:

Los muros ofrecen básicamente 2 formas constructivas para armarlos estructuralmente. Una de ellas consiste en levantar las paredes reforzándolas internamente con acero longitudinal y transversal y rellenando los correspondientes alvéolos de los bloques con concreto líquido. A este tipo de mampostería estructural se le conoce como muros de mampostería armados internamente. La más importante de todas las funciones del confinamiento está en retrasar el agotamiento de las paredes cuando sean sometidas a acciones de cargas laterales y gravitacionales simultáneamente. (Castilla, s.f, p.336)

Generalmente todas las estructuras como edificios, torres, viviendas son construidas con elementos, piezas, o materiales de mampostería, colocadas en posición vertical, fijados con un mortero de cemento los cuales internamente son reforzadas con barras de metal para aumentar su resistencia y durabilidad.

Este sistema constructivo por ser diferente al sistema de pórticos y muros, se debe hacer un control más riguroso sobre los procedimientos de manejo y la correcta colocación de los materiales, además se debe conocer muy bien las características de las unidades de mampostería que se van a colocar que son parte fundamental de la estructural, cabe recalcar que este sistema estructural no permite hacer modificaciones en los espacios interiores de las viviendas.

CAPÍTULO 2

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

Se define un sistema estructural idealizado para realizar el cálculo correspondiente, en el cual se plasmará las dimensiones tentativas de los elementos estructurales de las viviendas.

Las viviendas deben diseñarse para que tengan resistencia y rigidez ante las combinaciones de carga que actuarán sobre ella.

1. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO CON SISTEMA APORTICADO

La estructuración y pre dimensionamiento de la vivienda de Hormigón Armado con sistema aporticado se realizará de acuerdo a las especificaciones técnicas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), además se tendrá en cuenta algunas consideraciones tales como:

- Resistencia a la compresión del concreto. $f'c = 210 \text{ Kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 217371 \text{ Kgf/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson del concreto $\mu_c = 0.2$
- Profundidad de Desplante (contacto con la zapata) = 1,50 m
- Altura de entrepiso = 3,50 m

1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS LOSAS NERVADAS.

La figura 1 muestra el conjunto de losas que formarán parte del análisis de nuestra vivienda de Hormigón Armado con sistema aporticado.

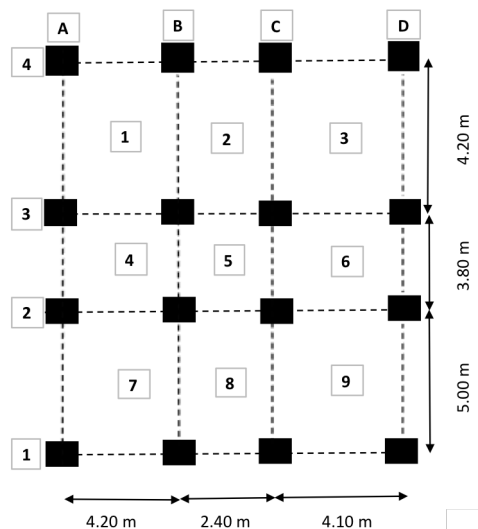


Fig 1. Planta de la vivienda de hormigón armado

Para realizar el pre dimensionamiento de la losa se debe considerar que la misma ésta en función o dependencia de las condiciones de borde y la rectangularidad que posee, por lo tanto considerando ésta dependencia la losa será armada en dos sentidos, con un espesor tentativo de 25 cm para las dos plantas de la vivienda, con loseta de compresión de 5 cm, nervios de 10 cm de espesor y alivianamientos de bloque de 40 cm x 20 cm x 20 cm de altura.

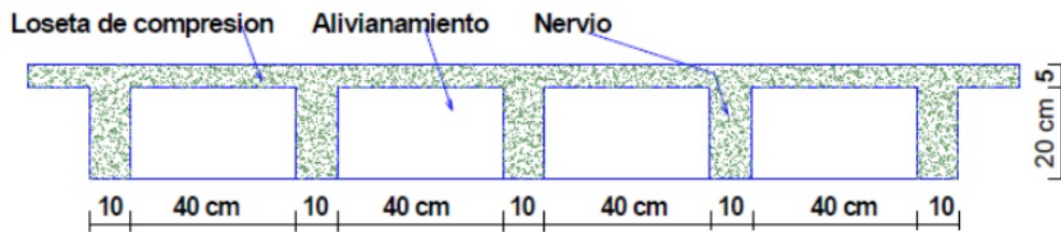


Fig 2. Corte transversal de la losa.

Para tener un control adecuado de deflexiones, el peralte equivalente de la losa nervada se calcula determinando la altura de una losa maciza, que tenga la misma inercia que la losa nervada propuesta.

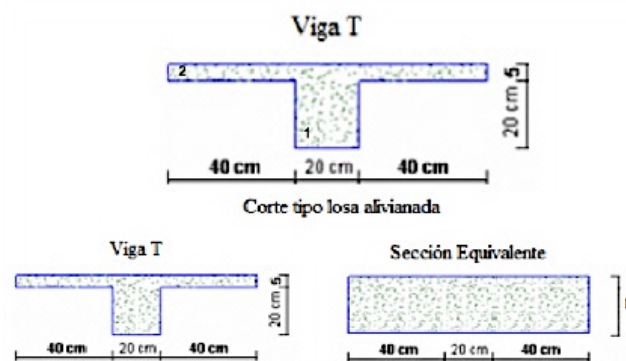


Fig 3. Sección equivalente de losa

A continuación, se realizará el cálculo de la inercia de la viga en T.

Tabla 1

Inercia transformada

Fig.	b_i	h_i	$A_i = b_i \cdot h_i$	Y_i	$y_i \cdot A_i$	$d_i = Y_{cg} - Y_i$	$I = (bh^3 / 12)$	$A_i \cdot d_i^2$
1	0,2	0,2	0,0400	0,1	0,0040	0,0694444	0,00013333	0,0001929
2	1	0,05	0,0500	0,225	0,0113	-0,055556	1,0417E-05	0,0001543
Σ			0,09		0,01525		0,00014375	0,0003472

Elaborado por: la autora

Los siguientes valores se determinaron:

$$Y_{cg} = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 0,1694\text{m} \quad \text{(Ecuación 1-1)}$$

$$I = \sum I_{wi} + \sum A_i \cdot d_i^2 = 0,000491 \text{ m}^4 \quad \text{(Ecuación 1-2)}$$

La inercia que se acaba de determinar debe ser igualada a la inercia de la losa maciza por un metro de ancho, así se podrá determinar una altura equivalente "h_{equiv}" de losa.

$$0,000491 = \frac{1,00 \times h_{equiv}^3}{12} = 0,1806\text{m} \quad \text{(Ecuación 1-3)}$$

$$h_{equiv} = 0,1806\text{m}$$

Para el caso de losas rectangulares apoyadas sobre vigas de mayor peralte, cuya relación **lado largo / lado corto** sea menor que **2**, el cálculo y control de las deflexiones se obtiene con la siguiente ecuación, donde el valor de α_m es el valor promedio de las cuatro vigas en los bordes del panel, es decir donde $\alpha = \text{razón entre } E \cdot I \text{ de la sección de la viga y } E \cdot I \text{ del ancho de la losa limitada lateralmente por las líneas de centro de los paneles adyacentes a cada lado de la viga (donde las hubiera)}$

Para nuestro análisis el valor de α de las cuatro vigas en los bordes del panel son: $\alpha_1=1,967$, $\alpha_2=1,218$, $\alpha_3= 1,565$ y $\alpha_4=0,936$, cuyo valor promedio es de $\alpha_m=1,421$.

Como el valor promedio es inferior a 2 por lo tanto se utiliza la ecuación.

$$h_{min} = \frac{\text{Ln}(800+0,0712F_y)}{36000+5000\beta(\alpha_m-0,2)} \quad \text{(Ecuación 1-4)}$$

$$h_{min} = \frac{475 \cdot (800 + 0,0712(4200))}{36000 + 5000(1,20)(1,421 - 0,2)}$$

$$h_{min} = 12,04 \text{ cm}$$

Se verifica que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supera la altura mínima fijada por el código y como $h_{min} < h_{equiv}$, se puede adoptar una altura de losa de $h_{losa} = 0,25 \text{ m}$ como se mencionó anteriormente.

1.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS MUERTAS EN LA LOSA

Para realizar el análisis de una manera más clara se tomará un segmento de losa equivalente a un 1m^2 para el respectivo análisis.

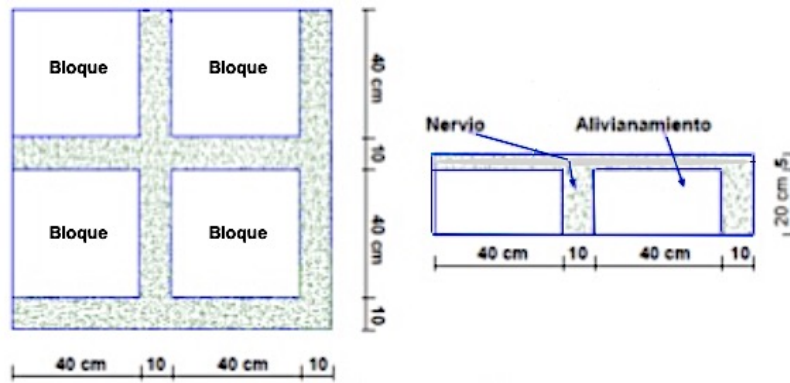


Fig 4. Corte trasnversal y planta por m² de losa

Para el cálculo de las cargas se consideró:

- Peso de la Losa
- ✓ Volumen Losa = (1m x 1m x 0,05m) = 0,05 m³

$\text{Peso Losa} = \text{Vol Losa} \times \text{Peso Espc. Hormig} = 0,05 \times 2400 = 120 \text{ Kg/m}^2$
--

- Peso de los Bloques

$\text{Peso Bloques} = \text{N Bloques} \times \text{Peso} = 8 \times 12 = 96 \text{ Kg/m}^2$

- Peso de Nervios

$\text{Peso Nervios} = (0,20 \times 0,10 \times 1,00) \times 4 \times 2400 = 192 \text{ Kg/m}^2$
--

- Peso de Rasante

$\text{Peso Rasante} = 0,06 \times 2000 = 120 \text{ Kg/m}^2$

- Peso de Instalaciones

Según las especificaciones de la NEC se debe considerar:

- ✓ Instalaciones Hidrosanitarias 5 kg/m²
- ✓ Instalaciones Eléctricas 5 kg/m²

$\text{Peso de Instalaciones} = 10 \text{ Kg/m}^2$
--

- Peso del Cielorraso

$\text{Peso Cielorraso} = 20 \text{ Kg/m}^2$
--

- Peso de Mampostería

$\text{Peso de Mampostería} = 200 \text{ Kg/m}^2$

La sumatoria de todos éstos valores nos dará como resultado la Carga Muerta respectiva para nuestro análisis.

$$\text{CM} = 120 \text{ Kg/m}^2 + 96 \text{ Kg/m}^2 + 192 \text{ Kg/m}^2 + 120 \text{ Kg/m}^2 + 10 \text{ Kg/m}^2 + 20 \text{ Kg/m}^2 + 200 \text{ Kg/m}^2$$

○ $\text{CM} = 758 \text{ Kg/m}^2$

1.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS LONGITUDINALES

$$h = \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{42}{2} = 21 \text{ cm}$$

La dimensión de las vigas transversales será de: h=45 cm y b=25cm

1.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS TRANSVERSALES

$$h = \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

b mínimo recomendado es 25 cm, (NEC sección 4.2.1)

Basado en los resultados obtenidos para las vigas transversales, se optó que el predimensionamiento de las vigas longitudinales se hará de manera análoga, es decir las dos clases de vigas serán de igual dimensión:

- Vigas transversales será de: h=45 cm y b=25cm
- Vigas longitudinales será de: h=45 cm y b=25cm.

1.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Se procedió a enumerarlas con el propósito de poder identificarlas durante el proceso; por lo tanto, para las columnas centradas se las denominó como “C1”, columnas excéntricas “C2” y esquineras “C3”.

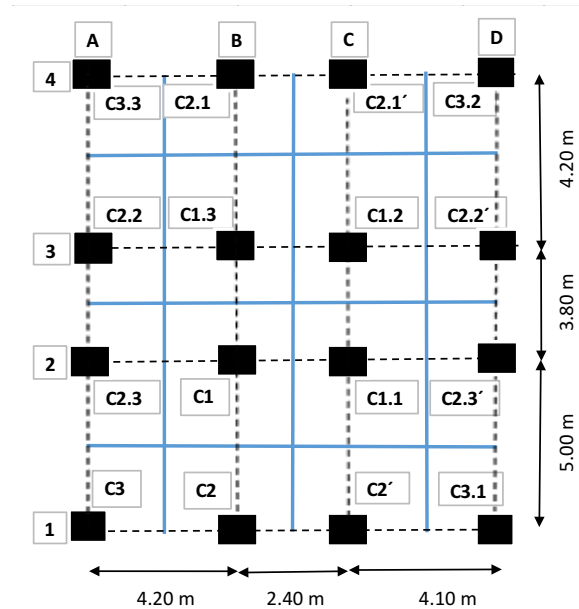


Fig 5. Área tributaria para cada columna

Además, la estructura a construirse se clasificará dentro de las categorías que se establece en la Tabla 6 de la NEC y que para el cálculo adoptará un peso de 1000 Kg/m² este valor está asignado a la categoría “C” de las edificaciones.

- Columnas centradas tenemos:

$$Area\ Columna = \frac{P\ Servicio}{0,45\ f'c} \quad \text{(Ecuación 1-5)}$$

- Columnas excéntricas y esquinadas tenemos:

$$Area\ Columna = \frac{P\ Servicio}{0,35\ f'c} \quad \text{(Ecuación 1-5)}$$

Tabla 2

Pre dimensionamiento de columnas

Tipo	Área Trib (m ²)	Peso (Kg/m ²)	# Pisos	P. Servic	f'c (Kg/cm ²)	Coef. Col	Área Colum (cm ²)	Área Min Colum	a (cm)	Sección (cm)
C1	14,52	1500	2	43560	210	0,45	460,95	1000	31,62	35 x 35
C1.1	14,3	1500	2	42900	210	0,45	453,97	1000	31,62	35 x 35
C1.2	13	1500	2	39000	210	0,45	412,70	1000	31,62	35 x 35
C1.3	13,2	1500	2	39600	210	0,45	419,05	1000	31,62	35 x 35
C2	8,25	1500	2	24750	210	0,35	336,73	1000	31,62	35 x 35
C2'	8,125	1500	2	24375	210	0,35	331,63	1000	31,62	35 x 35
C2.1	6,93	1500	2	20790	210	0,35	282,86	1000	31,62	35 x 35
C2.1'	6,825	1500	2	20475	210	0,35	278,57	1000	31,62	35 x 35
C2.2	8,4	1500	2	25200	210	0,35	342,86	1000	31,62	35 x 35
C2.2'	8,2	1500	2	24600	210	0,35	334,69	1000	31,62	35 x 35
C2.3	9,24	1500	2	27720	210	0,35	377,14	1000	31,62	35 x 35
C2.3'	9,02	1500	2	27060	210	0,35	368,16	1000	31,62	35 x 35
C3	5,25	1500	2	15750	210	0,35	214,29	1000	31,62	35 x 35
C3.1	5,125	1500	2	15375	210	0,35	209,18	1000	31,62	35 x 35
C3.2	4,305	1500	2	12915	210	0,35	175,71	1000	31,62	35 x 35
C3.3	4,41	1500	2	13230	210	0,35	180,00	1000	31,62	35 x 35

Elaborado por: la autora

Para fijar las dimensiones de las columnas recordamos la rectangularidad que poseen las losas y de esta manera las columnas adoptarán este concepto.

Tabla 3

Sección de columnas

Tipo	Sección (cm)
C1	30 x 35 cm
C2	25 x 35 cm
C3	25 x 35 cm

Elaborado por: la autora

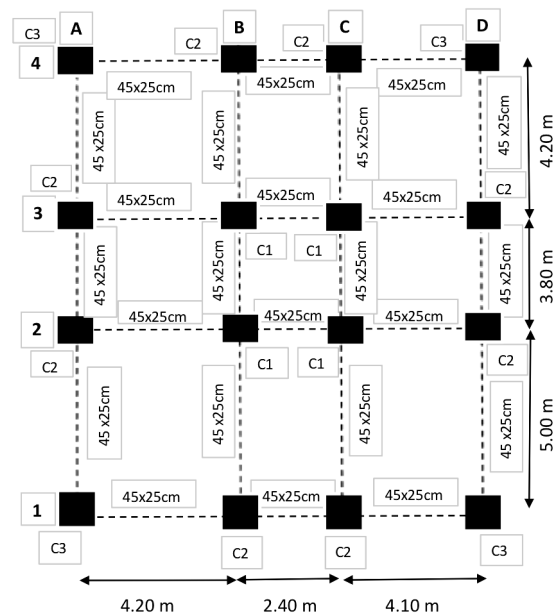


Fig 6. Esquema de columnas y vigas de la vivienda de hormigón armado.

1.6 PESOS POR PISOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

Teniendo definido las secciones de columnas, vigas que forman parte de nuestra vivienda como muestra la figura 5, se realizará el análisis sísmico en donde se considera el peso de cada piso.

Tabla 4

Pesos por pisos

PISO 2	CARGA MUERTA						CARGA MUERTA		
	COLUMNAS 30 cm x 35 cm		COLUMNAS 35 cm x 25 cm		VIGAS 25 cm x 45 cm		TECHO (NEC_SE_CG)		
	Nº	Total (Kg)	Nº	Total (Kg)	Nº	Long (m)	Total (Kg)	AREA	Total (Kg)
	4	3528	12	8820	8	4,20	9072	147,52	147518
					4	2,40	2592		
					4	4,10	4428		
					4	3,80	4104		
					4	5,00	5400		
CARGA MUERTA (Kg) =						37944		CARGA MUERTA (Kg) = 147518	

PISO 1	CARGA MUERTA							CARGA MUERTA	
	COLUMNAS 30 cm x 35 cm		COLUMNAS 35 cm x 25 cm		VIGAS 25 cm x 45 cm		LOSA ALIGERADA	VIVIENDAS (UNI Y BIFAMILIARES) (NEC_SE_CG)	
	Nº	Total (Kg)	Nº	Total (Kg)	Nº	Long (m)	Total (Kg)	AREA	Total (Kg)
	4	3528	12	8820	8	4,20	9072	147,5175	111818
					4	2,40	2592		
					4	4,10	4428		
					4	3,80	4104		
					4	5,00	5400		
CARGA MUERTA (Kg) =							149762	CARGA MUERTA (Kg) = 295035	

Elaborado por: la autora

1.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

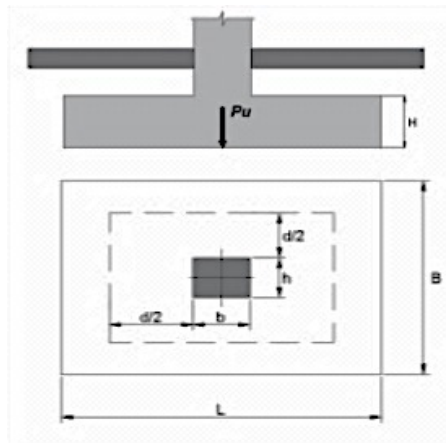


Fig 7. Predimensionamiento de las zapatas de la vivienda. **Fuente:** "Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac"

$$V_{ap} \leq V_{cp}$$

Donde:

$$V_{ap} \leq \delta a * (A_z - A_o) \quad \text{(Ecuación 1-6)}$$

$$\delta a = \frac{P_a \text{ (Carga de Servicio ultima)}}{A_z \text{ (Área de la zapata)}}$$

$$A_z = B \times L$$

$$A_o(\text{Área crítica}) = (b + d) \times (H + d)$$

Se va a considerar que todas las columnas centradas, excéntricas y esquineras van a estar conectados con sus ejes de gravedad de cada zapata, es decir ejes de columnas conectadas con los ejes de las zapatas.

Tabla 5

Carga última de diseño.

Pisos	CM (Kg)	CV (Kg)	P serv.=CM+CV (Kg)	Pu= 1.4 CM + 1.7 CV (Kg)
2	37944	147518	185462	303902,2
1	149762	295035	444797	711226,3
		Σ	630259	1015129

Elaborado por: la autora

$$Pu_{tributario} = \frac{Pu}{A_{planta}} = \frac{1015129}{11,05 \text{ m} \times 13,35\text{m}} = 6881,41 \text{ Kg/m}^2$$

1.7.1 Zapatas Esquineras

La carga que transmiten las columnas esquineras son:

$$Pu = Pu_{tributario} * A_{cooperante} \quad \text{(Ecuación 1-7)}$$

$$Pu = 6881,41 * 5,25 = 36127,4 \text{ Kg}$$

Este procedimiento será repetitivo para obtener la carga “Pu” respectiva de cada una de las columnas esquineras cuyos resultados se refleja en siguiente tabla.

Tabla 6

Carga última de cada columna Esquineras.

Colum Esqui.	Pu tribut.	A cooper.	Pu (Kg)
C3	6881,41	5,25	36127,40
C3.1	6881,41	5,125	35267,23
C3.2	6881,41	4,305	29624,47
C3.3	6881,41	4,41	30347,02

Elaborado por: la autora

Dimensiones de las Zapatas Esquineras

La dimensión de las zapatas esquineras se colocará de manera tentativa los mismo tendrán un proceso iterativo hasta obtener las debidas dimensiones.

B = 1,50 m	L = 1,50 m	H = 0,40 m	recub= 0,075 m	d = H-r = 0,325 m
-------------------	-------------------	-------------------	-----------------------	--------------------------

$$\delta a = \frac{P_u}{A_z} = \frac{36127,40}{1,50 \times 1,00} = 24084,9 \text{ Kg/m}^2$$

Dimensiones de la Columna Esquinera

b = 0,35 m	h = 0,25 m
-------------------	-------------------

$$b_o = 2 \times (b + h + 2d)$$

(Ecuación 1-8)

$$b_o = 2 \times (0,35 + 0,25 + 2(0,325))$$

$$b_o = 2,50 \text{ m}$$

$$\beta_c = \frac{b}{h} = \frac{0,35}{0,25} = 1,40$$

$$A_o = (b + d) \times (h + d) \quad \textbf{(Ecuación 1-9)}$$

$$A_o = (0,35 + 0,325) \times (0,25 + 0,325)$$

$$A_o = 0,388 \text{ m}$$

$$V_{ap} = \delta a \times (A_z - A_o) \quad \textbf{(Ecuación 1-6)}$$

$$V_{ap} = 24084,9 \times ((1,50 \times 1,00) - 0,388)$$

$$V_{ap} = 26779,4 \text{ Kg}$$

$$\phi V_{cp} = \phi \left[0,53 + \frac{1,1}{\beta_c} \right] \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad \textbf{(Ecuación 1-10)}$$

$$\phi V_{cp} = 0,85 \left[0,53 + \frac{1,1}{1,40} \right] \times \sqrt{210} \times 250 \times 32,5$$

$$\phi V_{cp} = 131678,1 \text{ Kg}$$

$$\phi V_{cp} = \phi \times 1,1 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad \textbf{(Ecuación 1-11)}$$

$$\phi V_{cp} = 0,85 \times 1,1 \times \sqrt{210} \times 250 \times 32,5$$

$$\phi V_{cp} = 110089,2 \text{ Kg}$$

Se toma el valor más crítico para la verificación.

$$V_{ap} \leq V_{cp}$$

$$26779,4 \text{ Kg} \leq 110089,2 \text{ Kg}$$

El proceso será el mismo para todas las zapatas esquineras, por lo tanto, las dimensiones de estas zapatas se encuentran expresadas en la siguiente tabla.

Tabla 7*Dimensiones de las zapatas esquineras.*

Zapatas Esquineras	Pu tribut (Kg/m ²)	Pu (Kg)	ZAPATA			COLUMNA		V ap (Kg)	ΦV cp1	ΦV cp1	Condición
			B (m)	L (m)	H (m)	b (m)	h (m)				
C3	6881,41	36127,40	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	26779,4	131678,1	110089,2	SI
C3.1	6881,41	35267,23	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	26141,8	131678,1	110089,2	SI
C3.2	6881,41	29624,47	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	21959,1	131678,1	110089,2	SI
C3.3	6881,41	30347,02	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	22494,7	131678,1	110089,2	SI

Elaborado por: la autora

1.7.2 Zapatas Excéntricas

La carga que transmiten las columnas excéntricas aplicando la **Ecuación 1-7** da como resultado:

$$Pu = 56771,6 \text{ Kg}$$

Este procedimiento será repetitivo para obtener el “Pu” de cada una de las columnas esquineras cuyos resultados se encuentran en siguiente tabla.

Tabla 8*Carga última de cada columna Excéntricas.*

Colum Excen	Pu tribut.	A cooper.	Pu (Kg)
C2	6881,41	8,25	56771,63
C2'	6881,41	8,125	55911,46
C2.1	6881,41	6,93	47688,17
C2.1'	6881,41	6,825	46965,62
C2.2	6881,41	8,4	57803,84
C2.2'	6881,41	8,2	56427,56
C2.3	6881,41	9,24	63584,23
C2.3'	6881,41	9,02	62070,32

Elaborado por: la autora

Dimensiones de las Zapatas Excéntricas

El proceso será el mismo para todas las zapatas excéntricas, por lo tanto las dimensiones de estas zapatas se encuentran expresadas en la siguiente tabla.

Tabla 9*Dimensiones de las zapatas excéntricas.*

Zapatas Excéntricas	Pu tribut (Kg/m ²)	Pu (Kg)	ZAPATA			COLUMNA		V ap (Kg)	ΦV cp1	ΦV cp1	Condición
			B (m)	L (m)	H (m)	b (m)	h (m)				
C2	6881,41	56771,63	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	42082,0	131678,1	110089,2	SI
C2'	6881,41	55911,46	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	41444,4	131678,1	110089,2	SI
C2.1	6881,41	47688,17	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	35348,9	131678,1	110089,2	SI
C2.1'	6881,41	46965,62	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	34813,3	131678,1	110089,2	SI
C2.2	6881,41	57803,84	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	42847,1	131678,1	110089,2	SI
C2.2'	6881,41	56427,56	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	41826,9	131678,1	110089,2	SI
C2.3	6881,41	63584,23	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	47131,8	131678,1	110089,2	SI
C2.3'	6881,41	62070,32	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	46009,6	131678,1	110089,2	SI

Elaborado por: la autora

1.7.3 Zapatas Centrales

La carga que transmiten las columnas centrales aplicando la **Ecuación 1-7** da como resultado:

$$Pu = 99918,07 \text{ Kg}$$

Este procedimiento será repetitivo para obtener la carga “Pu” respectiva de cada una de las columnas centrales cuyos resultados se encuentran en siguiente tabla.

Tabla 10*Carga última de cada columna centrales.*

Colum Centrales.	Pu tribut.	A cooper.	Pu (Kg)
C1	6881,41	14,52	99918,07
C1.1	6881,41	14,3	98404,16
C1.2	6881,41	13	89458,33
C1.3	6881,41	13,2	90834,61

Elaborado por: la autora

Dimensiones de las Zapatas Centrales

El proceso será el mismo para todas las zapatas centrales, por lo tanto, las dimensiones de estas zapatas se encuentran expresadas en la siguiente tabla.

Tabla 11*Dimensiones de las zapatas centrales*

Colum Centrales.	Pu tribut (Kg/m ²)	Pu (Kg)	ZAPATA			COLUMNA		V ap (Kg)	ΦV cp1	ΦV cp1	Condición
			B (m)	L (m)	H (m)	b (m)	h (m)				
C1	6881,41	99918,07	1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	71816,1	153301,3	114492,7	SI
C1.1	6881,41	98404,16	1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	70728,0	153301,3	114492,7	SI
C1.2	6881,41	89458,33	1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	64298,2	153301,3	114492,7	SI
C1.3	6881,41	90834,61	1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	65287,4	153301,3	114492,7	SI

Elaborado por: la autora

1.8 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE UNIDIRECCIONAL

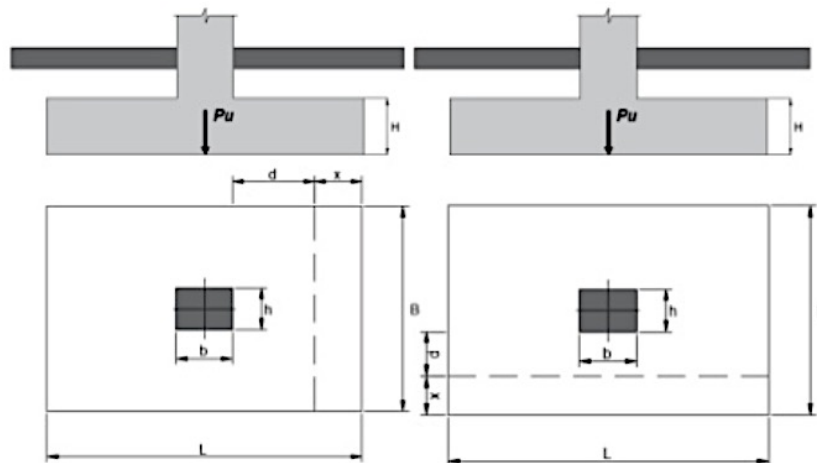


Fig 8. Corte transversal de las zapatas, verificación del cortante unidireccional.

Fuente: "Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac"

Sentido X – Zapata y Columna Esquinera.

$$V_{ap} \leq V_{cp}$$

$$V_{ap} = \delta a * B * X$$

(Ecuación 1-6)

$$X = \frac{L}{2} - \frac{b}{2} - d$$

$$X = \frac{1,50}{2} - \frac{0,35}{2} - 0,325 = 0,25$$

$$V_{ap} = \delta a * B * X \quad \textbf{(Ecuación 1-6)}$$

$$V_{ap} = 24084,9 * 1,50 * 0,25$$

$$V_{ap} = 9031,9 \text{ Kg}$$

$$\phi V_{cp} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * B * d \quad \textbf{(Ecuación 1-12)}$$

$$\phi V_{cp} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 150 * 32,5$$

$$\phi V_{cp} = 31825,8 \text{ Kg}$$

$$V_{ap} \leq V_{cp}$$

$$9031,9 \text{ Kg} \leq 31825,8 \text{ Kg}$$

Este proceso es repetitivo para todas las zapatas y columnas respectivas por lo tanto la verificación del cortante unidireccional en el sentido X, se encuentran expresadas en la siguiente tabla.

Tabla 12*Verificación del cortante unidireccional - sentido X*

ZAPATAS	PU tribut (Kg/m ²)	A trib (m ²)	Pu (Kg)	ZAPATA			COLUMNA		Vap (Kg)	Φ Vcp (Kg)	CUMPLE
				B (m)	L (m)	H (m)	b(m)	h(m)			
ESQUINERAS	6881,41	5,25	36127,40	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	9031,9	31825,8	SI
EXCENTRICAS	6881,41	9,24	63584,23	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	15896,1	31825,8	SI
CENTRALES	6881,41	14,52	99918,07	1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	24979,5	31825,8	SI

Elaborado por: la autora

Sentido Y - Zapata y Columna Esquinera.

$$V_{ap} \leq V_{cp}$$

$$V_{ap} = \delta a * L * X \quad \text{(Ecuación 1-6)}$$

$$X = \frac{L}{2} - \frac{h}{2} - d$$

$$X = \frac{1,50}{2} - \frac{0,25}{2} - 0,325 = 0,30$$

$$V_{ap} = \delta a * L * X \quad \text{(Ecuación 1-6)}$$

$$V_{ap} = 24084,9 * 1,50 * 0,30$$

$$V_{ap} = 10838,2 \text{ Kg}$$

$$\phi V_{cp} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * L * d \quad \text{(Ecuación 1-12)}$$

$$\phi V_{cp} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 150 * 32,5$$

$$\phi V_{cp} = 31825,8 \text{ Kg}$$

$$V_{ap} \leq V_{cp}$$

$$10838,2 \text{ Kg} \leq 25460,6 \text{ Kg}$$

Este proceso es repetitivo para todas las zapatas y columnas respectivas por lo tanto la verificación del cortante unidireccional en el sentido Y, se encuentran expresadas en la siguiente tabla.

Tabla 13*Verificación del cortante unidireccional - sentido Y*

ZAPATAS	PU tribut (Kg/m ²)	A trib (m ²)	Pu (Kg)	ZAPATA			COLUMNA		Vap (Kg)	Φ Vcp (Kg)	CUMPLE
				B (m)	L (m)	H (m)	b(m)	h(m)			
ESQUINERAS	6881,41	5,25	36127,40	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	10838,2	31825,8	SI
EXCENTRICAS	6881,41	9,24	63584,23	1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	19075,3	31825,8	SI
CENTRALES	6881,41	14,52	99918,07	1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	27477,5	31825,8	SI

Elaborado por: la autora

En resumen, las dimensiones de las columnas y zapatas de la vivienda de Hormigón Armado son:

Tabla 14

Dimensiones de columnas y zapatas de la vivienda.

ZAPATAS	ZAPATA			COLUMNAS	COLUMNA	
	B (m)	L (m)	H (m)		b (m)	h (m)
ESQUINERAS	1,50	1,00	0,40	ESQUINERAS C3	0,35	0,25
EXCENTRICAS	1,50	1,00	0,40	EXCENTRICAS C2	0,35	0,25
CENTRALES	1,50	1,00	0,40	CENTRALES C1	0,35	0,30

Elaborado por: la autora

1.9 DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE VIBRACIÓN “T”

“El valor de **T** es una estimación inicial razonable del período estructural, que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura”. (NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, 2014, p.61)

Se encuentra dado por la siguiente expresión:

Para nuestro análisis consideraremos un tipo de estructura de pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, por lo tanto $C_t = 0,055$ y $\alpha = 0,9$. El periodo de vibración **T** es:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{(Ecuación 1-13)}$$

$$T = 0,055 \times 7^{0,9}$$

$$T = 0,316 \text{ seg}$$

1.10 COEFICIENTE DE REGULARIDAD EN PLANTA Φ_P

“El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura. Se utilizará la expresión basada en la Tabla 13”. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.51)

“Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la figura, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta”. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.52)

Es decir, en un sistema estructural la configuración en planta ideal es, cuando el centro de rigidez es semejante a centro de masa. $\Phi_P=1$

1.11 IRREGULARIDAD TORSIONAL – CENTRO DE MASA

A continuación, se realizará el cálculo del centro de masa y centro de rigidez de la vivienda de hormigón armado con sistema aporticado y se verificará si existe excentricidad entre los centros mediante la siguiente ecuación.

$$X_{cg} = \frac{\sum A_i * X_i}{\sum A_i} ; Y_{cg} = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A_i} \quad \text{(Ecuación 1-14)}$$

donde:

A_i = Área de cada piso

X_i, y_i = Longitud desde el origen hasta el centro de gravedad de la figura.

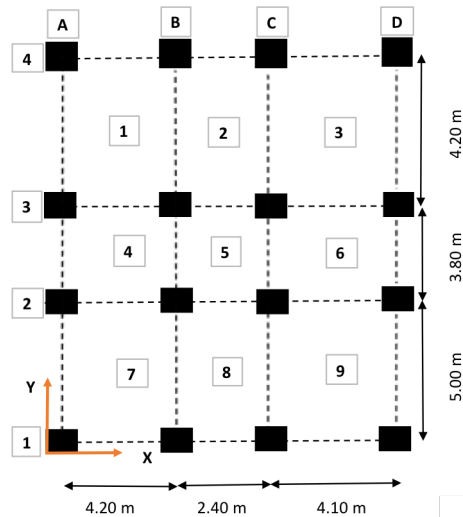


Fig 9. Irregularidad torsional – centro de masa

$$X_{cg} = \frac{11,05 \text{ m} \times 13,35\text{m} \times 5,525\text{m}}{11,05 \text{ m} \times 13,35\text{m}} = 5,525 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{11,05 \text{ m} \times 13,35\text{m} \times 6,675\text{m}}{11,05 \text{ m} \times 13,35\text{m}} = 6,675 \text{ m}$$

El centro de masa se calculará de manera repetitiva para el segundo piso de la vivienda de hormigón teniendo la siguiente tabla como resultado:

Tabla 15

Centro de masa por pisos.

CENTRO DE MASA		
PISOS	X_i (m)	Y_i (m)
1	5,525	6,675
2	5,525	6,675

Elaborado por: la autora

El centro de rigidez o de torsión de un determinado nivel “i” de la vivienda es el punto donde al aplicar la fuerza del corte horizontal correspondiente el piso solo se traslada horizontalmente, sin rotar con respecto al nivel inferior y sus coordenadas se calculan con las siguientes expresiones: “DISEÑO SISMICO CON NEC”(DISEÑO SISMICO CON NEC, s.f, n/a)

$$X_{cr} = \frac{\sum Ky-y*Xi}{\sum Ky-y} ; Y_{cr} = \frac{\sum Kx-x*Yi}{\sum Kx-x} \quad \text{(Ecuación 1-14)}$$

donde:

K = rigidez del pórtico en sentido X o en sentido Y

Xi , Yi = longitud desde el origen hasta el eje de las columnas

$$K = \frac{12EI}{H^3}$$

Rigidez a corte ya que las columnas se encuentran bi-empotradas en sus dos extremos.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Inercia de un elemento estructural siendo “h” la longitud de la columna en la cual se está realizando el cálculo.

▪ **COLUMNAS ESQUINERAS Y EXCENTRICAS (35 cm x 25 cm)**

$$I = \frac{0,35 \times 0,25^3}{12} = 0,000456 \text{ m}^4$$

$$K = \frac{12 \times 217371 \times 0,000456}{3,50^3} = 27,725 \text{ Kg/m}$$

▪ **COLUMNAS CENTRALES (35 cm x 30 cm)**

$$I = \frac{0,35 \times 0,30^3}{12} = 0,000788 \text{ m}^4$$

$$K = \frac{12 \times 217371 \times 0,000788}{3,50^3} = 47,91 \text{ Kg/m}$$

$$K_{1X-X} = (K_{X-X} \cdot A_1 + K_{X-X} \cdot B_1) \cdot Y_i$$

$$K_{1X-X} = (27,725 + 47,91) \cdot 7$$

$$K_{1X-X} = 529,45 \text{ Kg}$$

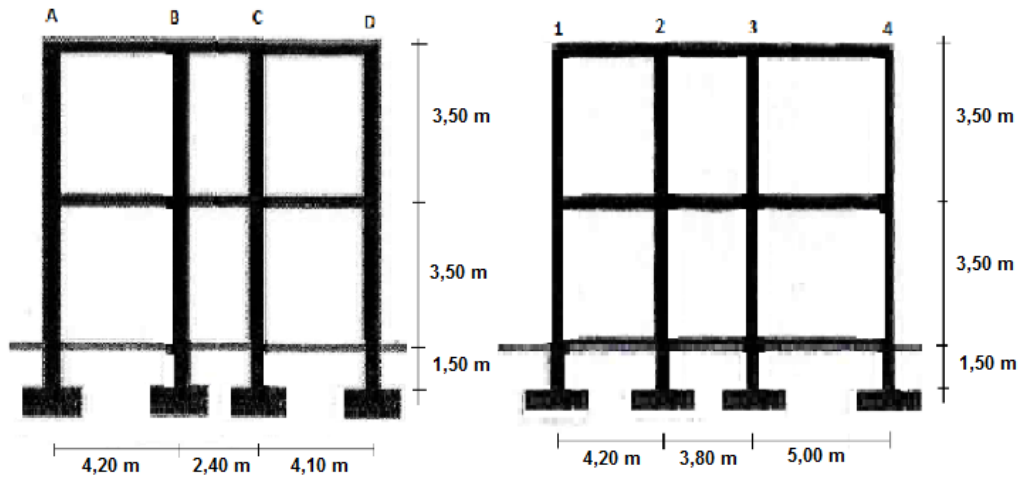


Fig 10. Pórtico lateral y frontal de la vivienda

Tabla 16

Cálculo de la Rigidez K_{x-x}

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ (K_{x-x})								
ALTURA DE PISO (m) =		3,5		MODULO DE ELASTIC (E) CONCRETO (Kg/m ²) =		217371		
PISO	PORTICOS	COLUMNAS				Rigidez (Kg/m)	Dist (Y)	Rigidez Portico
1 y 2	PORTICO 1	COLUMNAS ESQUIN				27,73	13	720,87
		Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
		COLUMNAS EXCENTR						
		Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
	Σ				55,45			
	PORTICO 2	COLUMNAS CENTRALES				47,91	8,8	665,60
		Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)			
		2	0,35	0,30	0,00079			
		COLUMNAS EXCENTR						
		Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
	Σ				75,64			
	PORTICO 3	COLUMNAS CENTRALES				47,91	5	378,18
		Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)			
		2	0,35	0,30	0,00079			
		COLUMNAS EXCENTR						
		Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
Σ				75,64				
PORTICO 4	COLUMNAS ESQUIN				27,73	0	0	
	Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)				
	2	0,35	0,25	0,00046				
	COLUMNAS EXCENTR							
	Nº	b (m)	h (m)	I (m ⁴)				
	2	0,35	0,25	0,00046				
Σ				55,45				
Σ TOTAL					262,18	Σ TOTAL	1764,65	
						Y	6,5	

Elaborado por: la autora

Tabla 17

Cálculo de la Rigidez K y-y

CALCULO DE LA RIGIDEZ (K y-y)								
ALTURA DE PISO (m) =		3,5		MODULO DE ELASTIC (E) CONCRETO (Kg/m2) =		217371		
PISO	PORTICOS	COLUMNAS				Rigidez (kg/m)	Dist (Y)	Rigidez Portico (Kg)
1 y 2	PORTICO A	COLUMNAS ESQUIN				27,73		
		Nº	b (m)	h (m)	I (m4)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
		COLUMNAS EXCENTR						
		Nº	b (m)	h (m)	I (m4)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
				Σ	55,45	0,00	0,00	
	PORTICO B	COLUMNAS CENTRALES				47,91		
		Nº	b (m)	h (m)	I (m4)			
		2	0,35	0,30	0,00079			
		COLUMNAS EXCENTR						
		Nº	b (m)	h (m)	I (m4)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
				Σ	75,64	4,20	317,67	
	PORTICO C	COLUMNAS CENTRALES				47,91		
		Nº	b (m)	h (m)	I (m4)			
		2	0,35	0,30	0,00079			
		COLUMNAS EXCENTR						
		Nº	b (m)	h (m)	I (m4)			
		2	0,35	0,25	0,00046			
			Σ	75,64	6,60	499,20		
PORTICO D	COLUMNAS ESQUIN				27,73			
	Nº	b (m)	h (m)	I (m4)				
	2	0,35	0,25	0,00046				
	COLUMNAS EXCENTR							
	Nº	b (m)	h (m)	I (m4)				
	2	0,35	0,45	0,00266				
			Σ	189,42	10,70	2026,83		
Σ TOTAL					396,15	Σ TOTAL	2843,70	
						X	5,35	

Elaborado por: la autora

1.12 COEFICIENTE DE REGULARIDAD EN ELEVACION ϕ_E

El coeficiente ϕ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la **Tabla 14**. Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las **tablas 13 y 14** de la norma en ninguno de sus niveles, $\phi_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.52)

Con todos estos parámetros obtenidos se procederá al cálculo del Cortante Basal para la Vivienda de Hormigón Armado con sistema aporticado.

1.13 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO “V”

“El cortante basal total de diseño “V”, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión expuesta en la norma”. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.61)

1.13.1 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA “I”

“El propósito del factor “I” es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño”. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.39)

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

Fig 11. Tipo de uso, destino e importancia. **Fuente:** “NEC_SE_DS(tabla 6)”

El diseño de la vivienda tendrá un factor de importancia de $I = 1.0$

1.13.2 TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Como se muestra en la tabla 2 de la norma (NEC_SE_DS), existen seis tipos de perfiles de suelo, para nuestro análisis asumiremos un perfil tipo B, siendo el mismo un Perfil de roca de rigidez media, donde su velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio está entre los rangos de $1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$.

1.13.3 ZONIFICACIÓN SISMICA Y FACTOR DE ZONA “Z”

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración

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

“El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo el mapa de la figura 1”. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.27)

Para nuestra vivienda de hormigón armado con sistema aporticado, consideraremos un valor de $Z = 0,25$ perteneciente a la región Sierra Sur del Ecuador.

1.13.4 COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO F_a , F_d y F_s

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.-

En la tabla 3 se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.31)

F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.-

En la tabla 4 se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.31)

F_s : Comportamiento no lineal de los suelos.-

En la tabla 5 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.31)

Los coeficientes de perfil de suelo seleccionados de cada tabla se encuentran en función de la zona sísmica, el tipo de perfil del subsuelo y el valor respectivo de “ Z ” que mencionamos con anterioridad; por lo tanto los valores de los coeficientes son:

- $F_a = 1$, $F_d = 1$, $F_s = 0,75$

1.13.5 DUCTILIDAD Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA

“R”

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.63)

Para nuestra vivienda de hormigón armado con sistema aporticado, nuestro coeficiente R sera de 8, tal como indica la **tabla 15**.

1.13.6 AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL “η”

“Los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), varían dependiendo de la región del Ecuador”. (NEC_SE_DS: Peligro Sísmico, 2014, p.34)

Por lo tanto, el valor el valor del coeficiente de amplificación espectral es de $\eta= 2.48$, perteneciente a la región Sierra Sur del Ecuador.

1.13.7 CARGA SÍSMICA REACTIVA “W”

“La carga sísmica **W** representa la carga reactiva por sismo. Usaremos la expresión para caso general de la norma”. (NEC_SE_DS, 6.1.7, p.55)

La siguiente tabla muestra los valores de “W” para cada piso de la vivienda de hormigón armado.

Tabla 18.

Carga sísmica reactiva “W” de cada piso.

PISOS	w = D (Kg)
1	149762
2	37944
Σ	187706

Elaborado por: la autora

Para el cálculo del cortante basal se usará la expresión especificada en el inciso 13. de la tesis, las demás expresiones se calculan de la siguiente manera.

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{(Ecuación 1-15)}$$

$$S_a = 2,48 \times 0,25 \times 1$$

$$S_a = 0,62$$

$$V = \frac{1 \times 0,62}{1 \times 1 \times 8} \cdot 187706$$

$$V = 14547,2 \text{ Kg}$$

1.13.8 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (\text{Ecuación 1-16})$$

Para la determinación de K tenemos:

Tabla 19

Coficiente k.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Fuente: (NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, 2014)

Recopilado por: la autor

El valor de “k” se encuentra en función del periodo de vibración “T”

$$T = 0,2758 \text{ seg}$$

Revisando el valor de “T” dentro de la tabla el valor de k = 1

Tabla 20

Distribución del cortante basal por pisos

PISOS	w = D (Kg)	hi (m)	hi k	Wi * hi k	Wi * hi k / Σ	V (Kg)	FUERZAS (Kg)	30 % FUERZAS (Kg)
1	149762	3,50	3,50	524167	0,664	187706	124578,89	37373,67
2	37944	7,00	7,00	265608	0,336	187706	63127,11	18938,13
			Σ	789775		Σ	187706,00	56311,80

Elaborado por: la autora

1.14 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE LAS VIGAS RECTANGULARES

Para el diseño de las vigas rectangulares se debe tomar en cuenta algunas especificaciones técnicas y a la vez analizar algunos temas asociados con el diseño como indica la Norma NEC.

Al tener conocimiento de las dimensiones de las vigas, se realizará el diseño de cada una de ellas.

DISEÑO DE LAS VIGAS TRANSVERSALES

Pu = 1134 Kg/m	h = 45 cm	b = 025 cm	recub= 4 cm	Φ flexion = 0,9	Φ estrib = 10 mm	Φ varill = 12 mm	L = 4,20 m
---------------------------------	----------------------------	-----------------------------	------------------------------	----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-------------------

Para el diseño de las vigas tomamos el valor de Momento obtenido en la modelación de la vivienda atrás del software, cuyo resultado es $Mu = 250047 \text{ Kg.cm}$ para un valor de $d = 45 - (4 + 1 + 1,2) = 38,8 \text{ cm}$

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{250047}{0,9 \times 25 \times 38,8^2} = 7,38203 \text{ Kg/cm} \quad \text{(Ecuación 1-17)}$$

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Ru}{0,85f'c}} \right) \quad \text{(Ecuación 1-18)}$$

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{210}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,38203}{0,85 \times 210}} \right)$$

$$\rho = 0,001796$$

La cuantía balanceada de acero es inferior a la cuantía mínima de acero de $\rho = 0,0033$, por lo tanto se utilizará la cuantía mínima para obtener el acero correspondiente.

$$As = \rho \cdot b \cdot d \quad \text{(Ecuación 1-19)}$$

$$As = 0,0033 \times 25 \times 38,8$$

$$As = 3,201 \text{ cm}^2$$

En la siguiente tabla se encuentra el diseño de cada una de las vigas transversales y longitudinales las mismas que siguen el procedimiento anterior.

Tabla 21

Diseño de vigas transversales y longitudinales.

VIGAS TRANSVERSALES							
LUZ (m)	h (cm)	b (cm)	Pu (Kg.m)	Φ FLEXI	Φ ESTRIB	Φ VARIL	RECUBR (cm)
4,20	0,45	0,25	1134	0,9	10	12	4
2,40	0,45	0,25	648	0,9	10	12	4
4,10	0,45	0,25	1107	0,9	10	12	4
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	d (cm)	Mu (Kg.m)	Mu (Kg.cm)	Ru (Kg/cm)	ρ	ρ min	As (cm2)
	38,8	2500,47	250047	7,3820	0,00180	0,0033	3,201
	38,8	466,56	46656	1,3774	0,00033	0,0033	3,201
	38,8	2326,08	232608	6,8672	0,00167	0,0033	3,201

VIGAS LONGITUDINALES							
LUZ (m)	h (cm)	b (cm)	Pu (Kg.m)	Φ FLEXION	Φ ESTRIBO	Φ VARILL	RECUBR (cm)
4,20	0,45	0,25	1134	0,9	10	12	4
3,80	0,45	0,25	1026	0,9	10	12	4
5,00	0,45	0,25	1350	0,9	10	12	4
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	d (cm)	Mu (Kg.m)	Mu (Kg.cm)	Ru (Kg/cm)	ρ	ρ min	As (cm2)
	38,8	2500,47	250047,00	7,3820	0,00180	0,0033	3,201
	38,8	1851,93	185193,00	5,4674	0,00132	0,0033	3,201
	38,8	4218,75	421875,00	12,4548	0,00308	0,0033	3,201

Elaborado por: la autora

1.14.1 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE EN VIGAS TRANSVERSALES Y LONGITUDINALES

Pu = 1134 Kg/m	h = 45 cm	b = 25 cm	recub= 4 cm	L = 4,20 m
-----------------------	------------------	------------------	--------------------	-------------------

$$d = 45 - (4 + 1 + 1,2)$$

$$d = 38,8 \text{ cm}$$

$$V = 2161,4 \text{ Kg}$$

Esfuerzo por cortante último

$$Vu = \frac{V}{\phi \cdot b \cdot w \cdot d} \quad \text{(Ecuación 1-20)}$$

$$Vu = \frac{2161,4}{0,75 \times 25 \times 38,8}$$

$$Vu = 2,97 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad del concreto

$$Ve = 0,53\sqrt{f'c} \quad \text{(Ecuación 1-21)}$$

$$Ve = 0,53\sqrt{210}$$

$$Ve = 7,6804 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu < Ve$$

$$2,97 < 7,68 \text{ Cumple}$$

“Para este tipo de estructuras la separación de estribos debe cumplir las siguientes especificaciones sísmicas”. (NEC_SE_HM: Hormigón Armado, 2014, p.48)

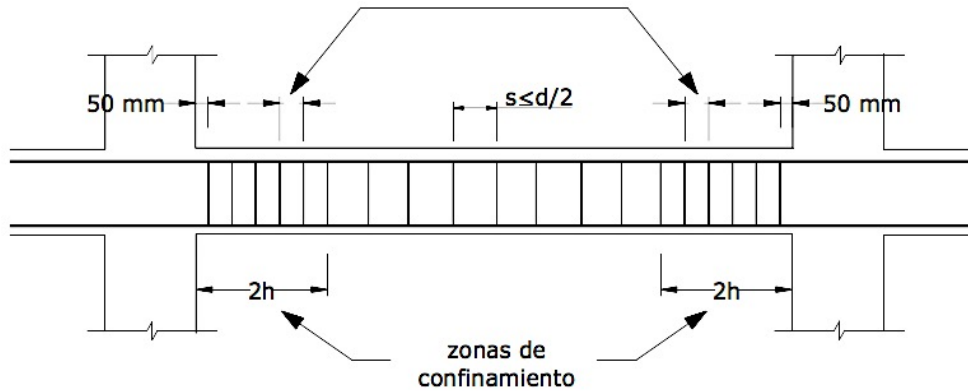


Fig 12. Separación de Estribos **Fuente:** “NEC_SE_HM 4.2.8b”

$$S \leq \begin{cases} d/4 \\ 6 \phi \text{ menor del refuerzo longitudinal} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Por lo tanto, se tomará el valor menor de acuerdo a estas especificaciones, siendo este 80 mm.

En la siguiente tabla se encuentra la verificación del cortante de cada una de las vigas transversales y longitudinales con el mismo proceso.

Tabla 22

Verificación del cortante de las vigas transversales y longitudinales

CORTANTE EN VIGAS TRANSVERSALES									
LUZ (m)	h (cm)	b (cm)	Pu (Kg.m)	d (cm)	Vi (Kg)	V (Kg)	Vu (Kg/m ²)	Ve (Kg/cm ²)	$\Phi Vc > Vu$
4,20	0,45	0,25	1134	38,8	2381,40	2161,40	2,97	7,680	Cumple
2,40	0,45	0,25	648	38,8	777,60	651,89	0,90	7,680	Cumple
4,10	0,45	0,25	1107	38,8	2269,35	2054,59	2,82	7,680	Cumple

CORTANTE EN VIGAS LONGITUDINALES									
LUZ (m)	h (cm)	b (cm)	Pu (Kg.m)	d (cm)	Vi (Kg)	V (Kg)	Vu (Kg/m ²)	Ve (Kg/cm ²)	$\Phi Vc > Vu$
4,20	0,45	0,25	1134	38,8	2381,4	2161,404	2,97	7,680	Cumple
3,80	0,45	0,25	1026	38,8	1949,4	1750,356	2,41	7,680	Cumple
5,00	0,45	0,25	1350	38,8	3375	3113,1	4,28	7,680	Cumple

Elaborado por: la autora

1.15 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño de las columnas en concreto armado se asumirá las dimensiones ya determinadas anteriormente, para las columnas centrales tenemos una sección de 35 cm x 30 cm y para las columnas esquineras y excéntricas una sección de 35 cm x 25 cm.

Además, se considerará algunos requisitos que se encuentran especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), las cuales se aplicarán a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- “Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas”. (NEC-SE-HM-Hormigón Armado, 2014)
- “Soporten fuerzas axiales que excedan $0.10 f_c A_g$ en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas”. (NEC-SE-CG-Geotecnia y Cimentaciones, 2014)
- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 ó en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento. (NEC-SE-HM-Hormigón Armado, 2014)
- “La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm”. (NEC-SE-HM-Hormigón Armado, 2014)

1.15.1 DISEÑO DE LAS COLUMNAS CENTRALES

La carga axial última “ P_u ” de la columna se obtiene en función de los respectivos momentos de la misma, indicados en la figura.

Además para poder determinar las longitudes efectivas de las columnas se hizo uso de los monogramas.

Calculando un factor ψ en cada extremo de la columna siendo este igual a la suma de las rigideces de las columnas que concurren en ese nudo, dividida entre la suma de todas las rigideces de las vigas que concurren en el nudo para obtener el factor "k" de longitud efectiva. (Mc Cormac & Brown, 2011)

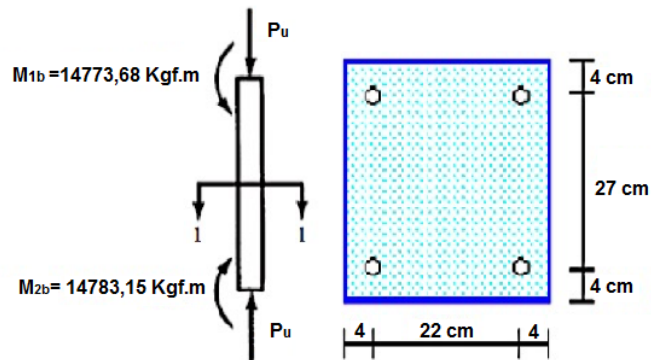


Fig 13. Momentos – Columnas Centrales

Donde:

Columna 30 cm x 35	$P_u =$ 127314	Φ Column = 0,65	recub= 4 cm	$L_u =$ 350 cm	$F_y =$ 4200 Kg/cm2	$f_c =$ 210 Kg/cm2
-----------------------	-------------------	-------------------------	----------------	-------------------	------------------------	-----------------------

- MODULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN**

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad \text{(Ecuación 1-22)}$$

$$E_c = 15000\sqrt{210}$$

$$E_c = 217371 \text{ Kg/cm}^2$$

- INERCIA CRÍTICA**

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_g = \frac{30 \times 35^3}{12}$$

$$I_g = 107188 \text{ cm}^4$$

- REDUCCIÓN DE RIGIDEZ**

$$\beta d = \frac{1,2 \times 26620,79}{127314} = 0,25 \quad \text{(Ecuación 1-23)}$$

$$EI = \frac{0,4 E_c \cdot I_g}{1 + \beta d} = \frac{0,4(217371)(107188)}{1 + 0,25}$$

$$EI = 7,45 \times 10^9 \text{ Kg/cm}^2$$

- CARGA DE PANDEO DE EULER**

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot l_u)^2} \quad \text{(Ecuación 1-24)}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 7,45 \in 9}{(0,5 \times 350)^2}$$

$$P_c = 2,40 \in 6 \text{ Kg}$$

• **FACTOR DE MODIFICACIÓN**

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad \text{(Ecuación 1-25)}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{14773,68}{14783,15} \right)$$

$$C_m = 0,999$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \quad \text{(Ecuación 1-26)}$$

$$\delta = \frac{0,999}{1 - \frac{127314}{0,75(2,40 \in 6)}}$$

$$\delta = 1,076$$

$$\delta e = \frac{M_2}{P_u} = \frac{14783,15}{127314} = 0,12$$

$$\lambda = \frac{22 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0,73$$

La cuantía de acero " ρ_g " se determina por interpolación entre los valores presentados en los diagramas de interacción de las columnas en el apéndice A, gráfica 2.

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{127314}{0,65} = 195868$$

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c \cdot A_g} = \frac{195868}{210 (35 \times 30)} = 0,98$$

$$R_n = \frac{P_n}{f'_c \cdot A_g} \cdot \frac{\delta e}{h} = 0,98 \times \frac{0,11}{35} = 0,05$$

$$\rho_g = 0,0058$$

$$A_g = 0,0058 \times 35 \times 30 = 6,09 \text{ cm}^2$$

1.15.2 DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS Y EXCÉNTRICAS

El procedimiento será el mismo para el diseño de las columnas esquineras y excéntricas. La carga axial última “Pu” de la columna se obtiene en función de los respectivos momentos de la misma, indicados en la figura, debido a que las dos columnas poseen las mismas dimensiones.

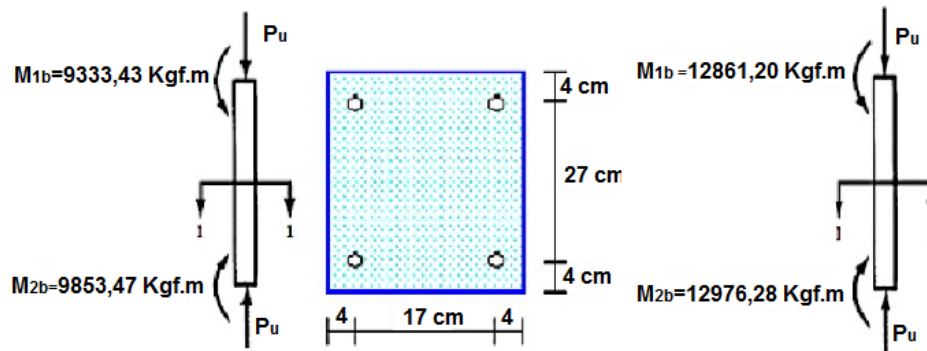


Fig 14. Momentos Columnas Esquineras - Momentos Columnas Excentricas

Donde:

Columna 35 cm x 25 cm	Pu = 108571 Kgf	ϕ Column = 0,65	recub= 4 cm	Lu = 350 cm	Fy = 4200 Kg/cm2	fc = 210 Kg/cm2
----------------------------------	------------------------	----------------------	-------------	--------------------	-----------------------------	----------------------------

Las siguientes tablas resumen el proceso repetitivo y se da a conocer los respectivos valores obtenidos para el diseño de las columnas.

Tabla 23

Diseño de Columnas

DISEÑO DE COLUMNAS CENTRALES						
Ec (Kg/cm2)	Inercia (cm4)	Reduccion Rigidez		Pc (Kg)	Cm	δ
		Bd	El (Kg/cm2)			
217371	107188	0,251	7450361746	2401060	0,999	1,076
δ_e (cm)	λ	Pn (Kg)	Kn	Rn	ρg	Ag(cm2)
0,12	0,73	195868	0,98	0,050	0,0058	6,09

DISEÑO DE COLUMNAS ESQUINERAS						
Ec (Kg/cm2)	Inercia (cm4)	Reduccion Rigidez		Pc (Kg)	Cm	δ
		Bd	El (Kg/cm2)			
217371	45573	0,133	3497812443	1127255	0,990	1,136
δ_e (cm)	λ	Pn (Kg)	Kn	Rn	ρg	Ag(cm2)
0,09	0,7	167032	0,96	0,05	0,007	6,13

DISEÑO DE COLUMNAS EXCENTRICAS						
Ec (Kg/cm2)	Inercia (cm4)	Reduccion Rigidez		Pc (Kg)	Cm	δ
		Bd	El (Kg/cm2)			
217370,65	45572,92	0,268	3124648188	1006994	0,983	1,148
δ_e (cm)	λ	Pn (Kg)	Kn	Rn	ρg	Ag(cm2)
0,12	0,7	167032	0,96	0,05	0,007	6,13

Elaborado por: la autora

1.16 DISEÑO DE LOSA BIDIRECCIONAL

Las losas son aquellos elementos estructurales planos consideradas como superficies de apoyo ante las cargas verticales que pueden ser vivas o cargas muertas, además las losas actúan como un elemento de amarre o diafragma al sistema de columnas y muros que juntos todos éstos forman una estructura.

Para el diseño de la losa, la NEC propone realizar el diseño conforme al capítulo 13 del ACI 318 en donde se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida y se cumplen todas las condiciones de funcionamiento incluyendo los límites especificados para las deflexiones. (ACI_318: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2004, p.236)

- **CM** = 758 Kg/m²

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), Capítulo de Cargas no Sísmicas establece un valor de 200 Kg/m² para viviendas unifamiliares.

- **CV** = 200 Kg/m²

CARGAS AMPLIFICADAS

- ✓ **Carga Muerta** = 1,2 (758 Kg/m²) = 909,6 Kg/m²
- ✓ **Carga Viva** = 1,6 (200 Kg/m²) = 320 Kg/m²
- ✓ **Carga Total** = 909,6 Kg/m² + 320 Kg/m² = 1229,6 Kg/m²

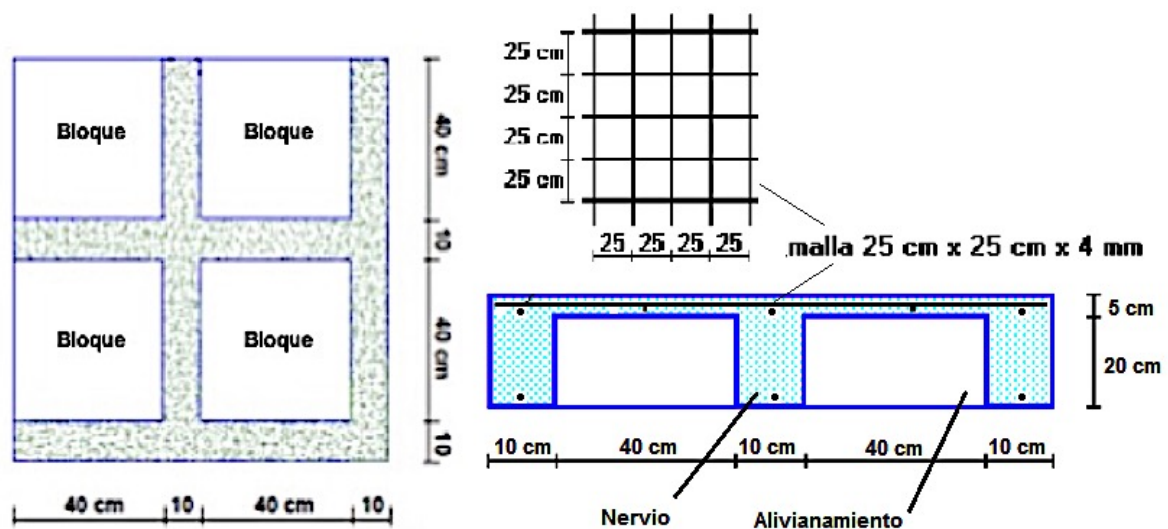


Fig 15. Diseño de Losa Bidireccional

DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE FLEXIÓN

El código ACI-318 adopta el método de los coeficientes para determinar momentos, cortantes y reacciones para este tipo de losas, es decir se usa tablas cuyos coeficientes se basan en un análisis elástico y redistribución inelástica en consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección. Los momentos en las franjas centrales en las dos direcciones se calculan a partir de:

$$M_a = C_a W l_a^2 \quad y \quad M_b = C_b W l_b^2$$

donde: **C_a**, **C_b** = Coeficientes de momento tabulados, **W** = Carga uniforme y **l_a**, **l_b** = Longitud de la luz libre en las direcciones corta y larga respectivamente.

1.16.1 DISEÑO LOSA BIDIRECCIONAL – PRIMERA PLANTA

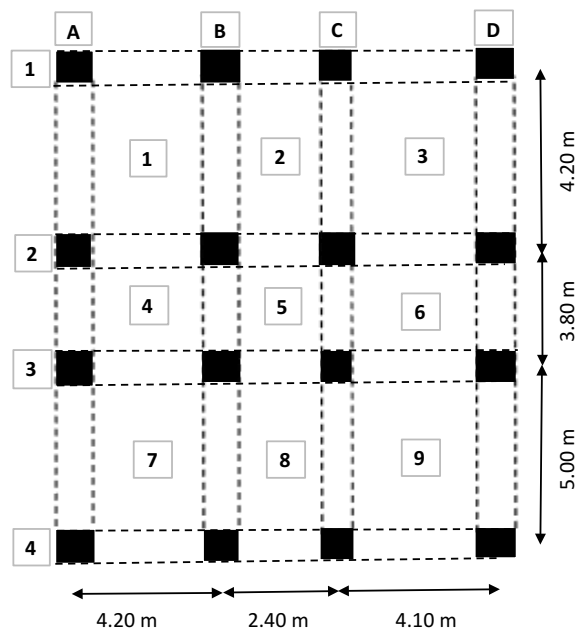


Fig 16. Diseño losa bidireccional – primera planta

- TABLERO 1

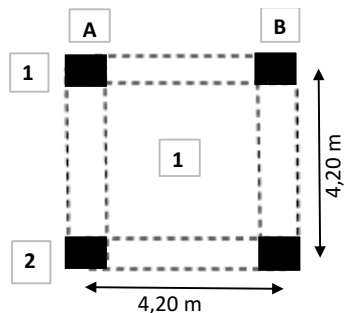


Fig 17. Tipo de contacto entre tableros

Relación de lados del panel:

$$m = \frac{LA}{LB} = \frac{4,20}{4,20} = 1$$

1. MOMENTOS NEGATIVOS EN BORDES CONTINUOS

➤ Coeficientes para momentos negativos en losas (Tabla 12.3)

$$Ca = 0,050$$

$$Ma = Ca \cdot Wu \cdot A^2 = 0,050 \times 1229,6 \times 4,20^2 = 1084,51 \text{ Kg.m}$$

$$Cb = 0,050$$

$$Mb = Cb \cdot Wu \cdot B^2 = 0,050 \times 1229,6 \times 4,20^2 = 1084,51 \text{ Kg.m}$$

2. MOMENTOS POSITIVOS

➤ Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas (Tabla 12.4)

$$Ca = 0,027$$

$$Ma, CM = Ca \cdot Wu, CM \cdot A^2 = 0,027 \times 909,6 \times 4,20^2 = 433,22 \text{ Kg.m}$$

$$Cb = 0,027$$

$$Mb, CM = Cb \cdot Wu, CM \cdot B^2 = 0,027 \times 909,6 \times 4,20^2 = 433,22 \text{ Kg.m}$$

➤ Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas (Tabla 12.5)

$$Ca = 0,032$$

$$Ma, CV = Ca \cdot Wu, CV \cdot A^2 = 0,032 \times 320 \times 4,20^2 = 180,634 \text{ Kg.m}$$

$$Cb = 0,032$$

$$Mb, CV = Cb \cdot Wu, CV \cdot B^2 = 0,032 \times 320 \times 4,20^2 = 180,634 \text{ Kg.m}$$

3. MOMENTO DEBIDO A LAS CARGAS VIVAS Y CARGAS MUERTAS

$$Ma \text{ Total} = Ma, CM + Ma, CV$$

$$Mb \text{ Total} = Mb, CM + Mb, CV$$

$$Ma \text{ Total} = 433,22 + 180,634$$

$$Mb \text{ Total} = 433,22 + 180,634$$

$$Ma \text{ Total} = 613,86 \text{ Kg.m}$$

$$Mb \text{ Total} = 613,86 \text{ Kg.m}$$

La siguiente tabla resume todos los momentos negativos en bordes continuos y los momentos positivos debidos a carga muerta y carga viva de todos los tableros que conforman el primera planta de la vivienda de hormigón armado.

Tabla 24

Momentos negativos, positivos y borde discontinuo – losa primera planta.

CARGA MUERTA	909,6
CARGA VIVA	320
CARGA TOTAL	1229,6

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DE FLEXION - PRIMERA PLANTA

TABLERO	LONGITUDES		CASO	m=LA/LB	TABLA 12.3		TABLA 12.4		TABLA 12.5		MOM. NEGATIVO		MOM. POSITIVO TOTAL		MOM. BORDE DISCONTIN	
	LA (m)	LB (m)			COEF. MOM NEGAT		COEF. MOM POSIT CM		COEF. MOM POSIT CV		Ma (Kg.m)	Mb (Kg.m)	Ma (Kg.m)	Mb (Kg.m)	Ma (Kg.m)	Mb (Kg.m)
					Ca	Cb	Ca	Cb	Ca	Cb						
1	4,20	4,20	4	1,00	0,050	0,050	0,027	0,027	0,032	0,032	1084,51	1084,51	613,86	613,86	204,62	204,62
2	2,40	4,20	9	0,57	0,086	0,005	0,037	0,003	0,061	0,006	606,26	117,13	304,93	90,68	101,64	
3	4,10	4,20	4	0,98	0,052	0,048	0,028	0,026	0,033	0,031	1074,82	1041,13	609,78	587,83	203,26	195,94
4	3,80	4,20	9	0,90	0,068	0,025	0,026	0,015	0,036	0,022	1207,37	542,25	507,85	364,87	169,28	
5	2,40	3,80	2	0,63	0,079	0,012	0,033	0,005	0,055	0,009	556,68	220,17	273,22	108,96		
6	3,80	4,10	9	0,93	0,066	0,027	0,025	0,016	0,034	0,024	1175,41	566,35	481,00	375,73	160,33	
7	4,20	5,00	4	0,84	0,067	0,033	0,037	0,018	0,044	0,022	1453,24	1014,42	835,63	597,62	278,54	199,21
8	2,40	5,00	9	0,5	0,088	0,003	0,038	0,002	0,067	0,004	623,26	92,22	322,59	77,48	107,53	
9	4,10	5,00	4	0,82	0,069	0,031	0,038	0,017	0,046	0,021	1426,20	952,94	825,42	560,73	275,14	186,91

Elaborado por: la autora

- **CÁLCULO DEL CORTANTE EN LA LOSA Y LAS CARGAS EN LOS APOYOS**
- **TABLERO 1**

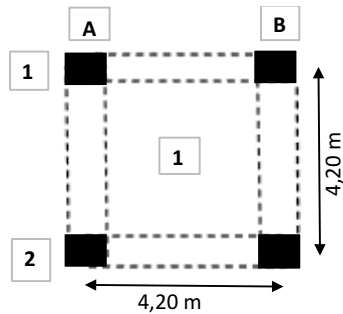


Fig 18. Tablero 1 – primera planta

Relación de lados del panel:

$$m = \frac{LA}{LB} = \frac{4,20}{4,20} = 1$$

RELACIÓN DE LA CARGA “W” QUE SE TRANSMITE EN LAS DIRECCIONES “LA” Y “LB”

$$Wa = 0,50 = 50 \%$$

$$Wb = 0,50 = 50 \%$$

Carga Total = 1229,6 Kg/m²

Carga Total = $1229,6 \text{ Kg/m}^2 \times (4,20 \text{ m} \times 4,20 \text{ m}) = 21690,1 \text{ Kg}$

▪ **Carga por metro sobre la viga larga**

$$W_{LB} = \frac{Wb \times \text{Carga Total}}{2 \times LB}$$

$$W_{LB} = \frac{0,50 \times 21690,1}{2 \times 4,20}$$

$$W_{LB} = 1291,08 \text{ kg/m}$$

▪ **Carga por metro sobre la viga corta**

$$W_{LA} = \frac{Wa \times \text{Carga Total}}{2 \times LA}$$

$$W_{LA} = \frac{0,50 \times 21690,1}{2 \times 4,20}$$

$$W_{LA} = 1291,08 \text{ Kg/m}$$

▪ **Resistencia al cortante de la losa**

Con $b = 0,20 \text{ m}$, $d = 25 - 2,5 = 22,5$ y usando la Ecuación 1-12 tenemos como resultado

$$\phi Vc = 3456,19$$

$$\therefore \phi Vc > W_{LB}$$

$$\phi Vc > W_{LA}$$

La tabla muestra en resumen el cálculo del cortante en la losa de la primera planta de la vivienda de hormigón armado y las cargas en los apoyos.

Tabla 25

Cortante en la losa y carga en los apoyos – primera planta.

CARGA MUERTA	909,6
CARGA VIVA	320
CARGA TOTAL	1229,6

DETERMINACION DEL CORTANTE EN LA LOSA - PRIMERA PLANTA

TABLERO	LONGITUDES		CASO	m=LA/LB	TABLA 12.6		CARGA X METRO EN LA:		CORTANTE LOSA	VERIFICACIÓN	
	LA (m)	LB (m)			RELACION DE CARGA W		VIG. CORTA	VIG. LARGA		$\phi VC > WLA$	$\phi VC > WLB$
					Wa	Wb	WLA	WLB			
1	4,20	4,20	4	1,00	0,500	0,500	1291,08	1291,08	3456,19	Si	Si
2	2,40	4,20	9	0,57	0,946	0,054	2442,72	79,68	3456,19	Si	Si
3	4,10	4,20	4	0,98	0,520	0,048	1342,72	120,99	3456,19	Si	Si
4	3,80	4,20	9	0,90	0,750	0,250	1936,62	584,06	3456,19	Si	Si
5	2,40	3,80	2	0,63	0,866	0,134	2023,18	197,72	3456,19	Si	Si
6	3,80	4,10	9	0,93	0,726	0,274	1830,01	640,13	3456,19	Si	Si
7	4,20	5,00	4	0,84	0,670	0,330	2059,58	852,11	3456,19	Si	Si
8	2,40	5,00	9	0,5	0,970	0,030	2981,78	44,27	3456,19	Si	Si
9	4,10	5,00	4	0,82	0,670	0,330	2059,58	831,82	3456,19	Si	Si

Elaborado por: la autora

▪ **DISEÑO DE ACERO PARA LA LOSA – PRIMERA PLANTA**

1. DIRECCIÓN CORTA

1.1 CENTRO DE LA LUZ .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 6,736 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0016 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

1.2 BORDE CONTINUO.- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de la Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 11,90 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0029 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

1.3 BORDE DISCONTINUO .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 2,245 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,00053 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

2. DIRECCION LARGA

2.1 CENTRO DE LA LUZ.- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 6,736 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0016 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

2.2 BORDE CONTINUO.- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 11,90 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0029 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

2.3 BORDE DISCONTINUO .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 2,245 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,00053 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

La tabla que se encuentra a continuación resume el diseño de acero de la losa de la primera planta tanto en la dirección corta como en la dirección larga.

Tabla 26

Resumen del diseño de acero de la losa – primera planta.

DISEÑO DE ACERO DE LA LOSA - PRIMERA PLANTA

DIRECCION CORTA								
CENTRO DE LA LUZ			BORDE CONTINUO			BORDE DISCONTINUO		
Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)
6,74	0,0016	1,485	11,90	0,0029	1,485	2,25	0,0005	1,485
3,35	0,0008	1,485	6,65	0,0016	1,485	1,12	0,0003	1,485
6,69	0,0016	1,485	11,79	0,0029	1,485	2,23	0,0005	1,485
5,57	0,0013	1,485	13,25	0,0033	1,485	1,86	0,0004	1,485
3,00	0,0007	1,485	6,11	0,0015	1,485			
5,28	0,0013	1,485	12,90	0,0032	1,485	1,76	0,0004	1,485
9,17	0,0022	1,485	15,95	0,0040	1,793	3,06	0,0007	1,485
3,54	0,0009	1,485	6,84	0,0017	1,485	1,18	0,0003	1,485
9,06	0,0022	1,485	15,65	0,0039	1,530	3,02	0,0007	1,485

DIRECCION LARGA								
CENTRO DE LA LUZ			BORDE CONTINUO			BORDE DISCONTINUO		
Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)
6,74	0,0016	1,485	11,90	0,0029	1,485	2,25	0,0005	1,485
1,00	0,0002	1,485	1,29	0,0003	1,485			
6,45	0,0016	1,485	11,43	0,0028	1,485	2,15	0,0005	1,485
4,00	0,0010	1,485	5,95	0,0014	1,485			
1,20	0,0003	1,485	2,42	0,0006	1,485			
4,12	0,0010	1,485	6,22	0,0015	1,485			
6,56	0,0016	1,485	11,13	0,0027	1,485	2,19	0,0005	1,485
0,85	0,0002	1,485	1,01	0,0002	1,485			
6,15	0,0015	1,485	10,46	0,0026	1,485	2,05	0,0005	1,485

Elaborado por: la autora

1.16.2 DISEÑO LOSA BIDIRECCIONAL - SEGUNDA PLANTA

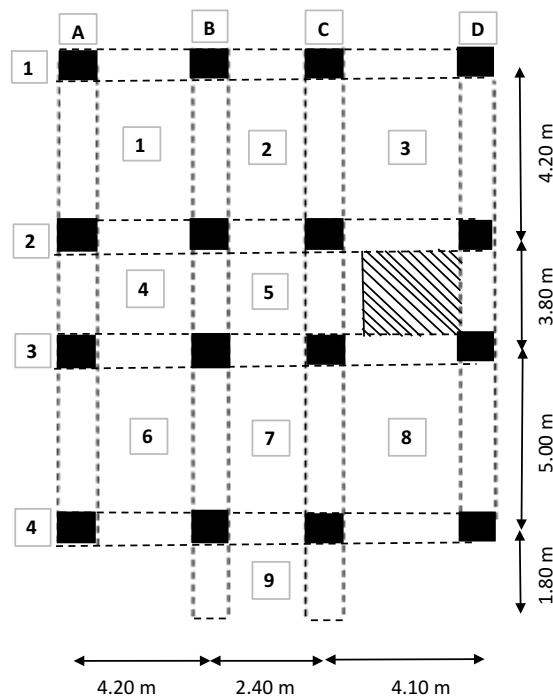


Fig 19 . Diseño losa bidireccional – segunda planta

DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE FLEXIÓN

- TABLERO 1

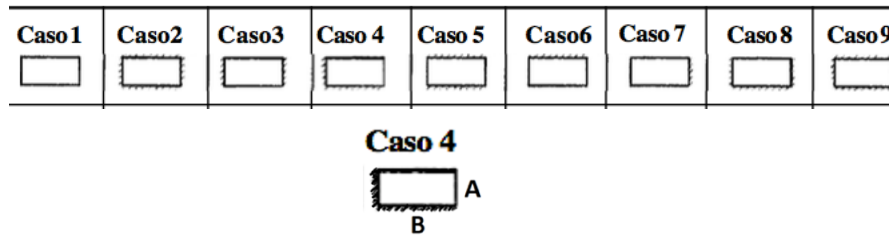


Fig 20. Tipo de contacto entre tableros

Relación de lados del panel:

$$m = \frac{LA}{LB} = \frac{4,20}{4,20} = 1$$

1. MOMENTOS NEGATIVOS EN BORDES CONTINUOS

- Coeficientes para momentos negativos en losas (Tabla 12.3)

$$Ca = 0,050$$

$$Ma = Ca \cdot Wu \cdot A^2 = 0,050 \times 1229,6 \times 4,20^2 = 1084,51 \text{ Kg. m}$$

$$Cb = 0,050$$

$$Mb = Cb \cdot Wu \cdot B^2 = 0,050 \times 1229,6 \times 4,20^2 = 1084,51 \text{ Kg. m}$$

2. MOMENTOS POSITIVOS

- Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas (Tabla 12.4)

$$Ca = 0,027$$

$$Ma, CM = Ca \cdot Wu, CM \cdot A^2 = 0,027 \times 909,6 \times 4,20^2 = 433,22 \text{ Kg. m}$$

$$Cb = 0,027$$

$$Mb, CM = Cb \cdot Wu, CM \cdot B^2 = 0,027 \times 909,6 \times 4,20^2 = 433,22 \text{ Kg. m}$$

- Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas (Tabla 12.5)

$$Ca = 0,032$$

$$Ma, CV = Ca \cdot Wu, CV \cdot A^2 = 0,032 \times 320 \times 4,20^2 = 180,634 \text{ Kg. m}$$

$$Cb = 0,032$$

$$Mb, CV = Cb \cdot Wu, CV \cdot B^2 = 0,032 \times 320 \times 4,20^2 = 180,634 \text{ Kg. m}$$

3. MOMENTO DEBIDO A LAS CARGAS VIVAS Y CARGAS MUERTAS

$$Ma \text{ Total} = Ma, CM + Ma, CV$$

$$Mb \text{ Total} = Mb, CM + Mb, CV$$

$$Ma \text{ Total} = 433,22 + 180,634$$

$$Mb \text{ Total} = 433,22 + 180,634$$

$$Ma \text{ Total} = 613,86 \text{ Kg. m}$$

$$Mb \text{ Total} = 613,86 \text{ Kg. m}$$

La siguiente tabla resume los momentos negativos en bordes continuos y los momentos

positivos debidos a carga muerta y carga viva de todos los tableros.

Tabla 27

Momentos negativos, positivos y borde discontinuo – losa segunda planta

CARGA MUERTA	909,6
CARGA VIVA	320
CARGA TOTAL	1229,6

DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DE FLEXION - SEGUNDA

TABLERO	LONGITUDES		CASO	m = LA/LB	TABLA 12.3		TABLA 12.4		TABLA 12.5		MOM. NEGATIVO		MOM. POSITIVO TOTAL		MOM. BORDE DISCONTIN	
	LA (m)	LB (m)			COEF. MOM NEGAT		COEF. MOM POSIT CM		COEF. MOM POSIT CV		Ma (Kg,m)	Mb (Kg,m)	Ma (Kg,m)	Mb (Kg,m)	Ma (Kg,m)	Mb (Kg,m)
					Ca	Cb	Ca	Cb	Ca	Cb						
1	4,20	4,20	4	1,00	0,050	0,050	0,027	0,027	0,032	0,032	1084,51	1084,51	613,86	613,86	204,62	204,62
2	2,40	4,20	8	0,57	0,083	0,016	0,050	0,006	0,068	0,008	587,85	338,37	389,40	137,09	129,80	
3	4,10	4,20	4	0,98	0,052	0,048	0,028	0,026	0,033	0,031	1074,82	1041,13	609,78	587,83	203,26	195,94
4	3,80	4,20	8	0,90	0,043	0,052	0,025	0,019	0,025	0,019	763,48	1127,89	443,89	412,11	147,96	
5	2,40	3,80	2	0,63	0,079	0,012	0,033	0,005	0,055	0,009	556,68	220,17	273,22	108,96		
6	4,20	5,00	4	0,84	0,067	0,033	0,037	0,018	0,044	0,022	1453,24	1023,64	835,63	597,62	278,54	199,21
7	2,40	5,00	2	0,50	0,086	0,006	0,037	0,002	0,066	0,004	609,09	184,44	315,51	77,48		
8	4,10	5,00	4	0,82	0,069	0,031	0,038	0,017	0,046	0,021	1426,20	952,94	825,42	560,73	275,14	186,91

Elaborado por: la autora

- **CÁLCULO DEL CORTANTE EN LA LOSA Y LAS CARGAS EN LOS APOYOS**
- **TABLERO 1**

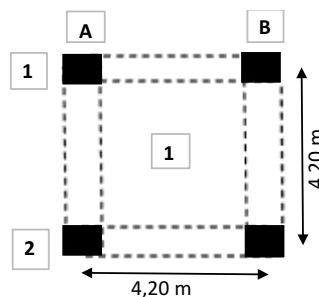


Fig 21. Tablero 1 – segunda planta

Relación de lados del panel:

$$m = \frac{LA}{LB} = \frac{4,20}{4,20} = 1$$

RELACIÓN DE LA CARGA “W” QUE SE TRANSMITE EN LAS DIRECCIONES “LA” Y “LB”

$$Wa = 0,50 = 50 \%$$

$$Wb = 0,50 = 50 \%$$

$$\text{Carga Total} = 1229,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Total} = 1229,6 \text{ Kg/m}^2 \times (4,20 \text{ m} \times 4,20 \text{ m}) = 21690,1 \text{ Kg}$$

▪ **Carga por metro sobre la viga larga**

$$W_{LB} = \frac{Wb \times \text{Carga Total}}{2 \times LB}$$

$$W_{LB} = \frac{0,50 \times 21690,1}{2 \times 4,20}$$

$$W_{LB} = 1291,08 \text{ kg/m}$$

▪ **Carga por metro sobre la viga corta**

$$W_{LA} = \frac{Wa \times \text{Carga Total}}{2 \times LA}$$

$$W_{LA} = \frac{0,50 \times 21690,1}{2 \times 4,20}$$

$$W_{LA} = 1291,08 \text{ kg/m}$$

▪ **Resistencia al cortante de la losa**

$$\text{Con } b = 0,20 \text{ m y } d = 25 - 2,5 = 22,5$$

$$\phi Vc = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{(Ecuación 1-12)}$$

$$\phi Vc = 3456,19$$

$$\therefore \phi Vc > W_{LB} \text{ y } \phi Vc > W_{LA}$$

La siguiente tabla muestra en resumen el cálculo del cortante en la losa de la segunda planta de la vivienda de hormigón armado y las cargas en los apoyos.

Tabla 28

Cortante en la losa y carga en los apoyos – losa segunda planta

CARGA MUERTA	909,6
CARGA VIVA	320
CARGA TOTAL	1229,6

DETERMINACION DEL CORTANTE EN LA LOSA - SEGUNDA PLANTA

TABLERO	LONGITUDES		CASO	m=LA/LB	TABLA 12.6		CARGA X METRO EN LA:		CORTANTE LOSA	VERIFICACIÓN	
	LA (m)	LB (m)			RELACION DE CARGA W		VIG. CORTA	VIG. LARGA		$\phi Vc > WLA$	$\phi Vc > WLB$
					Wa	Wb					
1	4,20	4,20	4	1,00	0,500	0,500	1291,08	1291,08	3456,19	Si	Si
2	2,40	4,20	8	0,57	0,830	0,170	2143,19	250,84	3456,19	Si	Si
3	4,10	4,20	4	0,98	0,520	0,480	1342,72	1209,93	3456,19	Si	Si
4	3,80	4,20	8	0,90	0,430	0,570	1110,33	1331,66	3456,19	Si	Si
5	2,40	3,80	2	0,63	0,866	0,134	2023,18	197,72	3456,19	Si	Si
6	4,20	5,00	4	0,84	0,670	0,330	2059,58	852,11	3456,19	Si	Si
7	2,40	5,00	2	0,50	0,940	0,006	2889,56	8,85	3456,19	Si	Si
8	4,10	5,00	4	0,82	0,690	0,310	2121,06	781,41	3456,19	Si	Si

Elaborado por: la autora

▪ DISEÑO DE ACERO PARA LA LOSA – SEGUNDA PLANTA

1 DIRECCIÓN CORTA

1.1 CENTRO DE LA LUZ.- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las

Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes: **$Ru =$**

$$6,736 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0016 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

1.2 BORDE CONTINUO .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las

Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes: **$Ru =$**

$$11,90 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0029 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

1.3 BORDE DISCONTINUO .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las

Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes: **$Ru =$**

$$2,245 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,00053 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

2 DIRECCION LARGA

2.1 CENTRO DE LA LUZ.- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las

Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes: **$Ru =$**

$$6,736 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0016 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

2.2 BORDE CONTINUO .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las

Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes: **$Ru =$**

$$11,90 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0029 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

2.3 BORDE DISCONTINUO .- Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las

Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes: **$Ru =$**

$$2,245 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,00053 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

La tabla que se encuentra a continuación resume el diseño de acero de la losa de la segunda planta tanto en la dirección corta como en la dirección larga.

Tabla 29

Resumen del diseño de acero de la losa – segunda planta.

DISEÑO DE ACERO DE LA LOSA - SEGUNDA PLANTA								
DIRECCION CORTA								
CENTRO DE LA LUZ			BORDE CONTINUO			BORDE DISCONTINUO		
Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)
6,74	0,0016	1,485	11,90	0,0029	1,485	2,25	0,0005	1,485
4,27	0,0010	1,485	6,45	0,0016	1,485	1,42	0,0003	1,485
6,69	0,0016	1,485	11,79	0,0029	1,485	2,23	0,0005	1,485
4,87	0,0012	1,485	8,38	0,0020	1,485	1,62	0,0004	1,485
3,00	0,0007	1,485	6,11	0,0015	1,485			
9,17	0,0022	1,485	15,95	0,0040	1,575	3,06	0,0007	1,485
3,46	0,0008	1,485	6,68	0,0016	1,485			
9,06	0,0022	1,485	15,65	0,0039	1,530	3,02	0,0007	1,485
DIRECCION LARGA								
CENTRO DE LA LUZ			BORDE CONTINUO			BORDE DISCONTINUO		
Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)	Ru (Kg/cm2)	ρ	As (cm2)
6,74	0,0016	1,485	11,90	0,0029	1,485	2,25	0,0005	1,485
1,50	0,0004	1,485	3,71	0,0009	1,485			
6,45	0,0016	1,485	11,43	0,0028	1,485	2,15	0,0005	1,485
4,52	0,0011	1,485	12,38	0,0031	1,485			
1,20	0,0003	1,485	2,42	0,0006	1,485			
6,56	0,0016	1,485	11,23	0,0028	1,485	2,19	0,0005	1,485
0,85	0,0002	1,485	2,02	0,0005	1,485			
6,15	0,0015	1,485	10,46	0,0026	1,485	2,05	0,0005	1,485

Elaborado por: la autora

▪ **DISEÑO DEL VOLADO – LOSA SEGUNDA PLANTA**

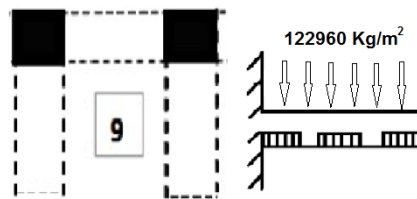


Fig 22. Diseño del voladizo– segunda planta

Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$Ru = 13,49 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,0033 < \rho \text{ min } 0,0033, As = 1,485 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 1\emptyset 14 \text{ mm}$$

1.17 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las zapatas o cimentaciones son consideradas como miembros estructurales, cuya función principal es la adecuada transferencia al suelo de todas las cargas vivas, muertas, sísmicas que afectan a la estructura, la presencia de diferentes tipos de suelos da lugar a distintos tipos de cimentaciones.

El método utilizado para el diseño de cimentaciones superficiales se basa en determinar la capacidad de carga admisible del suelo, es decir la capacidad que tiene un suelo para soportar una estructura y todas las presiones que genere, éste valor se obtiene al dividir la capacidad de carga última para un factor de seguridad que varía entre 1.5 – 3 de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC_SE_CG: Geotécnica y Cimentaciones, 2014, p.55)

Debido a la falta de datos acerca de las características del suelo asumiremos un valor de tensión admisible de 1,5 Kg/cm².

Puede aplicarse la siguiente expresión para calcular el esfuerzo máximo en el suelo para carga axial mas flexión en dos direcciones ortogonales.

Si este esfuerzo máximo es superior al esfuerzo admisible se requiere incrementar la sección transversal de la cimentación.

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{L} \right] \quad \text{(Ecuación 1- 27)}$$

Considerando que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se calcula con las siguientes expresiones:

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6ex}{b} + \frac{6ey}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{b} - \frac{6ey}{L} \right]$$

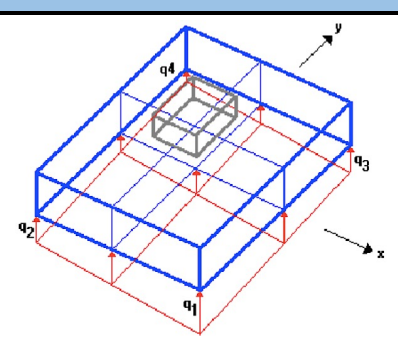
$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6ex}{b} - \frac{6ey}{L} \right]$$

Este procedimiento se vuelve iterativo hasta obtener las dimensiones necesarias de las cimentaciones, a continuación se resume el cálculo correspondiente a cada zapata.

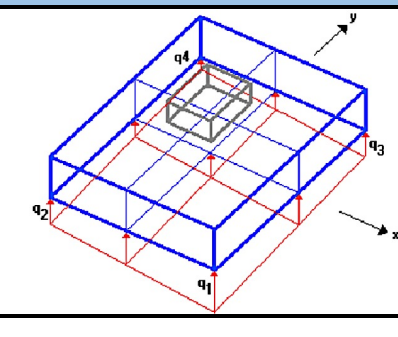
Tabla 30

Dimensión de cimentaciones bajo cargas ultimas.

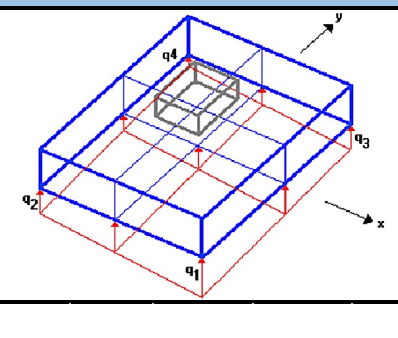
ZAPATAS CENTRALES					
$P_u =$	18990	e_x	e_y	Ubicación de carga (cm)	condicion
$M_x =$	338,94	1,78	1,49	25	ok
$M_y =$	282,42			17	ok
Area =	112,517	esfuerzo max "q" (Kg/cm2)			
b (cm) =	150	q 1=	1,47	q 3=	1,24
L (cm) =	100	q 2=	1,29	q 4=	1,06



ZAPATAS ESQUINERAS					
$P_u =$	18195	e_x	e_y	Ubicación de carga (cm)	condicion
$M_x =$	395,57	2,17	1,77	25	ok
$M_y =$	321,27			17	ok
Area =	110,136	esfuerzo max "q" (Kg/cm2)			
b (cm) =	150	q 1=	1,45	q 3=	1,19
L (cm) =	100	q 2=	1,24	q 4=	0,98



ZAPATAS EXCENTRICAS					
$P_u =$	18195	e_x	e_y	Ubicación de carga (cm)	condicion
$M_x =$	201,74	1,11	0,96	25	ok
$M_y =$	173,88			17	ok
Area =	110,136	esfuerzo max "q" (Kg/cm2)			
b (cm) =	150	q 1=	1,34	q 3=	1,20
L (cm) =	100	q 2=	1,23	q 4=	1,09



Elaborado por: la autora

DISEÑO DE ZAPATAS ESQUINERAS

Para el diseño de las zapatas esquineras consideramos la carga transmitida por el peso de los pisos, y usando la Ecuación 1-7 tenemos un $P_u = 36127,4 \text{ Kg}$.

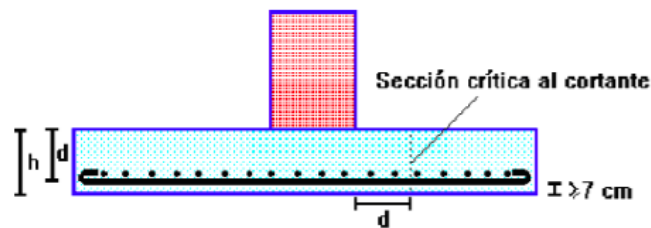


Fig 23. Criterios para diseño de cimentaciones

La capacidad de carga última o resistencia al cortante del suelo en el punto de falla deberá ser sustentada con las respectivas metodologías, pudiendo ser por plano de falla general, plano de falla local o falla por punzonamiento.

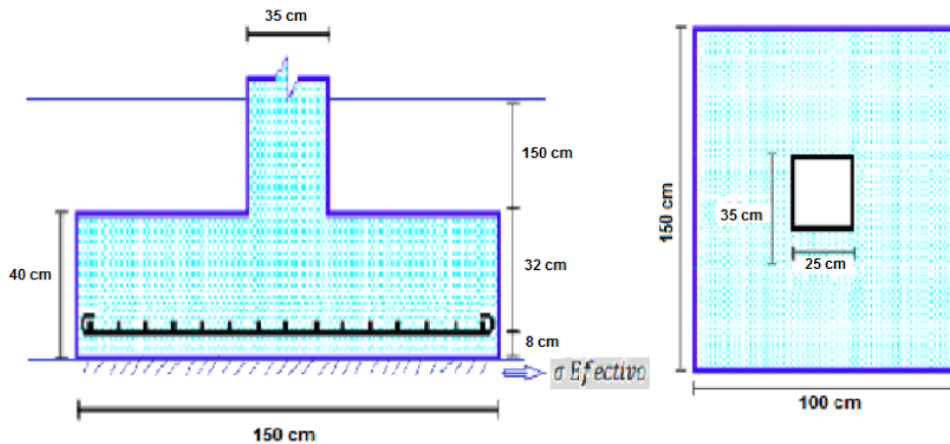


Fig 24. Pre dimensionamiento de Zapata Esquinera

Datos:

Columna	Zapata Esquinera .	Peso Suelo	Fy 4200	f'c 210	Recubrimiento
35 cm x 35 cm	1,50 m x 1,00 m x 0,40 m	1600	Kg/cm2	Kg/cm2	7,5 cm

1.17.1 DISEÑO A CORTANTE TIPO VIGA

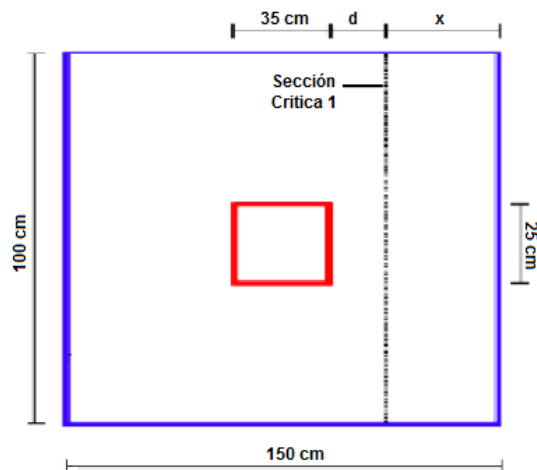


Fig 25. Zapata Esquinera - Cortante Tipo Viga

$$d = H - recub$$

$$d = 40 - 7,5$$

$$d = 32,5 \text{ cm}$$

$$x = 57,5 - 32,5$$

$$x = 25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{Efectivo}} = 12042,5 - (1600 \times 1,50) - (2400 \times 0,40)$$

$$\sigma_{\text{Efectivo}} = 8682,47 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma \times A$$

$$P = 8682,47 \times 1,50 \times 1,00$$

$$P = 13023,7 \text{ Kg}$$

EFFECTO VIGA

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{(Ecuación 1-12)}$$

$$V_c = 37442,1 \text{ Kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,75} \quad \text{(Ecuación 1-28)}$$

$$V_n = \frac{13023,7}{0,75}$$

$$V_n = 17364,9 \text{ Kg}$$

$$V_c > V_n$$

$$37442,1 \text{ Kg} > 17364,9 \text{ Kg}$$

1.17.2 DISEÑO A CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

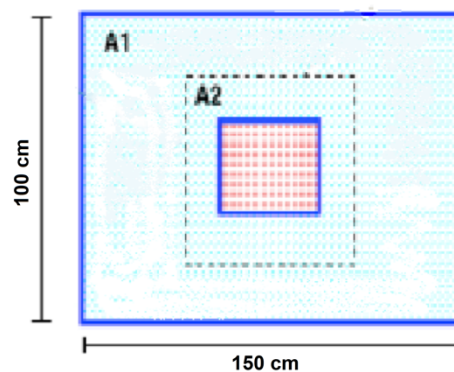


Fig 26. Zapata Esquinera - Cortante por Punzonamiento

$$AE = A1 - A2$$

$$AE = (1,50 \times 1,00) - [(0,35 + 0,325)(0,25 + 0,325)]$$

$$AE = 1,11$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma \times A$$

$$P = 8682,47 \times 1,11$$

$$P = 9653,82 \text{ Kg}$$

EFFECTO PUNZONAMIENTO

$$V_c = 1,1\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad \text{(Ecuación 1-11)}$$

$$V_c = 129517 \text{ Kg}$$

$$V_n = \frac{v_u}{0,75} \quad \text{(Ecuación 1-28)}$$

$$V_n = 12871,8$$

$$V_c > V_n$$

$$129517 \text{ Kg} > 12871,8 \text{ Kg}$$

DISEÑO DE ACERO PARA ZAPATAS ESQUINERAS

$$M_u = P \cdot d$$

$$M_u = (1,50 \times 0,575 \times 8682,47) \cdot \left(\frac{0,575}{2}\right)$$

$$M_u = 2152,98 \text{ Kg} \cdot m$$

Para sintetizar el procedimiento se hizo uso de las Ecuaciones (1-18), (1-19), (1-20) siendo los resultados los siguientes:

$$R_u = 1,51 \text{ Kg/cm}^2, \rho = 0,00036 < \rho_{\min} 0,0033, A_s = 16,088 \text{ cm}^2$$

Este procedimiento será el mismo para el diseño de las zapatas excéntricas y centrales, las siguientes tablas resumen el diseño de las zapatas respectivamente.

Tabla 31

Resumen del diseño de acero de las zapatas centrales.

DISEÑO DE ZAPATAS CENTRALES												
ZAPATA			COLUMNA		Pu Tribut Zapata	Area Cooper	Pu (Kg)	σ adm (Kg)	Recubrimiento Zapata	d (cm)	x (cm)	σ efectivo (Kg)
B (m)	L (m)	H (m)	b (m)	h (m)								
1,50	1,00	0,40	0,35	0,30	6881,41	14,52	99918,07	33306,02	0,075	32,5	25	29946,02
EFECTO VIGA					EFECTO PUNZONAMIENTO					AE = A1-A2		
										1,08		
P (Kg) 44919,04 Vc (Kg) 37442,09 Vn (Kg) 59892,05 Vc > Vn Cumple										P (Kg) 32285,56 Vc (Kg) 134697,35 Vn (Kg) 43047,41 Vc > Vn Cumple		
ACERO EN LA DIRECCION "X"						ACERO EN LA DIRECCION "Y"						
MU = P.d (Kg.m) P = 25828,45 d = 0,29 MU = 7425,68 $Ru = \frac{MU}{\phi \cdot b \cdot d^2}$ Φ = 0,9 b = 1,50 d = 32,5 RU = 5,21			$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2RU}{0,85f'c}} \right)$ f'c = 210 Fy = 4200 ρ = 0,00126 As = ρ.b.d b = 150 d = 32,5 As min = 0,0033 As = 16,088			MU = P.d (Kg.m) P = 17218,96 d = 0,29 MU = 4950,45 $Ru = \frac{MU}{\phi \cdot b \cdot d^2}$ Φ = 0,9 b = 1,00 d = 32,5 RU = 5,21			$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2RU}{0,85f'c}} \right)$ f'c = 210 Fy = 4200 ρ = 0,00126 As = ρ.b.d b = 100 d = 32,5 As min = 0,0033 As = 10,725			

Elaborado por: la autora

Tabla 32

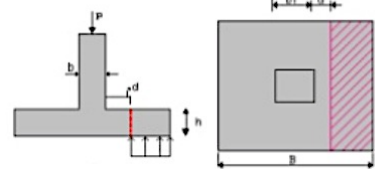
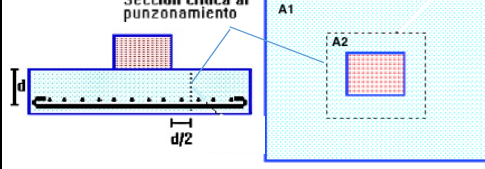
Resumen del diseño de acero de las zapatas esquineras.

DISEÑO DE ZAPATAS ESQUINERAS												
ZAPATA			COLUMNA		Pu Tribut Zapata	Area Cooper	Pu (Kg)	σ adm (Kg)	Recubrimiento Zapata	d (cm)	x (cm)	σ efectivo (Kg)
B (m)	L (m)	H (m)	b (m)	h (m)								
1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	6881,41	5,25	36127,40	12042,5	0,075	32,5	25	8682,47
EFECTO VIGA					EFECTO PUNZONAMIENTO					AE = A1-A2		
										1,11		
P (Kg) 13023,70 Vc (Kg) 37442,1 Vn (Kg) 17364,94 Vc > Vn Cumple										P (Kg) 9653,82 Vc (Kg) 129517 Vn (Kg) 12871,76 Vc > Vn Cumple		
ACERO EN LA DIRECCION "X"						ACERO EN LA DIRECCION "Y"						
MU = P.d (Kg.m) P = 7488,63 d = 0,29 MU = 2152,98 $Ru = \frac{MU}{\phi \cdot b \cdot d^2}$ Φ = 0,9 b = 1,5 d = 32,5 RU = 1,51			$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2RU}{0,85f'c}} \right)$ f'c = 210 Fy = 4200 ρ = 0,00036 As = ρ.b.d b = 150 d = 32,5 As min = 0,0033 As = 16,088			MU = P.d (Kg.m) P = 4992,42 d = 0,29 MU = 1435,32 $Ru = \frac{MU}{\phi \cdot b \cdot d^2}$ Φ = 0,9 b = 1,00 d = 32,5 RU = 1,51			$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2RU}{0,85f'c}} \right)$ f'c = 210 Fy = 4200 ρ = 0,00036 As = ρ.b.d b = 100 d = 32,5 As min = 0,0033 As = 10,725			

Elaborado por: la autora

Tabla 33

Resumen del diseño de acero de las zapatas excéntricas.

DISEÑO DE ZAPATAS EXCÉNTRICAS													
ZAPATA			COLUMNA		Pu Tribut Zapata	Area Cooper	Pu (Kg)	σ adm (Kg)	Recubrimiento Zapata	d (cm)	x (cm)	σ efectivo (Kg)	
B (m)	L (m)	H (m)	b (m)	h (m)									
1,50	1,00	0,40	0,35	0,25	6881,41	9,24	63584,23	21194,74	0,075	32,5	25	17834,74	
EFECTO VIGA					EFECTO PUNZONAMIENTO					AE = A1-A2			
										P (Kg) 26752,11 Vc (Kg) 37442,09 Vn (Kg) 35669,49 Vc > Vn Cumple		AE = A1-A2 1,1119 P (Kg) 19830,00 Vc (Kg) 139878,01 Vn (Kg) 26440,01 Vc > Vn Cumple	
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	ACERO EN LA DIRECCION "X"				ACERO EN LA DIRECCION "Y"								
	MU= P.d (Kg.m)		$\rho = 0,85 \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2RU}{0,85f'c}} \right)$		MU= P.d (Kg.m)		$\rho = 0,85 \frac{f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2RU}{0,85f'c}} \right)$						
	P =	15382,47	f'c =	210	P =	10254,98	f'c =	210					
	d =	0,29	Fy =	4200	d =	0,29	Fy =	4200					
	MU =	4422,46	ρ =	0,00074	MU =	2948,31	ρ =	0,00074					
	$Ru = \frac{MU}{\phi \cdot b \cdot d^2}$		As = ρ.b.d		$Ru = \frac{MU}{\phi \cdot b \cdot d^2}$		As = ρ.b.d						
	Φ =	0,9	b =	150	Φ =	0,9	b =	100					
	b =	1,5	d =	32,5	b =	1,00	d =	32,5					
d =	32,5	As min =	0,0033	d =	32,5	As min =	0,0033						
RU =	3,101	As =	16,088	RU =	3,10	As =	10,725						

Elaborado por: la autora

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

Las edificaciones de mampostería se basan en la construcción de elementos reforzados internamente con barras, mallas y alambres de acero embebidos en un mortero u hormigón, de modo que todos los materiales trabajen en conjunto y permitan la conformación de una estructura monolítica capaz de responder estructuralmente ante requerimientos sísmicos y otros esfuerzos internos esperados (compresión, tracción, flexión, torsión, etc.)

La estructuración y pre dimensionamiento de la vivienda de Mampostería Estructural se realizará de acuerdo a las especificaciones técnicas establecidas en la (NEC-SE-MP: Mampostería Estructural, 2014).

Para la estructuración y pre dimensionamiento de la vivienda de Mampostería Estructural se considerará algunos valores tales como:

- Resistencia a la compresión del concreto. $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Espesor de muros primera planta = 15 cm
- Espesor de muros segunda planta = 20 cm
- Profundidad de Desplante (contacto con la zapata) = 1,50 m
- Altura de entrepiso = 3,50 m

2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS NERVADAS Y DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA

Considerando las condiciones de borde y rectangularidad que posee las losas de nuestra vivienda, será armada en dos direcciones con un espesor tentativo de 25 cm con loseta de compresión de 5 cm y nervios de 10 cm de espesor.

De igual manera se transformará el peralte de la losa nervada a una sección equivalente de una losa maciza para el adecuado control de deflexiones.

Tabla 34*Inercia transformada*

Fig.	b _i	h _i	A _i = b _i *A _i	Y _i	y _i *A _i	d _i = Y _{cg} -Y _i	I = (bh ³ /12)	A _i *d _i ²
1	0,2	0,2	0,0400	0,1	0,0040	0,0694444	0,00013333	0,0001929
2	1	0,05	0,0500	0,225	0,0113	-0,055556	1,0417E-05	0,0001543
Σ			0,09		0,01525		0,00014375	0,0003472

Elaborado por: la autora

Los siguientes valores se determinaron:

$$Y_{cg} = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 0,1694\text{m} \quad \text{(Ecuación 1-1)}$$

$$I = \sum I_{wi} + \sum A_i \cdot d_i^2 = 0,000491 \text{ m}^4 \quad \text{(Ecuación 1-2)}$$

La inercia que se acaba de determinar debe ser igualada a la inercia de la losa maciza por un metro de ancho, así se podrá determinar una altura equivalente "h_{equiv}" de losa.

$$0,000491 = \frac{1,00 \times h_{equiv}^3}{12} = 0,1806\text{m} \quad \text{(Ecuación 1-3)}$$

$$h_{equiv} = 0,1806\text{m}$$

Para el caso de losas rectangulares apoyadas sobre vigas de mayor peralte, cuya relación **lado largo / lado corto** sea menor que **2**, el cálculo y control de las deflexiones se obtiene con la siguiente ecuación, donde el valor de α_m es el valor promedio de las cuatro vigas en los bordes del panel, es decir donde α = razón entre **E . I** de la sección de la viga y **E . I** del ancho de la losa limitada lateralmente por las líneas de centro de los paneles adyacentes a cada lado de la viga (donde las hubiera). (Romo, 2008)

Para nuestro análisis el valor de α de las cuatro vigas en los bordes del panel son: α₁=1,967, α₂=1,218, α₃= 1,565 y α₄=0,936, cuyo valor promedio es de α_m=1,421.

Como el valor promedio es inferior a 2 por lo tanto se utiliza la ecuación.

$$h_{min} = \frac{\text{Ln.}(800 + 0,0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

$$h_{min} = \frac{475 \cdot (800 + 0,0712(4200))}{36000 + 5000(1,20)(1,421 - 0,2)}$$

$$h_{\min} = 12,04 \text{ cm}$$

Se verifica que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supera la altura mínima fijada por el código y como $h_{\min} < h_{\text{equiv}}$, se puede adoptar una altura de losa de $h_{\text{losa}} = 0,25 \text{ m}$ como se mencionó anteriormente.

DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS MUERTAS EN LA LOSA

Para el cálculo respectivo de cargas se consideró:

- **Peso de la Losa**

✓ $\text{Volumen Losa} = (1\text{m} \times 1\text{m} \times 0,05\text{m}) = 0,05 \text{ m}^3$

$$\text{Peso Losa} = \text{Vol Losa} \times \text{Peso Espc. Hormig} = 0,05 \times 2400 = 120 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de los Bloques**

$$\text{Peso Bloques} = N \text{ Bloques} \times \text{Peso} = 8 \times 12 = 96 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de Nervios**

$$\text{Peso Nervios} = (0,20 \times 0,10 \times 1,00) \times 4 \times 2400 = 192 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de Rasante**

$$\text{Peso Rasante} = 0,06 \times 2000 = 120 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de Instalaciones**

Según las especificaciones de la NEC se debe considerar:

✓ Instalaciones Hidrosanitarias 5 kg/m^2

✓ Instalaciones Electricas 5 kg/m^2

$$\text{Peso de Instalaciones} = 10 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de Muros**

$$\text{Peso Muros} = 135 \text{ Kg/m}^2$$

- **Peso de Acabados**

$$\text{Peso de Acabados} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

La sumatoria de todos éstos valores nos dará como resultado la Carga Muerta respectiva para nuestro análisis.

$$\text{CM} = 120 \text{ Kg/m}^2 + 96 \text{ Kg/m}^2 + 192 \text{ Kg/m}^2 + 120 \text{ Kg/m}^2 + 10 \text{ Kg/m}^2 + 135 \text{ Kg/m}^2 + 90 \text{ Kg/m}^2$$

- $\text{CM} = 763 \text{ Kg/m}^2$

2.2 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

Para el cálculo del cortante basal de diseño de la Vivienda de Mampostería se utilizará la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), donde consideraremos todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración, para ello tenemos:

DATOS GENERALES

Caracterización del emplazamiento

- ✓ Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II
- ✓ Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- ✓ Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): B

Sistema estructural

- ✓ R_X : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) $R_X : 8.00$
- ✓ R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 1) $R_Y : 8.00$
- ✓ \emptyset_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) $\emptyset_P: 1.00$
- ✓ \emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) $\emptyset_E: 1.00$
- ✓ Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Irregular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

- ✓ Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): III
- ✓ Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): III
- ✓ **h:** Altura de la vivienda

h : 10 m

Parámetros de cálculo

- ✓ Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma
- ✓ Fracción de sobrecarga de uso
- ✓ Factor multiplicador del espectro

Factores reductores de la inercia

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas

- ✓ Vigas: 0.5
- ✓ Losas: 0.5
- ✓ Columnas: 0.8
- ✓ Tabiques: 0.6
- ✓ Muros: 0.6
- ✓ Muros de mampostería: 0.5

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

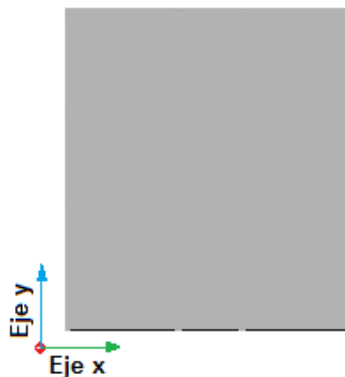


Fig 27. Proyección en planta de la vivienda de Mampostería

2.2.1 COEFICIENTE DE AMPLIFICACION

Las ordenadas espectrales definidas se reducen por medio de un factor multiplicador de valor 0.80 la Norma Ecuatoria de la Construcción (NEC) manifiesta que este valor esta a criterio del proyectista. El valor máximo de las ordenadas espectrales es **0.496 g**

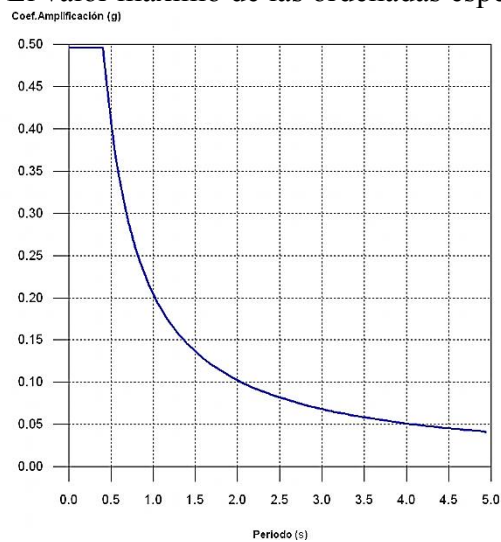


Fig 28. Coeficiente de Amplificación

2.2.2 Espectro elástico de aceleraciones

Parámetros necesarios para la definición del espectro

- ✓ **Z:** Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1)
 Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II **z : 0.25**
- ✓ **η:** Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)
 Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): **η : 2.48**
- ✓ **F_a:** Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3) **F_a: 1.00**
- ✓ **F_d:** Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4) **F_d: 1.00**
- ✓ **F_s:** Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) **F_s: 0.75**
- ✓ Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): B
- ✓ Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II
- ✓ **I:** Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) **I: 1.00**
- ✓ **r:** Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)
- ✓ Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): B **r: 1.00**

2.2.3 Espectro de Diseño de Aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R , \emptyset_P , \emptyset_E) correspondiente a cada dirección de análisis.

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

- ✓ R_X : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) $R_X : 8.00$
- ✓ R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) $R_Y : 8.00$
- ✓ \emptyset_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) $\emptyset_P : 1.00$
- ✓ \emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) $\emptyset_E : 1.00$

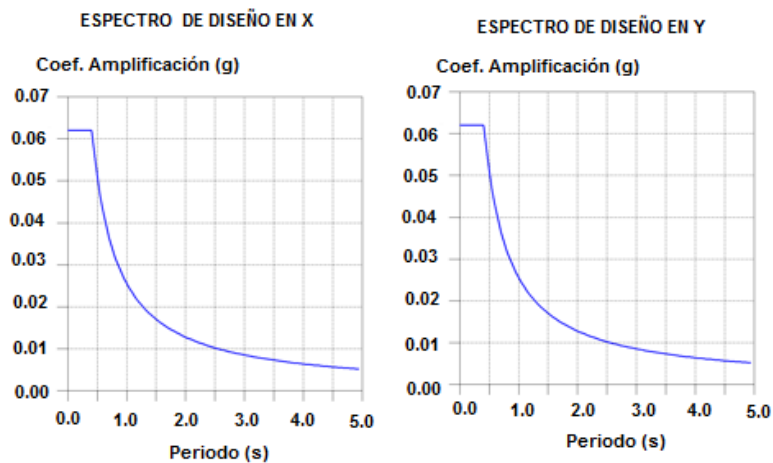


Fig 29. Espectro de Diseño de Aceleraciones

2.2.4 Coeficiente de Participación

Tabla 35

Coefficientes de Participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.331	0.0182	0.9301	0.367	0.04 %	93.61 %	R = 8 A = 0.608 m/s ² D = 1.69012 mm	R = 8 A = 0.608 m/s ² D = 1.69012 mm
Modo 2	0.315	0.7815	0.0234	0.6235	91.91 %	0.08 %	R = 8 A = 0.608 m/s ² D = 1.53286 mm	R = 8 A = 0.608 m/s ² D = 1.53286 mm
Modo 3	0.293	0.0269	0.0122	0.9996	1.98 %	0.41 %	R = 8 A = 0.608 m/s ² D = 1.32119 mm	R = 8 A = 0.608 m/s ² D = 1.32119 mm
Total					93.93 %	94.1 %		

Elaborado por: la autora

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R : Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A : Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D : Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales

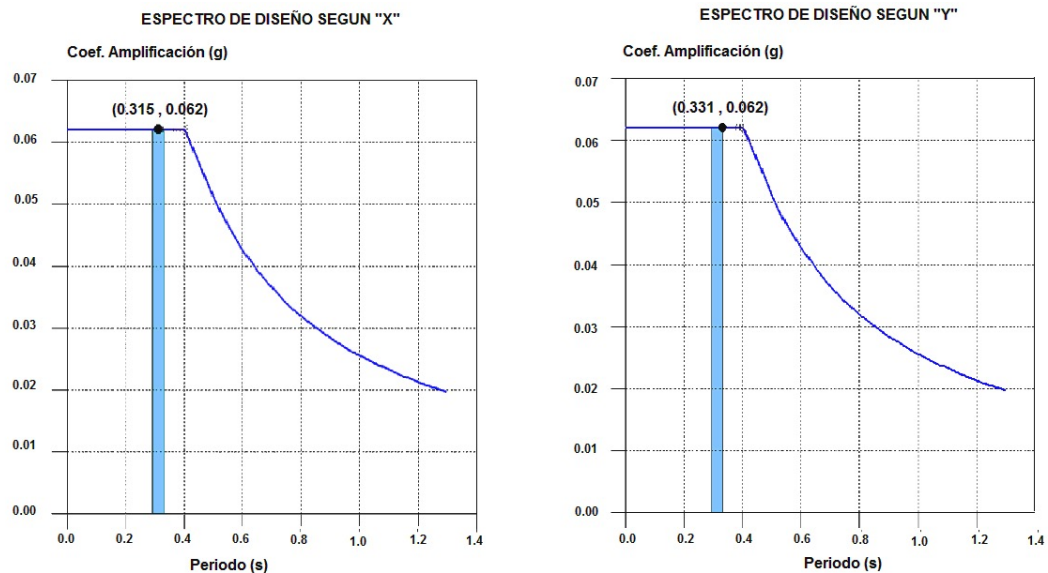


Fig 30. Periodos Modales

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Tabla 36

Rango de Periodo en X y Y.

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.315	0.062

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.331	0.062

Elaborado por: la autora

2.2.5 Centro de Masas, Centro de Rigidez y Excentricidades de cada planta

Tabla 37*Centro de masa, rigidez y excentricidades.*

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
CUBIERTA	(5.37, 6.61)	(5.38, 6.70)	-0.01	-0.09
PLANTA ALTA	(5.12, 6.52)	(5.38, 6.70)	-0.25	-0.18
PLANTA BAJA	(5.37, 6.62)	(5.38, 6.70)	-0.01	-0.08

Elaborado por: la autora

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)**c.d.r.:** Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y) e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X) e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

- **Corrección por cortante basal**

2.2.6 Cortante Dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Tabla 38*Cortante Dinámico CQC*

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)	Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_y (t)	$V_{d,y}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	0.0030	7.6313	Sismo Y1	Modo 1	7.6703	7.6890
	Modo 2	7.5236			Modo 2	0.0067	
	Modo 3	0.1621			Modo 3	0.0334	

Elaborado por: la autora

 $V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica $V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica**2.2.7 Cortante Basal Estático**

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante Sísmico en la base (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)	$V_{s,x}$: 9.547 t
$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X)	$S_{d,x}(T_a)$: 0.073 g
$T_{a, x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)	$T_{a, x}$: 0.44 s
Sistema estructural (X)(NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): III	
h : Altura del edificio	h : 10 m
$V_{s,y}$: Cortante Sísmico en la base (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)	$V_{s,y}$: 9.5470 t
$S_{d,y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)	$S_{d,y}(T_a)$: 0.073 g
$T_{a, y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)	$T_{a, Y}$: 0.44 s
Sistema estructural (X)(NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): III	
h : Altura del edificio	h : 10 m
W : Pesos sísmico total de la estructura	W : 131.22 t

Este peso es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

W_i : Peso sísmico total de la planta "i", suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Elaborado por: la autora

Tabla 39

Cortante Basal Estático

Planta	w_i (t)
CUBIERTA	34.4095
PLANTA ALTA	96.8167
$W = \sum w_i$	131.2262

Elaborado por: la autora

2.2.8 Verificación de la Condición de Cortante Basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 85 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.85 \cdot V_s / V_d$.

Tabla 40*Condición de Cortante BasalH*

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.85 \cdot V_{s,X}$ 7.6313 t \geq 8.1150 t	1.06
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.85 \cdot V_{s,Y}$ 7.6890 t \geq 8.1150 t	1.06

Elaborado por: la autora

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

2.2.9 Cortante Sísmico Combinado por Planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

2.2.10 Cortante Sísmico Combinado y Fuerza Sísmica Equivalente por Planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

ipótesis sísmica: Sismo X1- Sismo Y1

Tabla 41*Cortante Sísmico por planta*

Planta	Q_x (t)	$F_{eq,x}$ (t)	Q_y (t)	$F_{eq,y}$ (t)	Planta	Q_x (t)	$F_{eq,x}$ (t)	Q_y (t)	$F_{eq,y}$ (t)
CUBIERTA	2.8354	2.8354	0.1717	0.1717	CUBIERTA	0.1493	0.1493	2.8390	2.8390
PLANTA ALTA	7.6313	4.7959	0.4036	0.2323	PLANTA ALTA	0.4045	0.2553	7.6890	4.8500
PLANTA BAJA	7.6313	0.0000	0.4036	0.0000	PLANTA BAJA	0.4045	0.0000	7.6890	0.0000

Elaborado por: la autora

Cortantes sísmicos máximos por pisos

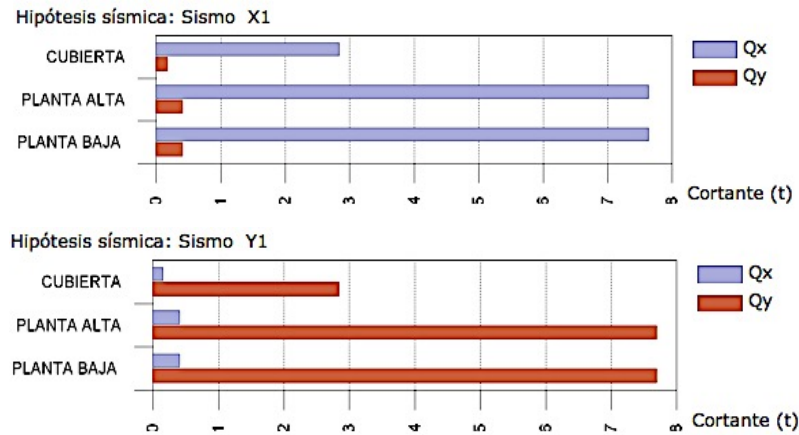


Fig 31. Cortante Máximo por pisos.

Fuerzas sísmicas equivalentes por pisos

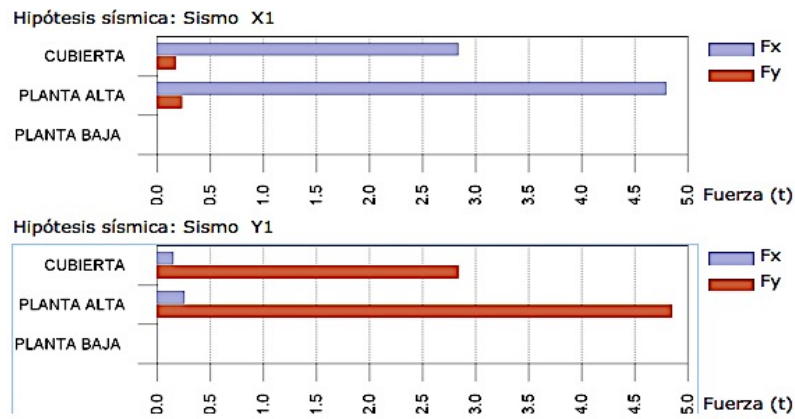


Fig 32. Fuerza Sísmica por pisos

2.3 DISEÑO DE LOSA BIDIRECCIONAL

El diseño de la losa bidireccional de la vivienda de mampostería reforzada adoptará el mismo diseño de losa de la vivienda de hormigón armado, puesto que no existe cambios en sus elevaciones, planta y se mantiene las mismas dimensiones; por lo tanto el diseño se puede revisar en el inciso **1.16 (DISEÑO DE LOSA BIDIRECCIONAL)** de este capítulo.

2.4 DISEÑO DE CIMENTACIONES

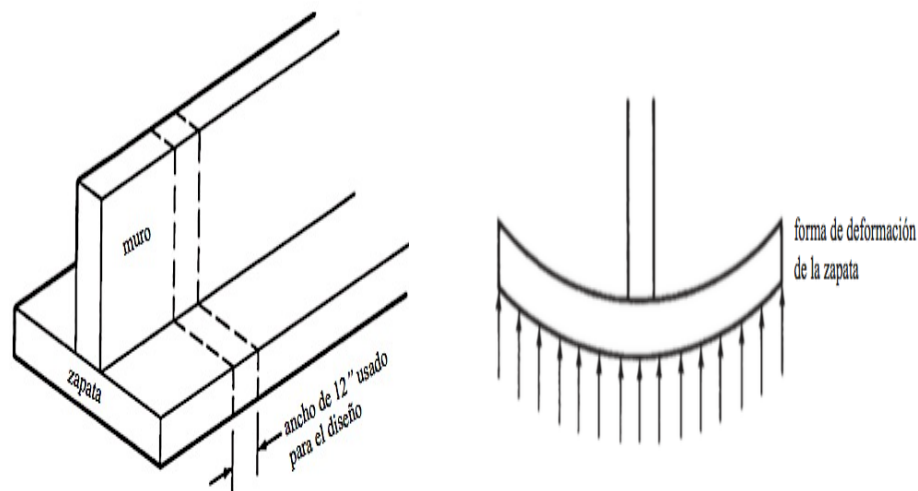


Fig 33. Diseño de Zapatas

Las características propias de las cimentaciones para mampostería estructural, obedecen a las condiciones del suelo de cimentación y del proyecto en sí mismo.

El diseño de estas cimentaciones se basa en el diseño por resistencia, en donde las cargas se deben multiplicar por factores de carga apropiados cabe recalcar que debido a la falta de datos acerca de las características del suelo seguiremos asumiendo un valor de tensión admisible de $1,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Se supone un espesor efectivo d para la zapata, se calcula la d requerida por cortante, propone otra d , calcula la d requerida por cortante, etc., hasta que el valor supuesto y el valor calculado queden entre sí con una diferencia aproximada de 2.54 cm

“A demás todos los refuerzos verticales de los muros estructurales deben quedar anclados a lo que especifique el ACI 318 en las cimentaciones por medio de varillas de empalme que sobresalgan la longitud necesaria para realizar el traslape”. (NEC_SE_MP, 4.2.2, p.28)

Este procedimiento se vuelve iterativo hasta obtener las dimensiones necesarias que adopta las cimentaciones, a continuación el siguiente cuadro muestra las dimensiones de cada una de las zapatas.

Tabla 42

Diseño de Cimentaciones

Referencias	Geometría	Armado	Referencias	Geometría	Armado
C1	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 17.5 cm Ancho inicial Y: 17.5 cm Ancho final X: 147.5 cm Ancho final Y: 147.5 cm Ancho zapata X: 165.0 cm Ancho zapata Y: 165.0 cm Altura: 65.0 cm	Sup X: 9Ø16c/17.5 Sup Y: 9Ø16c/17.5 Inf X: 9Ø16c/17.5 Inf Y: 9Ø16c/17.5	C8, C11, C12	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 42.5 cm Ancho inicial Y: 42.5 cm Ancho final X: 42.5 cm Ancho final Y: 42.5 cm Ancho zapata X: 85.0 cm Ancho zapata Y: 85.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 4Ø12c/20 Y: 4Ø12c/20
C3	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 17.5 cm Ancho inicial Y: 72.5 cm Ancho final X: 72.5 cm Ancho final Y: 72.5 cm Ancho zapata X: 90.0 cm Ancho zapata Y: 145.0 cm Altura: 30.0 cm	Sup X: 7Ø12c/20 Sup Y: 4Ø12c/20 Inf X: 7Ø12c/20 Inf Y: 4Ø12c/20	C9, C13	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 67.5 cm Ancho inicial Y: 52.5 cm Ancho final X: 67.5 cm Ancho final Y: 17.5 cm Ancho zapata X: 135.0 cm Ancho zapata Y: 70.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 3Ø12c/20 Y: 6Ø12c/20
C4	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 17.5 cm Ancho inicial Y: 67.5 cm Ancho final X: 57.5 cm Ancho final Y: 67.5 cm Ancho zapata X: 75.0 cm Ancho zapata Y: 135.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 6#4c/23 Y: 3#4c/23	C14	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 147.5 cm Ancho inicial Y: 17.5 cm Ancho final X: 17.5 cm Ancho final Y: 147.5 cm Ancho zapata X: 165.0 cm Ancho zapata Y: 165.0 cm Altura: 65.0 cm	Sup X: 9Ø16c/17.5 Sup Y: 9Ø16c/17.5 Inf X: 9Ø16c/17.5 Inf Y: 9Ø16c/17.5
C5	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 17.5 cm Ancho inicial Y: 142.5 cm Ancho final X: 142.5 cm Ancho final Y: 17.5 cm Ancho zapata X: 160.0 cm Ancho zapata Y: 160.0 cm Altura: 55.0 cm	Sup X: 8Ø16c/20 Sup Y: 8Ø16c/20 Inf X: 8Ø16c/20 Inf Y: 8Ø16c/20	C15	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 52.5 cm Ancho inicial Y: 67.5 cm Ancho final X: 17.5 cm Ancho final Y: 67.5 cm Ancho zapata X: 70.0 cm Ancho zapata Y: 135.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 6Ø12c/20 Y: 3Ø12c/20
C6, C10	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 67.5 cm Ancho inicial Y: 17.5 cm Ancho final X: 67.5 cm Ancho final Y: 52.5 cm Ancho zapata X: 135.0 cm Ancho zapata Y: 70.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 3Ø12c/20 Y: 6Ø12c/20	C16	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 47.5 cm Ancho inicial Y: 62.5 cm Ancho final X: 17.5 cm Ancho final Y: 62.5 cm Ancho zapata X: 65.0 cm Ancho zapata Y: 125.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 6Ø12c/20 Y: 3Ø12c/20
C7	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 42.5 cm Ancho inicial Y: 42.5 cm Ancho final X: 42.5 cm Ancho final Y: 42.5 cm Ancho zapata X: 85.0 cm Ancho zapata Y: 85.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 4Ø12c/20 Y: 4Ø12c/20	C17	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 142.5 cm Ancho inicial Y: 142.5 cm Ancho final X: 17.5 cm Ancho final Y: 17.5 cm Ancho zapata X: 160.0 cm Ancho zapata Y: 160.0 cm Altura: 55.0 cm	Sup X: 8Ø16c/20 Sup Y: 8Ø16c/20 Inf X: 8Ø16c/20 Inf Y: 8Ø16c/20

Elaborado por: la autora

Se hizo la respectiva comprobación a tensión, flexión, volcamiento y cortante de cada una de las zapatas, teniendo como resultado las siguientes tablas.

Tabla 43

Comprobación de Zapatas a requerimientos específicos.

Zapata C1 Dimensiones: 160 x 160 x 60 cm			Zapata C3 Dimensiones: 100 x 150 x 40 cm			Zapata C4 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm		
COMPROBACION			COMPROBACION			COMPROBACION		
REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO
1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.042 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.07 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.116 kp/cm ²	Cumple
2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 3.999 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 3.148 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.244kp/cm ²	
3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
En dirección X:	Reserva seguridad: 63.1 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 51.9 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 61.9 %	Cumple
En dirección Y:	Reserva seguridad: 62.2 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 71.7 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 58.3 %	
4. Flexión en la Zapata			4. Flexión en la Zapata			4. Flexión en la Zapata		
En dirección X:	Momento: -1.32 t·m	Cumple	En dirección X:	Momento: 0.25 t·m	Cumple	En dirección X:	Momento: 0.25 t·m	Cumple
En dirección Y:	Momento: -1.36 t·m		En dirección Y:	Momento: 1.85 t·m		En dirección Y:	Momento: 1.56 t·m	
5. Cortante en la Zapata			5. Cortante en la Zapata			5. Cortante en la Zapata		
En dirección X:	Cortante: 1.84 t	Cumple	En dirección X:	Cortante: 0.48 t	Cumple	En dirección X:	Cortante: 0.42 t	Cumple
En dirección Y:	Cortante: 1.87 t		En dirección Y:	Cortante: 3.86 t		En dirección Y:	Cortante: 3.33 t	
Zapata C5 Dimensiones: 160 x 160 x 60 cm			Zapata C6 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm			Zapata C7 Dimensiones: 100 x 100 x 40 cm		
COMPROBACION			COMPROBACION			COMPROBACION		
REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO
1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.091 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.099 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 2.456 kp/cm ²	Cumple
2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.427 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.626 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 3.503 kp/cm ²	
3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
En dirección X:	Reserva seguridad: 61 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 41.9%	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 55.5 %	Cumple
En dirección Y:	Reserva seguridad: 52.5 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 57.5 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 61.8 %	
4. Flexión en la Zapata			4. Flexión en la Zapata			4. Flexión en la Zapata		
En dirección X:	Momento: -1.03 t·m	Cumple	En dirección X:	Momento: 1.66 t·m	Cumple	En dirección X:	Momento: 0.97 t·m	Cumple
En dirección Y:	Momento: -1.16 t·m		En dirección Y:	Momento: 0.32 t·m		En dirección Y:	Momento: 0.94 t·m	
5. Cortante en la Zapata			5. Cortante en la Zapata			5. Cortante en la Zapata		
En dirección X:	Cortante: 1.50 t	Cumple	En dirección X:	Cortante: 3.55 t	Cumple	En dirección X:	Cortante: 0.39 t	Cumple
En dirección Y:	Cortante: 1.66 t		En dirección Y:	Cortante: 0.36 t		En dirección Y:	Cortante: 0.38 t	
Zapata C8 Dimensiones: 100 x 100 x 40 cm			Zapata C9 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm			Zapata C10 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm		
COMPROBACION			COMPROBACION			COMPROBACION		
REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO
1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 2.258 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 2.258 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.074 kp/cm ²	Cumple
2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 3.222 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.617 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.491 kp/cm ²	
3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
En dirección X:	Reserva seguridad: 53.1 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 55.8 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 41.6%	Cumple
En dirección Y:	Reserva seguridad: 50.7 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 52 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 61.1 %	
4. Flexión en la Zapata			4. Flexión en la Zapata			4. Flexión en la Zapata		
En dirección X:	Momento: 0.88 t·m	Cumple	En dirección X:	Momento: 1.43 t·m	Cumple	En dirección X:	Momento: 1.65 t·m	Cumple
En dirección Y:	Momento: 0.88 t·m		En dirección Y:	Momento: 0.34 t·m		En dirección Y:	Momento: 0.33 t·m	
5. Cortante en la Zapata			5. Cortante en la Zapata			5. Cortante en la Zapata		
En dirección X:	Cortante: 0.36 t	Cumple	En dirección X:	Cortante: 3.05 t	Cumple	En dirección X:	Cortante: 3.53 t	Cumple
En dirección Y:	Cortante: 0.36 t		En dirección Y:	Cortante: 0.45 t		En dirección Y:	Cortante: 0.37 t	

Zapata C11 Dimensiones: 100 x 100 x 40 cm			Zapata C12 Dimensiones: 100 x 100 x 40 cm			Zapata C13 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm		
COMPROBACION			COMPROBACION			COMPROBACION		
REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO
1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 2.147 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 1.956 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 2.844 kp/cm ²	Cumple
2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 3.055 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 2.884 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.433 kp/cm ²	
3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
En dirección X:	Reserva seguridad: 40.1 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 37.7 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 54.3 %	Cumple
En dirección Y:	Reserva seguridad: 46 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 37 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 55.7 %	
4. Flexión en la Zapata	Momento: 0.82 t·m	Cumple	4. Flexión en la Zapata	Momento: 0.75 t·m	Cumple	4. Flexión en la Zapata	Momento: 1.44 t·m	Cumple
En dirección X:			En dirección X:			En dirección X:		
En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección X:	Momento: 0.75 t·m	En dirección Y:	Momento: 0.34 t·m	En dirección Y:	Momento: 0.34 t·m
5. Cortante en la Zapata	Cortante: 0.34 t	Cumple	5. Cortante en la Zapata	Cortante: 0.31 t	Cumple	5. Cortante en la Zapata	Cortante: 3.05 t	Cumple
En dirección X:			En dirección X:			En dirección X:		
En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	Cortante: 0.31 t	En dirección Y:	Cortante: 0.45 t	En dirección Y:	Cortante: 0.45 t
Zapata C14 Dimensiones: 160 x 160 x 60 cm			Zapata C15 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm			Zapata C16 Dimensiones: 100 x 140 x 40 cm		
COMPROBACION			COMPROBACION			COMPROBACION		
REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO	REQUERIMIENTO	VALOR	ESTADO
1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.036 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.013 kp/cm ²	Cumple	1. Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 3.125 kp/cm ² Calculado: 3.008 kp/cm ²	Cumple
2. Tensión máxima en situaciones accidentales	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 3.987 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 4.484 kp/cm ²		2. Tensión máxima en situaciones accidentales	Máximo: 4.687 kp/cm ² Calculado: 34.564 kp/cm ²	
3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.			3. Vuelco de la zapata: Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
En dirección X:	Reserva seguridad: 63.4 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 56.7 %	Cumple	En dirección X:	Reserva seguridad: 59.9 %	Cumple
En dirección Y:	Reserva seguridad: 65.7 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 63.8 %		En dirección Y:	Reserva seguridad: 46.4 %	
4. Flexión en la Zapata	Momento: -1.31 t·m	Cumple	4. Flexión en la Zapata	Momento: 0.25 t·m	Cumple	4. Flexión en la Zapata	Momento: 0.23 t·m	Cumple
En dirección X:			En dirección X:			En dirección X:		
En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	Momento: 1.44 t·m	En dirección Y:	Momento: 1.19 t·m	En dirección Y:	Momento: 1.19 t·m
5. Cortante en la Zapata	Cortante: 1.83 t	Cumple	5. Cortante en la Zapata	Cortante: 0.24 t	Cumple	5. Cortante en la Zapata	Cortante: 0.19 t	Cumple
En dirección X:			En dirección X:			En dirección X:		
En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	En dirección Y:	Cortante: 3.07 t	En dirección Y:	Cortante: 2.56 t	En dirección Y:	Cortante: 2.56 t

Elaborado por: la autora

2.5 DISEÑO DE TABIQUES Y MUROS

Los muros, tabiques o paredes como comúnmente se conocen son elementos que sirven para separar ambientes dentro de una edificación o vivienda, para el diseño de

éstos debemos tener en cuenta que existen varios tipos de muros cuya construcción proporciona confort, mejor apariencia, durabilidad, etc.

Para nuestro diseño utilizaremos Muros Reforzados tomando en cuenta las consideraciones especificadas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), son muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, de manera horizontal o vertical, embebidos en las celdas de las piezas, en ductos o en la juntas, cuyo objetivo es cumplir con requisitos de la norma.

2.5.1 REFUERZO LONGITUDINAL EN CELDAS Y CAVIDADES

El refuerzo longitudinal que se coloca dentro de las celdas de unidades de perforación vertical deben cumplir los siguientes requisitos basados en la norma. (NEC_SE_MP, 4.1.3, p.25)

- ✓ \emptyset min : 10 mm
- ✓ Para muros con espesor nominal de 200 mm o más, no pueden tener un $\emptyset < 25$ mm
- ✓ Para muros de menos de 200 mm de espesor nominal, no pueden tener un $\emptyset > 20$ mm
- ✓ El \emptyset no puede exceder la mitad de la menor dimensión libre de la celda.

2.5.2 LIMITE DE COLOCACIÓN DEL REFUERZO

En la mampostería de unidades de perforación vertical solo debe colocarse una varilla de refuerzo vertical por celda. Cuando la dimensión menor de la celda sea mayor de 140 mm se permite colocar dos varillas por celda siempre y cuando su diámetro no sea mayor a 16 mm. (NEC_SE_MP, 4.1.4, p.26).

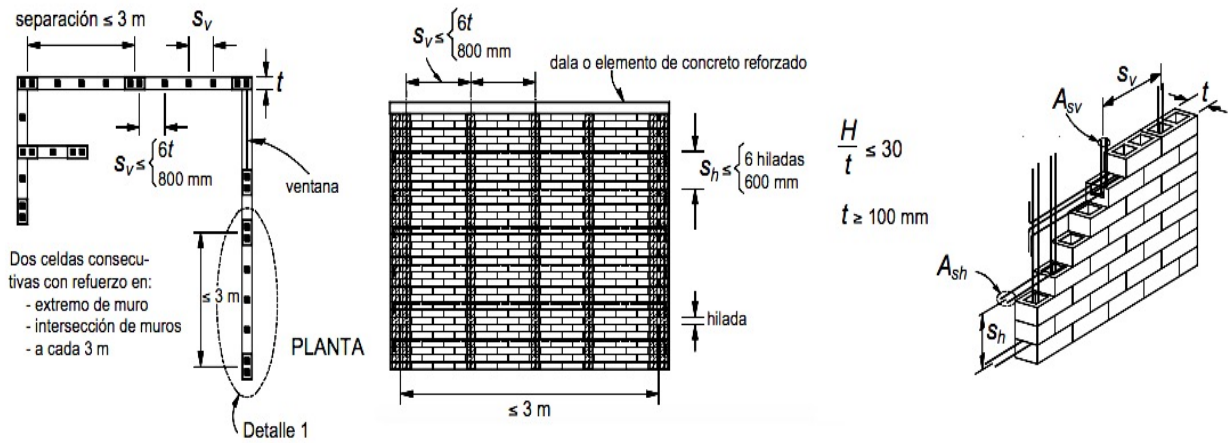


Fig 34. Requisitos de Mampostería con refuerzo interior

Para sintetizar el procedimiento del diseño, la figura muestra el nombre que se designó a cada uno de los tabiques para su análisis, además la tabla indica los momentos, cortante, torsión (máxima y mínima) respectivamente. (Para cada pórtico perteneciente a la vivienda ver **Cap 3** y anexos.)

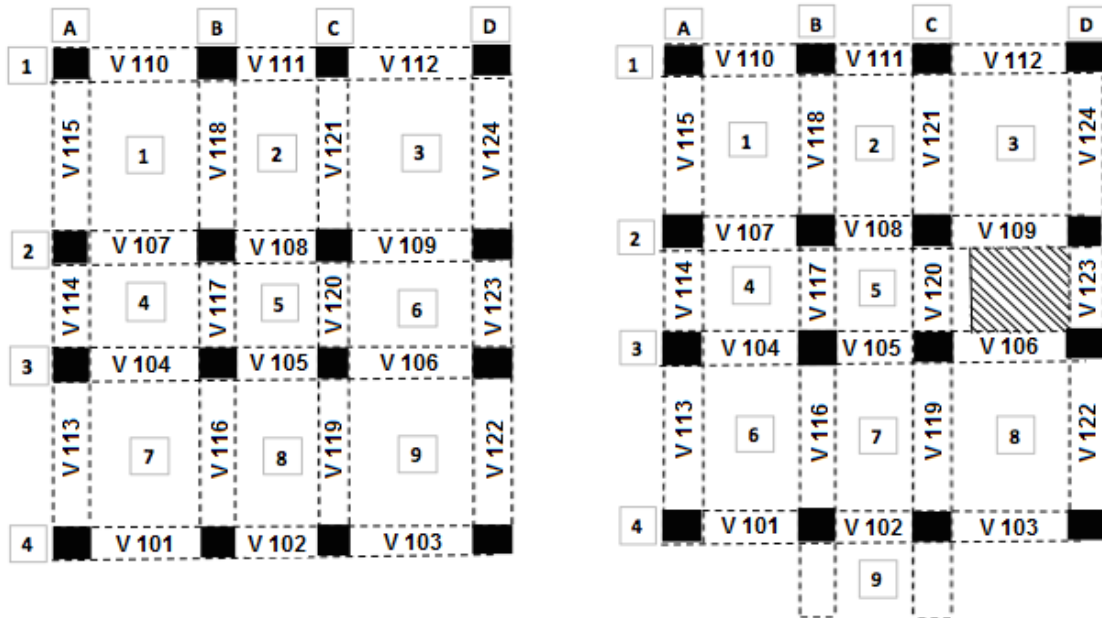


Fig 35. Diseño de Tabiques y Muros

PORTICO 1 – PLANTA BAJA

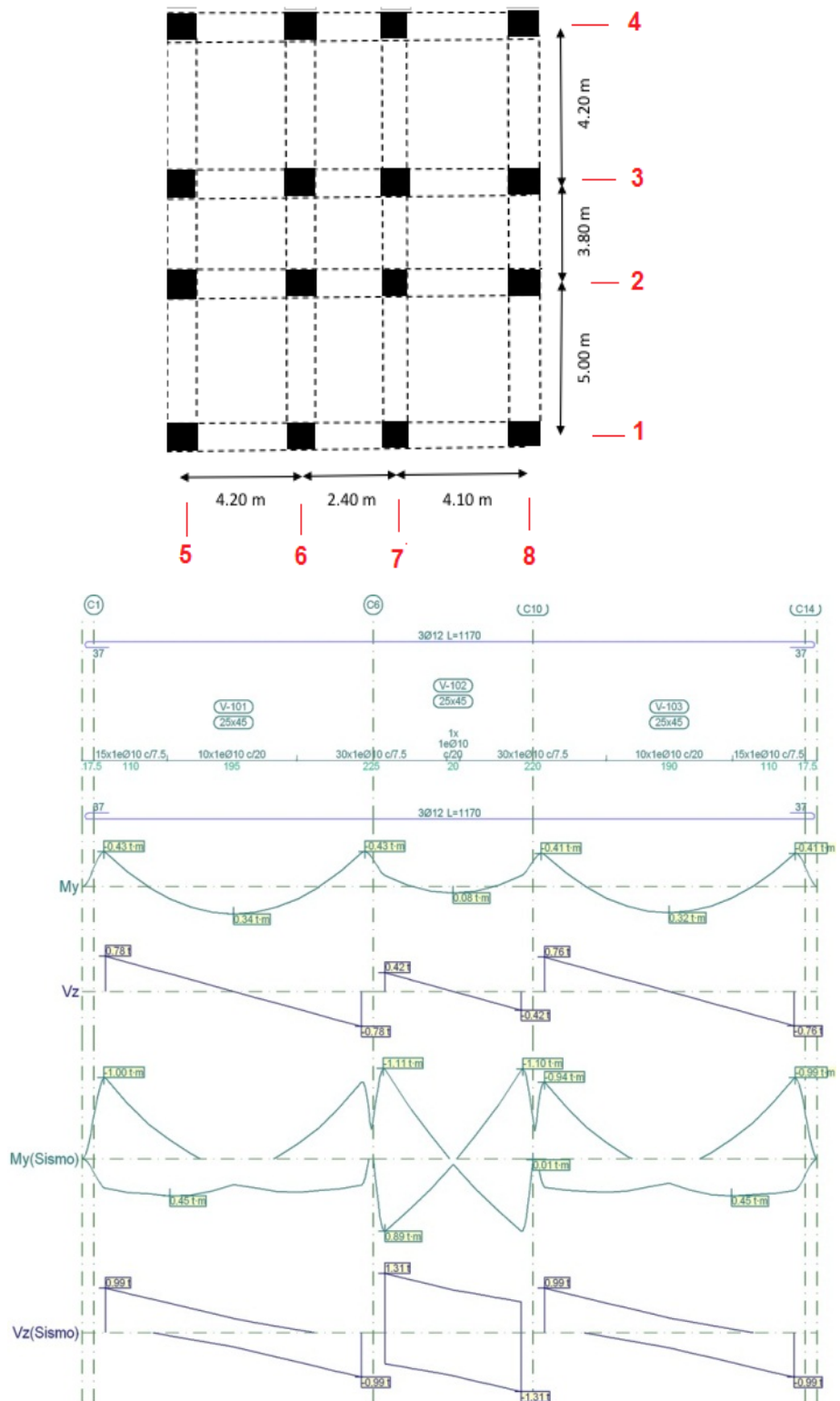


Fig 36. Diagrama de deflexiones – Pórtico 1

Tabla 44

Comprobación de Deflexiones – Portico 1.

Pórtico 1			Tramo: V-101			Tramo: V-102			Tramo: V-103		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.42	--	-0.41	-0.14	--	-0.13	-0.39	--	-0.40
		x [m]	0.00	--	3.85	0.00	--	2.05	0.00	--	3.75
	Momento máx.	[t·m]	0.25	0.34	0.25	--	--	--	0.24	0.32	0.24
		x [m]	1.28	1.93	2.57	--	--	--	1.25	1.88	2.50
	Cortante mín.	[t]	--	-0.26	-0.78	--	-0.14	-0.42	--	-0.26	-0.76
		x [m]	--	2.57	3.85	--	1.37	2.05	--	2.50	3.75
	Cortante máx.	[t]	0.78	0.26	--	0.42	0.14	--	0.76	0.25	--
		x [m]	0.00	1.28	--	0.00	0.68	--	0.00	1.25	--
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]	-0.99	--	-0.94	-1.10	-0.29	-1.09	-0.94	--	-0.99
		x [m]	0.00	--	3.85	0.00	0.68	2.05	0.00	--	3.75
	Momento máx.	[t·m]	0.45	0.44	0.41	0.89	0.37	0.89	0.41	0.44	0.45
		x [m]	0.96	1.28	2.89	0.00	0.68	2.05	0.94	2.50	2.81
	Cortante mín.	[t]	-0.15	-0.54	-0.99	-0.86	-1.07	-1.31	-0.17	-0.55	-0.99
		x [m]	1.28	2.57	3.85	0.68	1.37	2.05	1.25	2.50	3.75
	Cortante máx.	[t]	0.99	0.54	0.15	1.31	1.07	0.87	0.99	0.55	0.17
		x [m]	0.00	1.28	2.57	0.00	0.68	1.37	0.00	1.25	2.50
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	20.93	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.61	2.12	2.61	4.97	4.97	4.97	2.67	2.12	2.67
F. Activa			0.05 mm, L/84408 (L: 3.85 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 2.05 m)			0.04 mm, L/90963 (L: 3.75 m)		

Elaborado por: la autora

En resumen el cuadro a continuación da a conocer las cargas actuantes por encima de la cota de la base de los soportes sobre una planta. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axil, **M_x:** momento "x", **M_y:** momento "y", **Q_x:** cortante "x", **Q_y:** cortante "y" **T:** torsor

Tabla 45

Resumen Final de Cargas – Vivienda de Mamposteria

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
PLANTA ALTA	3.50	Peso propio	38.75	208.01	256.96	0.00	-0.00	-0.00
		Cargas permanentes	0.43	2.32	2.84	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga de uso	0.43	2.32	2.84	0.00	-0.00	-0.00
		Sismo X Modo 1	-0.00	0.00	-0.18	0.00	-0.05	-0.26
		Sismo X Modo 2	0.00	9.72	0.33	2.78	0.09	-15.20
		Sismo X Modo 3	0.00	-0.25	0.15	-0.07	0.04	3.37
		Sismo Y Modo 1	-0.00	0.17	-9.80	0.05	-2.80	-14.09
		Sismo Y Modo 2	0.00	0.28	0.01	0.08	0.00	-0.44
		Sismo Y Modo 3	0.00	-0.10	0.06	-0.03	0.02	1.40
PLANTA BAJA	0.00	Peso propio	128.33	666.60	841.24	0.00	0.00	0.00
		Cargas permanentes	4.97	25.03	32.19	0.00	0.00	0.00
		Sobrecarga de uso	3.03	15.30	19.61	0.00	0.00	0.00
		Sismo X Modo 1	-0.00	0.01	-0.69	0.00	-0.14	-0.71
		Sismo X Modo 2	0.00	36.53	1.11	7.66	0.22	-42.56
		Sismo X Modo 3	0.00	-0.89	0.42	-0.18	0.08	8.01
		Sismo Y Modo 1	-0.00	0.68	-36.92	0.14	-7.75	-38.09
		Sismo Y Modo 2	0.00	1.05	0.03	0.22	0.01	-1.22
		Sismo Y Modo 3	0.00	-0.37	0.17	-0.08	0.03	3.33
CIMENTOS	-1.50	Peso propio	159.98	836.41	1050.3	0.00	0.00	0.00
		Cargas permanentes	5.73	29.09	37.16	0.00	0.00	0.00
		Sobrecarga de uso	3.46	17.61	22.45	0.00	0.00	0.00
		Sismo X Modo 1	-0.00	0.02	-0.91	0.00	-0.14	-0.71
		Sismo X Modo 2	0.00	48.02	1.44	7.66	0.22	-42.56
		Sismo X Modo 3	0.00	-1.16	0.53	-0.18	0.08	8.01
		Sismo Y Modo 1	-0.00	0.89	-48.54	0.14	-7.75	-38.09
		Sismo Y Modo 2	0.00	1.38	0.04	0.22	0.01	-1.22
		Sismo Y Modo 3	0.00	-0.48	0.22	-0.08	0.03	3.33

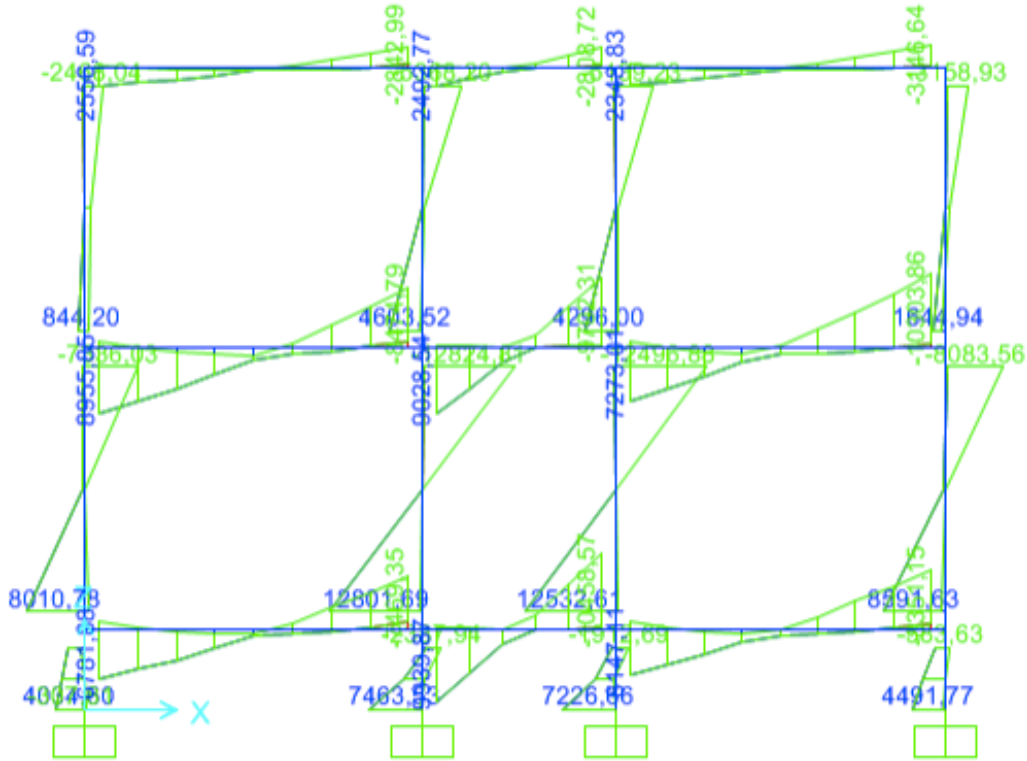
Elaborado por: la autora

CAPITULO 3

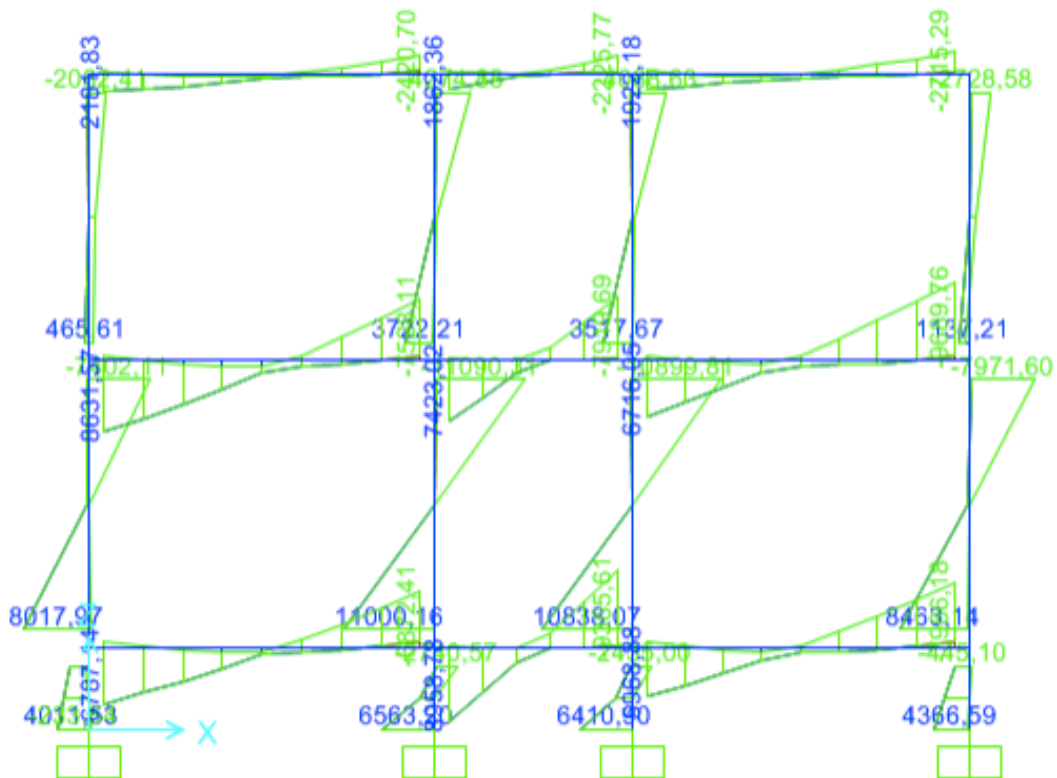
- MODELACIÓN VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADA.

Los representan los momentos, fuerzas axiales y deformaciones de la vivienda, representadas por porticos de la Planta Baja y Planta Alta.

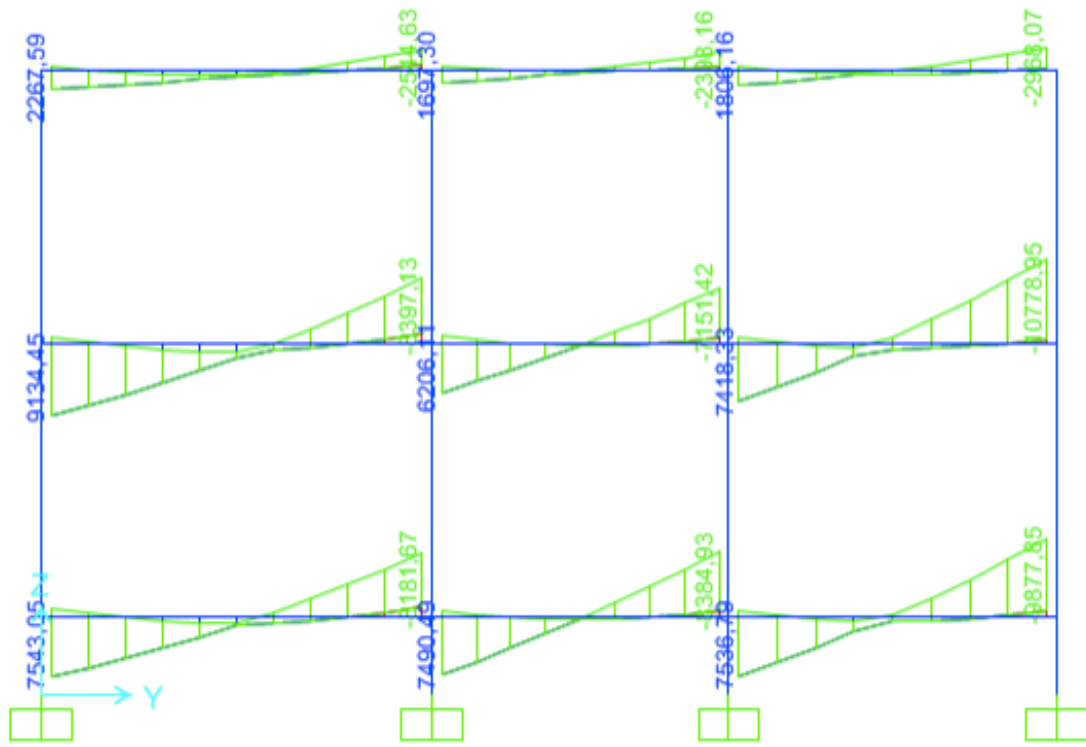
PÓRTICO 1



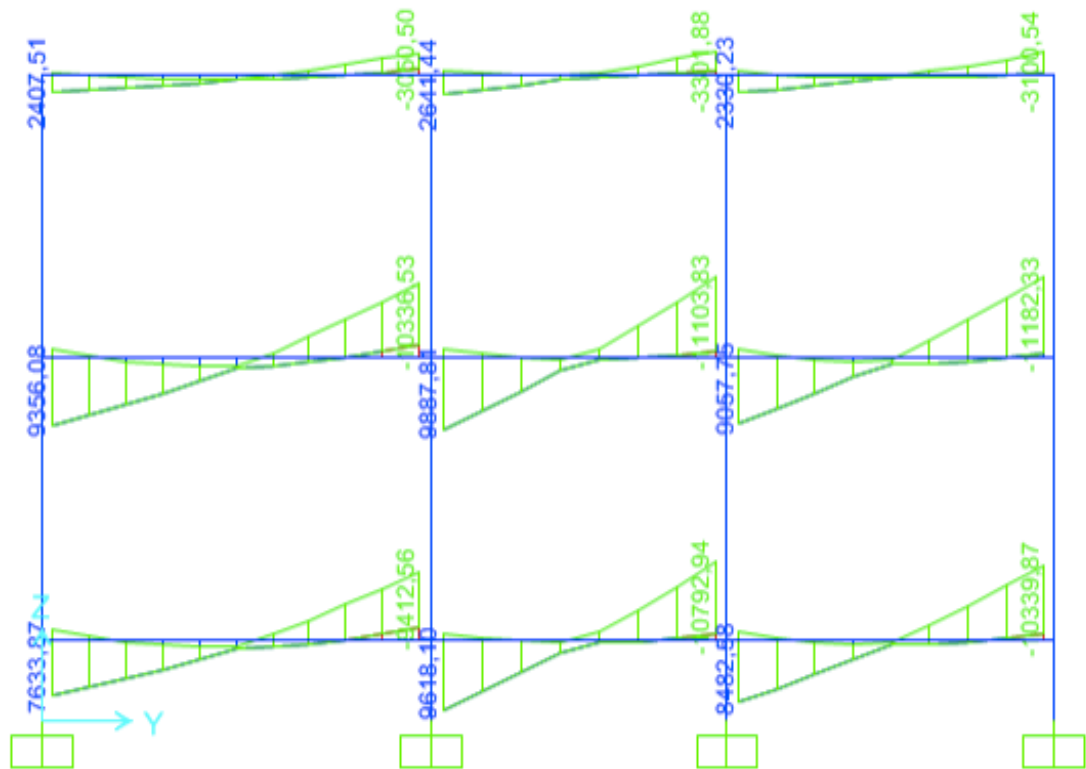
PORTICO 2



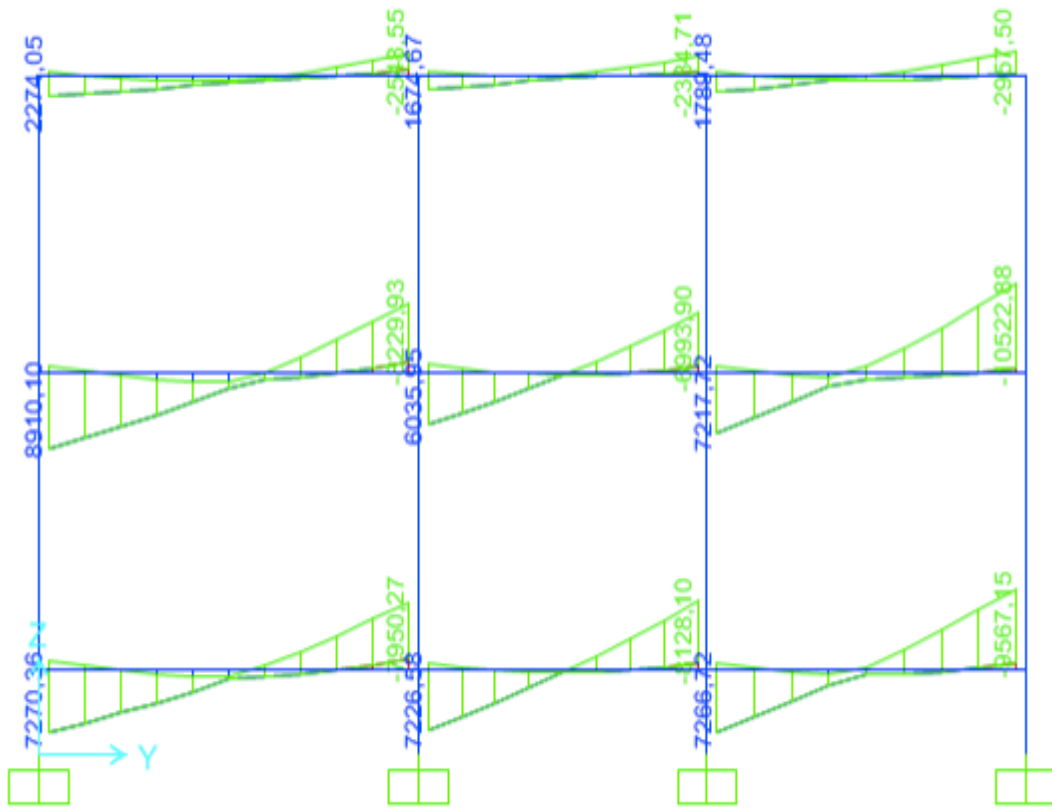
PÓRTICO 3



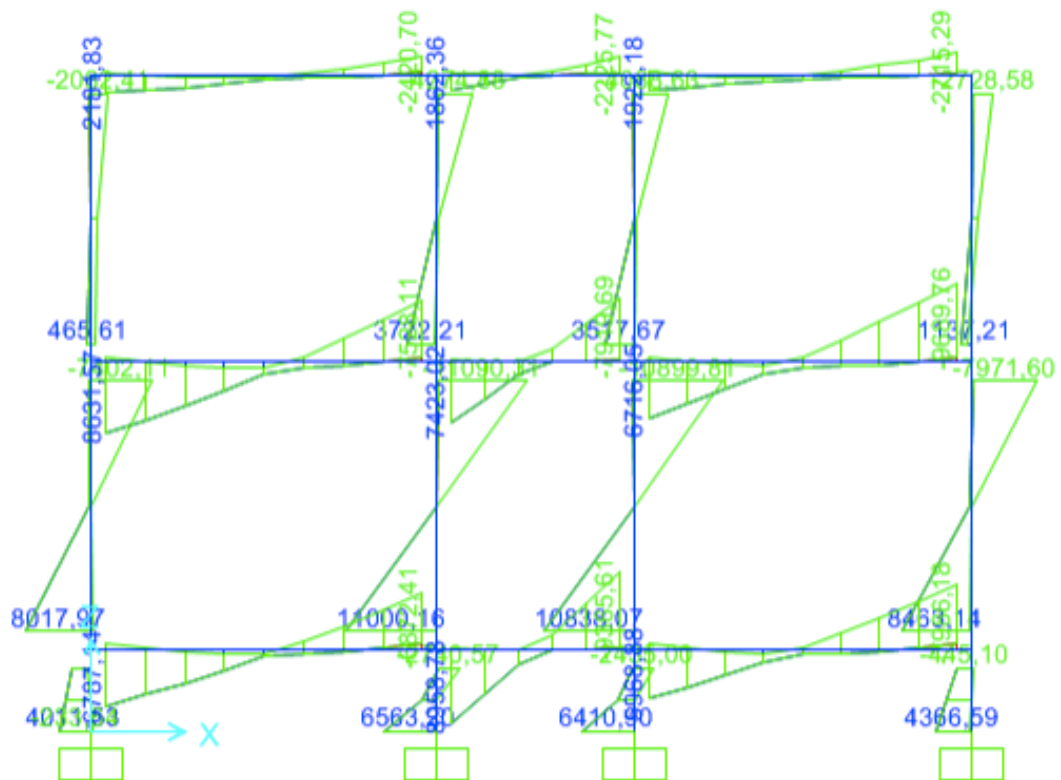
PÓRTICO 4



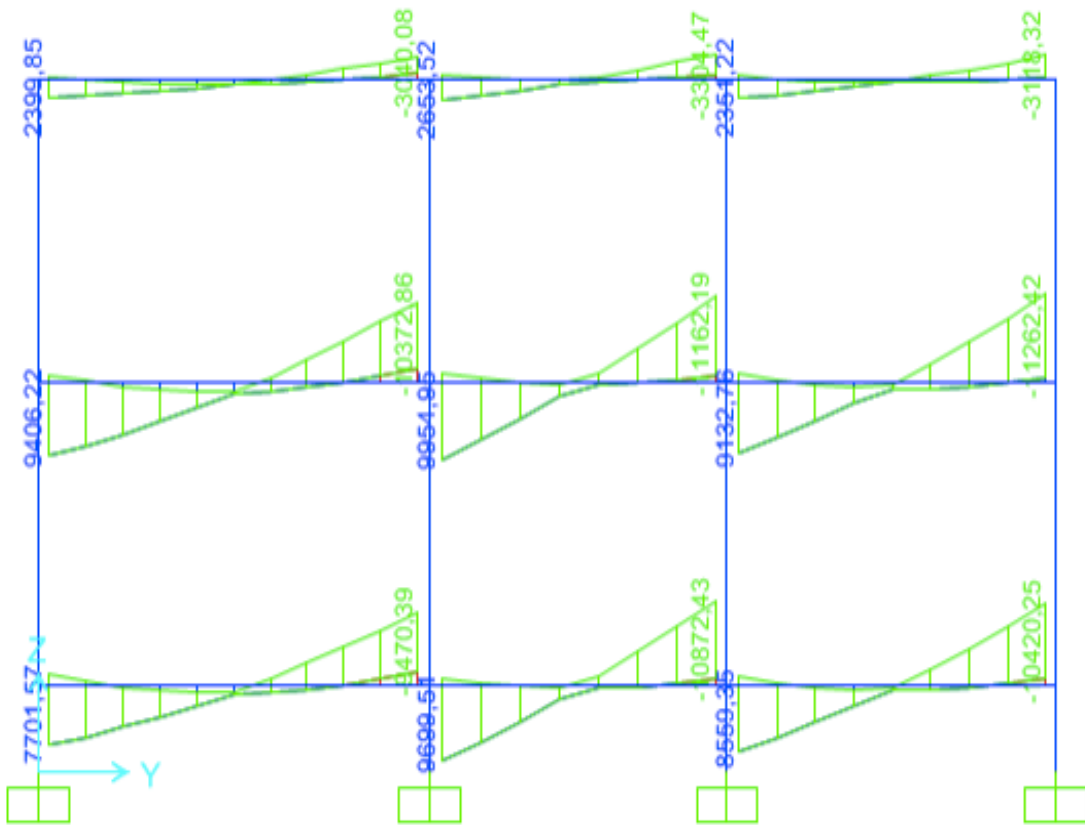
PÓRTICO 5



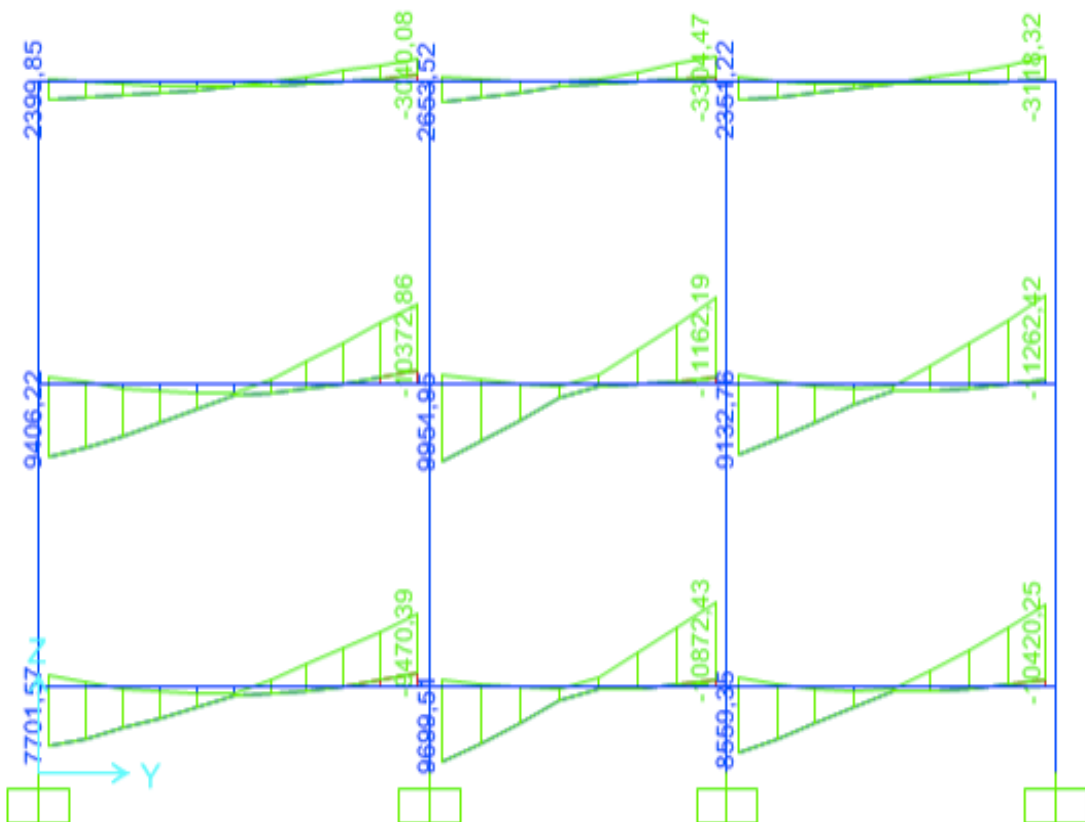
PÓRTICO 6



PÓRTICO 7



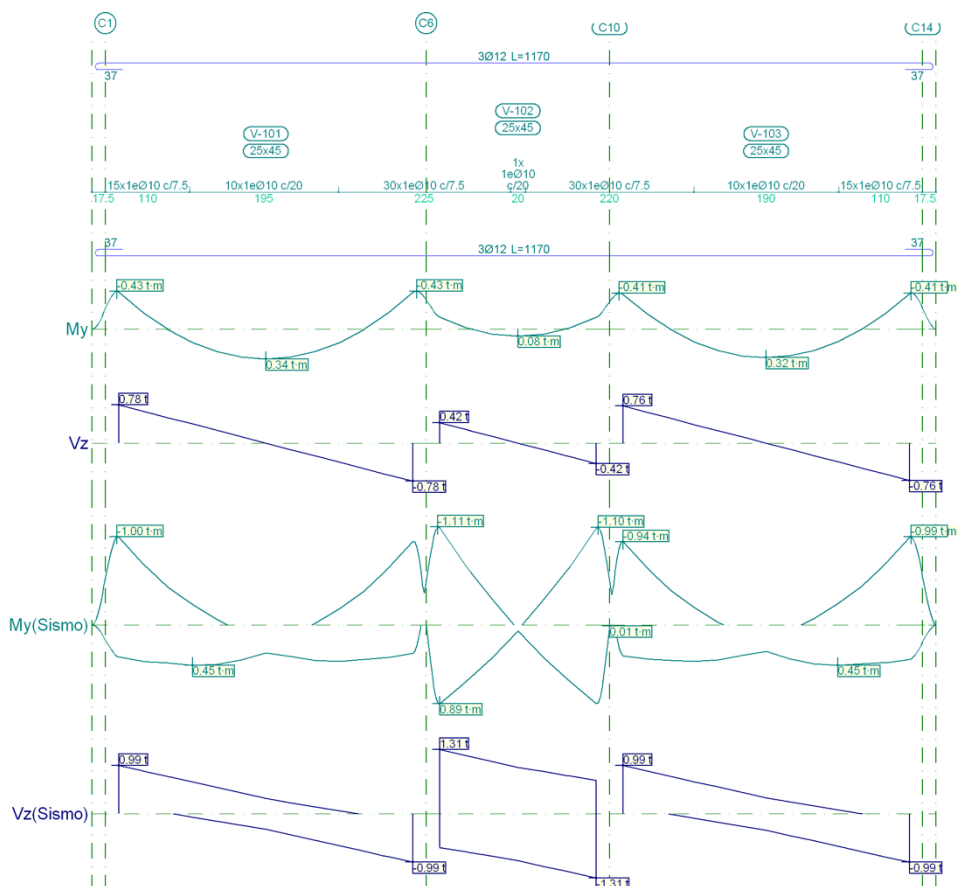
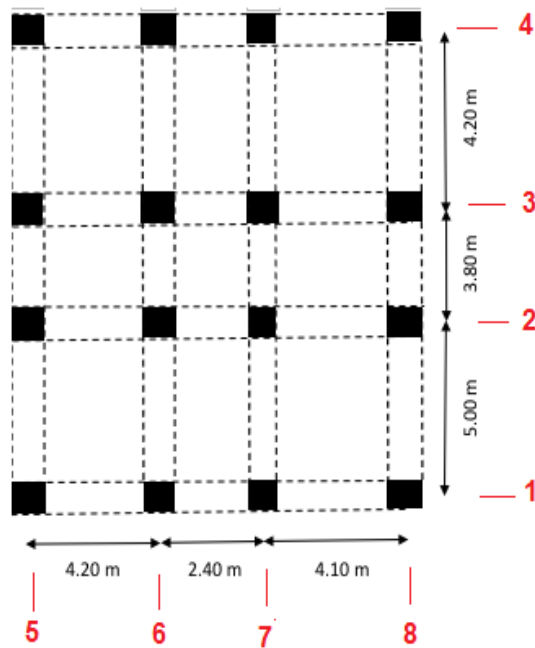
PÓRTICO 8



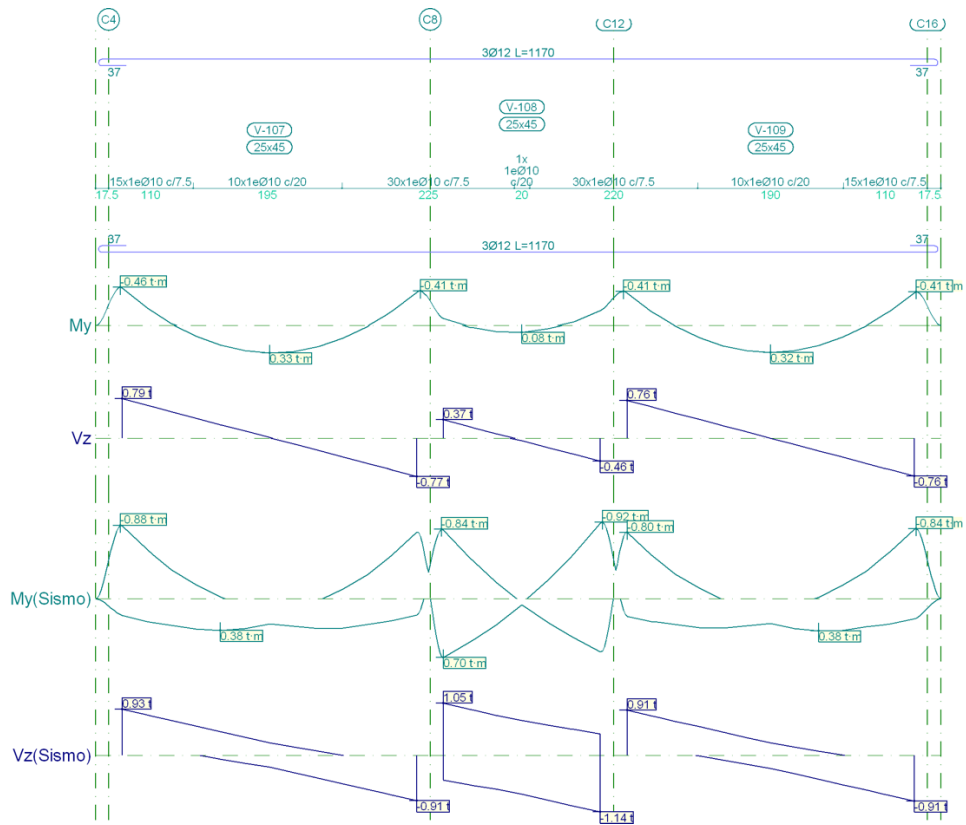
- **MODELACIÓN VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL**

Los representan los momentos, fuerzas axiales y deformaciones de la vivienda, representadas por porticos de la Planta Baja y Planta Alta.

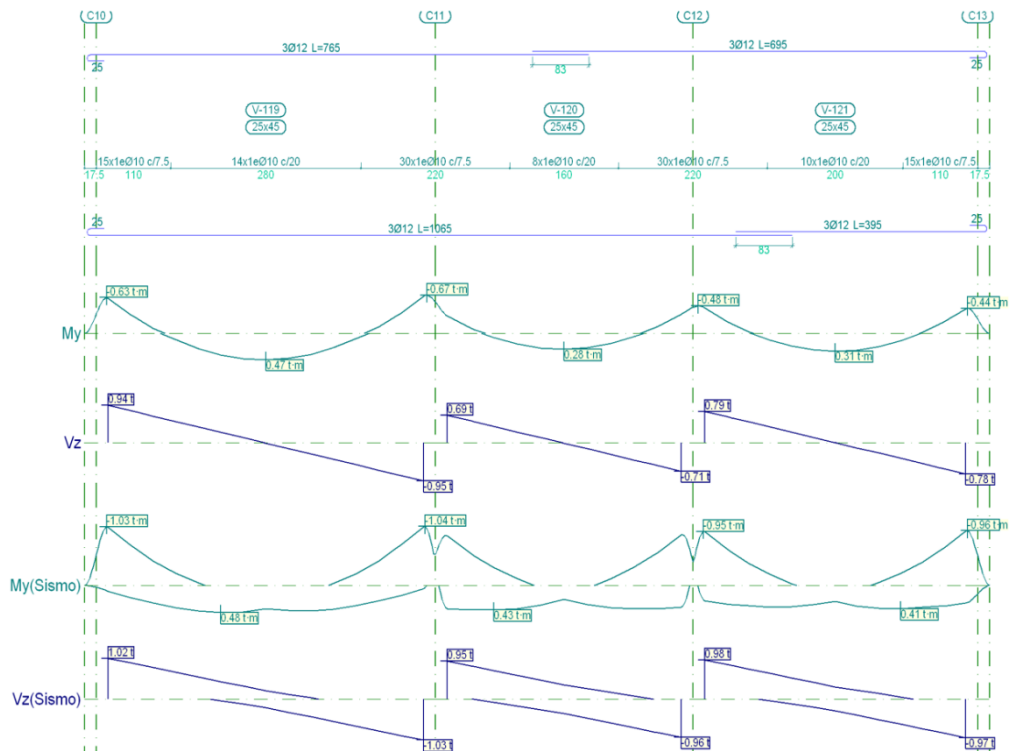
PÓRTICO 1



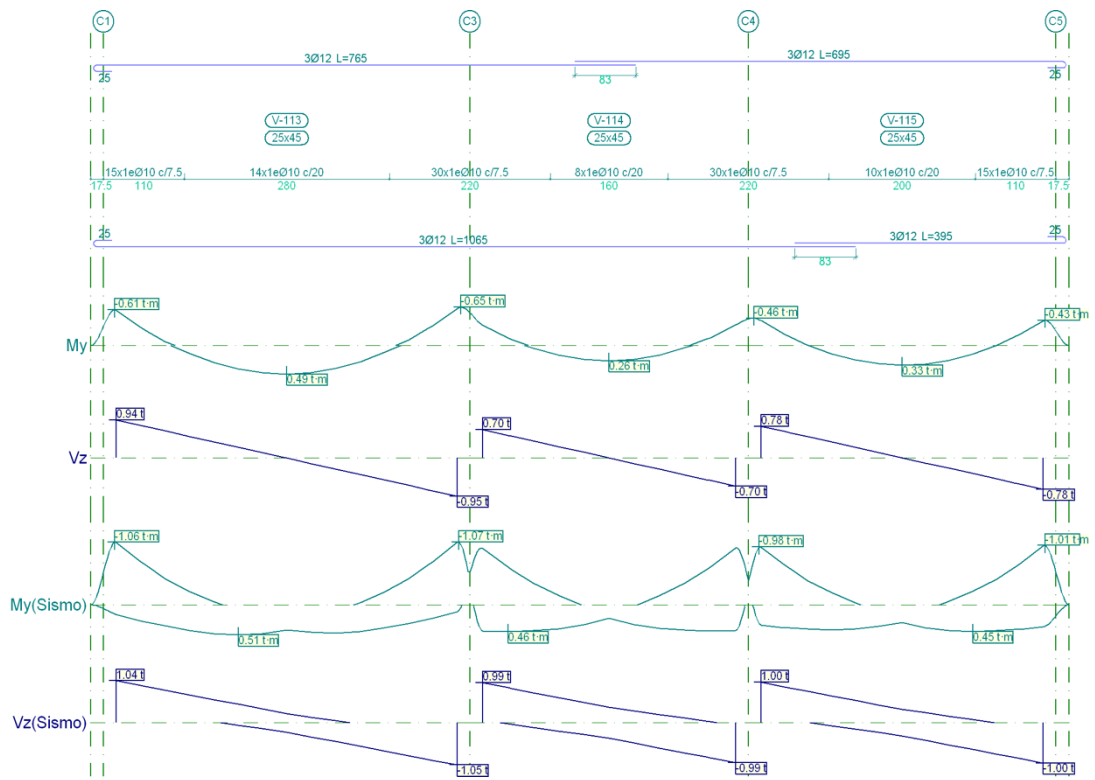
PÓRTICO 2



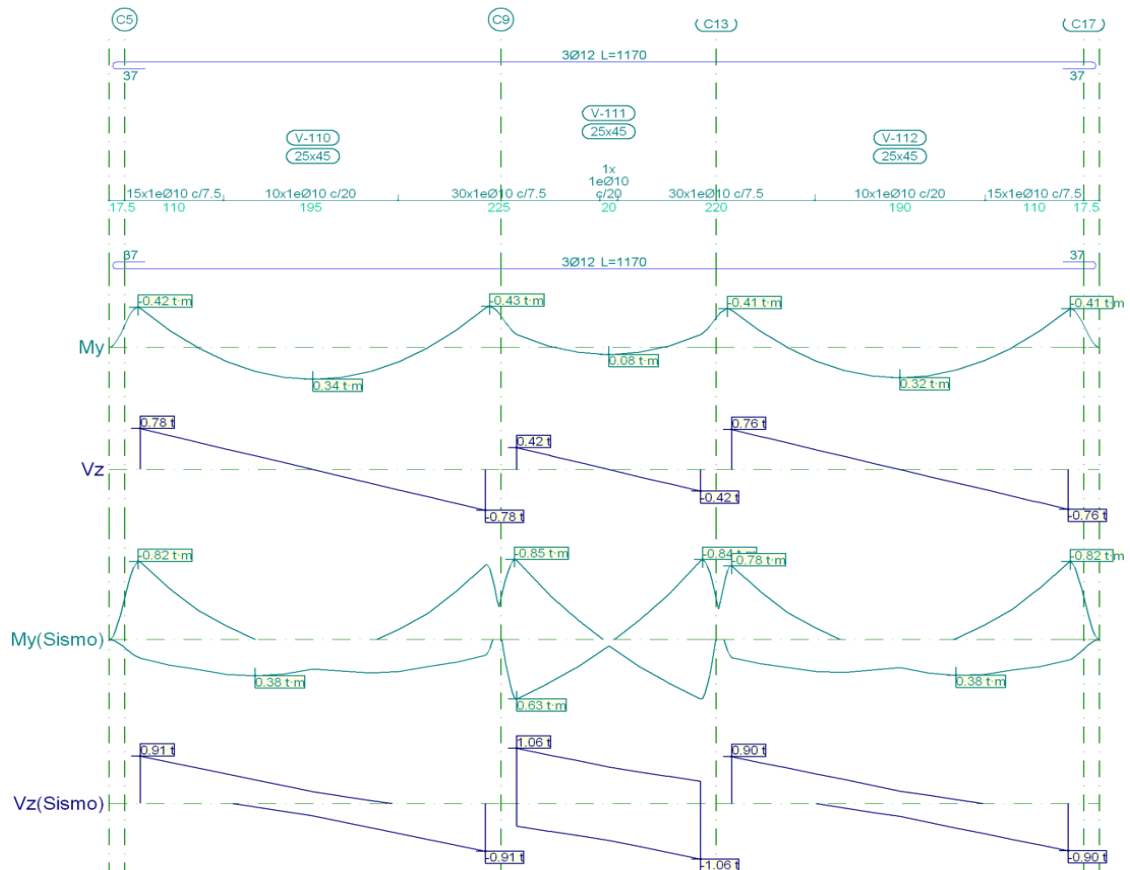
PÓRTICO 3



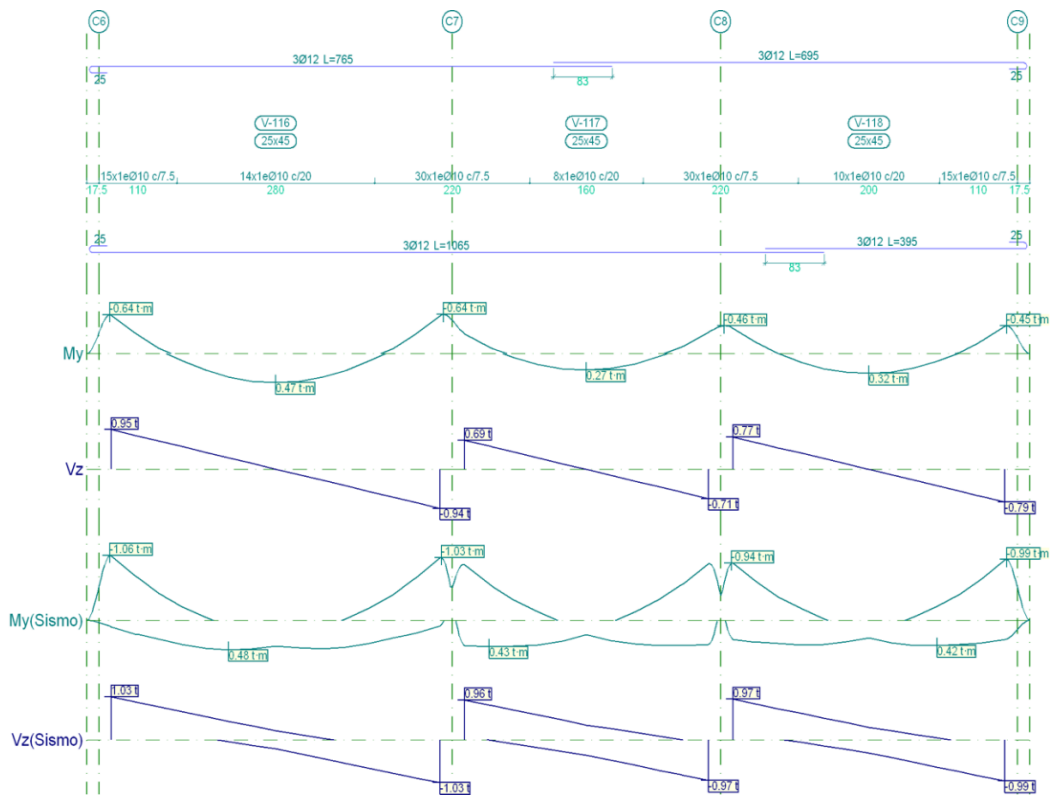
PÓRTICO 4



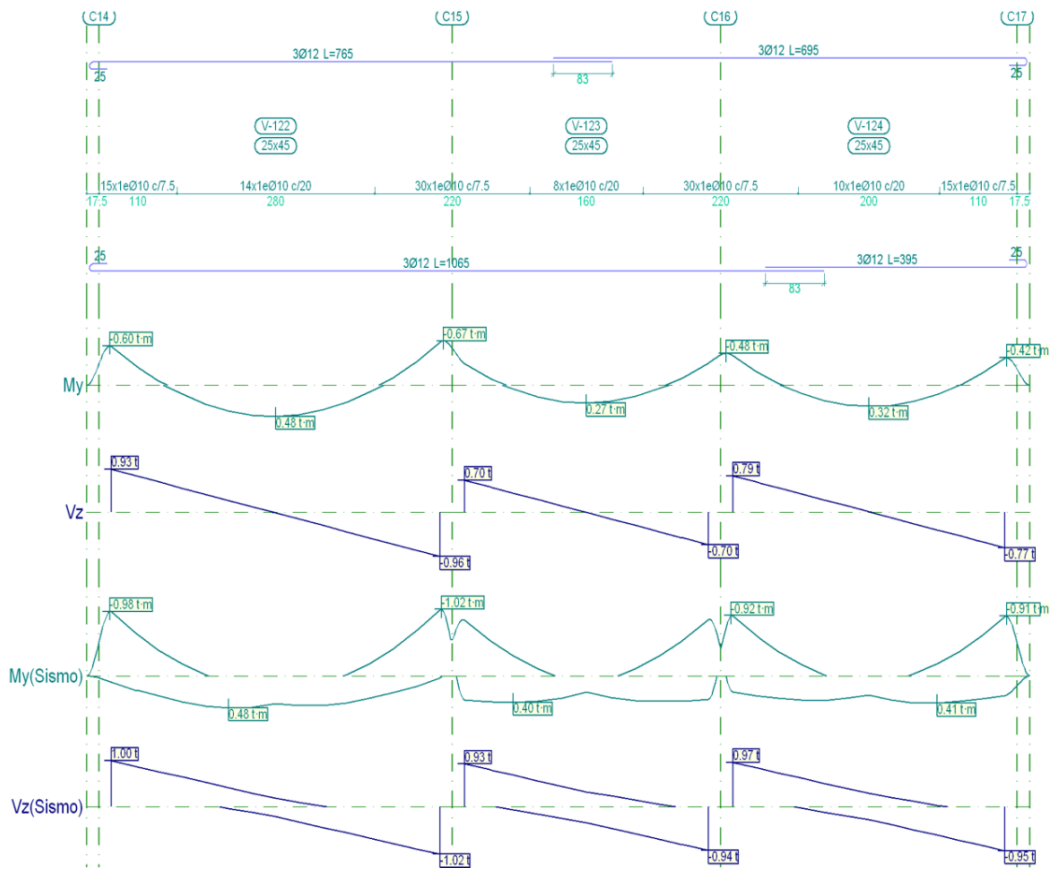
PÓRTICO 5



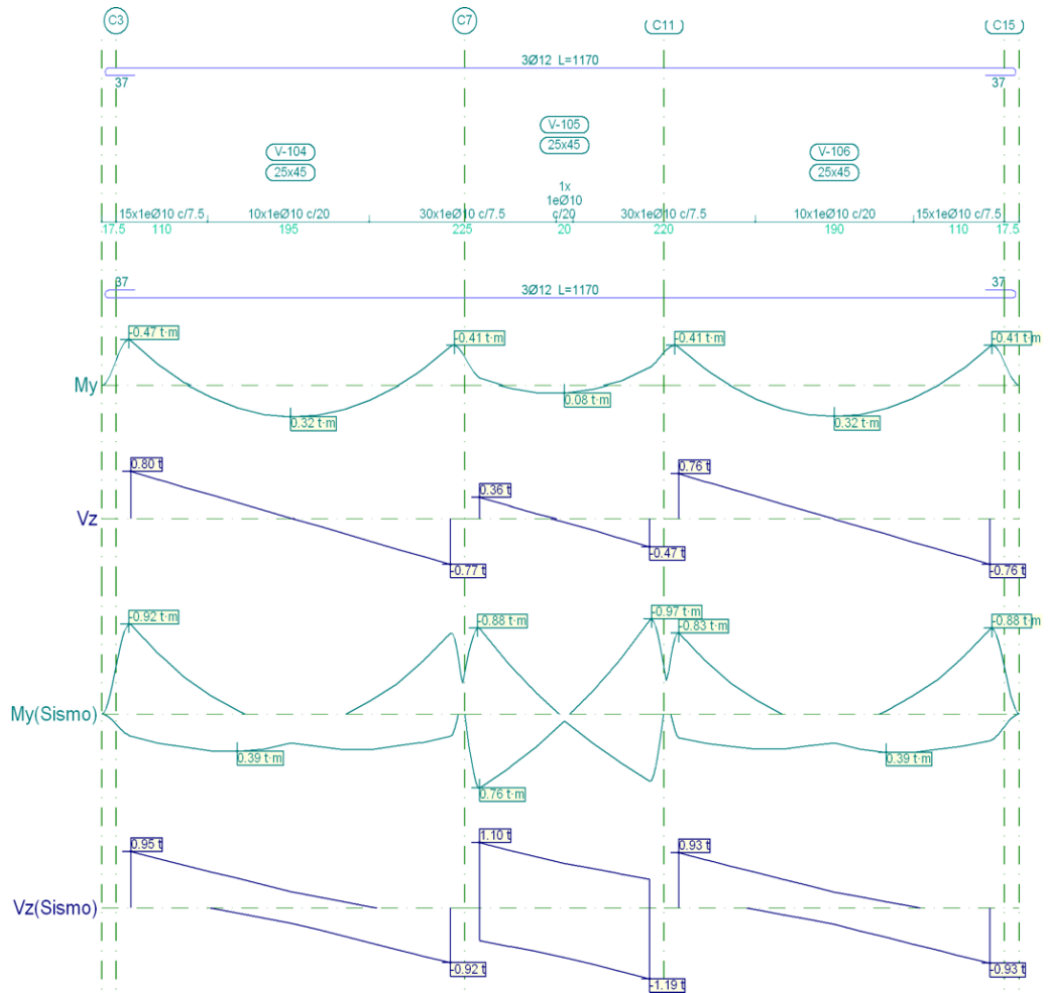
PÓRTICO 6



PÓRTICO 7



PORTICO 8



CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES

- Como parte de la modelación de las viviendas se obtuvieron los siguientes valores; de Cortante Basal “V”: para la Vivienda de Hormigón Armado $V=14,54$ Tn y para la Vivienda de Mampostería Estructural $V=7,68$ Tn, éstos resultados nos indica que las viviendas diseñadas por medio de los métodos modal espectral y fuerzas horizontales, responden de manera satisfactoria cuando son sometidas a fuerzas laterales y por lo tanto estos reflejan ser métodos prácticos y aproximados para el diseño.
- Como resultado final de la modelación y diseño de las viviendas de hormigón armado y mampostería estructural se puede decir que tomando en cuenta las consideraciones establecidas en la NEC, los materiales usados en la vivienda de Hormigón Armado obtuvo un buen desempeño sísmico, buen comportamiento ante los desplazamientos laterales, mientras que la Vivienda de Mampostería Estructural por su criterio en el diseño y al hacer uso de muros reforzados, mejoró la transferencia de cargas verticales aportando más rigidez, considerándola como una alternativa de diseño estratégica en zonas con actividad sísmica elevada.
- Para comparar, en este caso el diseño de las viviendas, se redactan a continuación los resultados obtenidos, en la Vivienda de Hormigón Armado se realizó con un método tradicional, con paredes de bloque con un espesor de 20 cm considerado para las dos plantas de la vivienda, estructuras de pilares o columnas de 35 cm x 25 cm, losa alivianada de 25 cm de espesor y cimentaciones de 1,50 m x 1,00 m x 0,40 m. Mientras que la Vivienda de Mampostería Estructural se consideró paredes de bloque con un espesor de 20 cm para la primera planta y 15 cm para la segunda planta, se adoptó el mismo sistema y diseño de la losa con espesor de 25 cm, y cimentaciones combinadas debido a que esta vivienda requiere de este tipo de cimentaciones.
A partir de estos resultados, dando valor a la metodología constructiva empleada y en concordancia con los objetivos planteados se puede decir que

la Vivienda de Hormigón Armado posee una construcción tradicional, ligera y para la Vivienda de Mampostería Estructural posee una construcción más rígida, implica mayor control.

RECOMENDACIONES

- Por lo que para futuras investigaciones o variaciones en el diseño se recomienda hacer una ampliación del tema expuesto, integrando criterios para una nueva configuración sismo resistente.
- A criterio personal recomendaría el empleo del diseño de la Vivienda de Mampostería Estructural, ya que presenta varios beneficios entre los cuales se vislumbra un mejor comportamiento sismo resistente, debido a su incremento de resistencia y poca tendencia a la figuración.

3 Referencias

- San Bartolomé, Quiun y Silva . (2011). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes* . s.f.
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción* . Quito: Código Orgánico .
- NEC-SE-HM-Hormigón Armado. (2014). *Norma Ecuatoriana de Construcción*. Quito: NEC.
- NEC-SE-CG-Geotecnia y Cimentaciones. (2014). *Norma Ecuatoriana de Construcción*. Quito: NEC.
- Mc Cormac & Brown. (2011). Diseño de concreto reforzado 8ª Edición. En M. C. Brown, *Diseño de concreto reforzado 8ª Edición* (pág. 6). México: AlfaOmega Ediciones.
- NEC-SE-MP: Mampostería Estructural. (2014). *Norma Ecuatoriana de Construcción*. Quito: NEC.
- Romo, M. (2008). *Diseño de concreto armado*. s.f.
- Naciones Unidas. (1948). Resolución de la Asamblea General. Nueva York, Estados Unidos.
- Castilla. (2008). *Principios de construcción*. s.f.
- NEC-SE-VIVIENDA. (2014). *NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCION*. QUITO: NEC.
- Ganchig, M. V. (2015). *Análisis Comparativo del Diseño Estructural de una Vivienda de Hormigón Armado con la NEC*. Quito: Universidad Internacional del Ecuador.
- Aguilar & Alcocer. (2001). *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales*. México.
- SMIE. (2000). *SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA INDUSTRIAL. Edificaciones de Mampostería para Vivienda*. . MEXICO.
- ACI 318” AMERICAN CONCRETE INSTITUTE,. (2004). *Reglamento Estructural para Edificaciones*. USA.
- ONU. (2008). *DECLARACIÓN UNIVERSAL DE LOS DERECHOS HUMANOS*. .
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto. Análisis mediante el Método de los Coeficientes*. Colombia.
- Alcocer, S. M. (2001). *Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado*.
- Portillo Orellana, E.J. (2009). ANÁLISIS Y DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN TANQUES ELEVADOS. Guatemala. Recuperado de: http://www.biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3021_C.pdf
- Cabrera Barrera, J.S, Vintimilla Izquierdo, J.D. (2017). ANÁLISIS COMPARATIVO POR CAPACIDAD DEL CORTANTE POR PUNZONAMIENTO EN LOSAS PLANAS QUE NO SE DISEÑAN COMO PARTE DEL SISTEMA DE CARGAS SÍSMICAS, DE ACUERDO A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, CON OTRAS NORMATIVAS . Ecuador. Recuperado de: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/27399/1/Tesis.pdf>

Minga Seminario, M.A, Sigcha Sigcha, L.A, Villavicencio Fernández, P. A. (2009). ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS Y EFICIENCIA DE EDIFICIOS. Ecuador . Recuperado de: <https://es.scribd.com/doc/311026376/ANALISIS-COMPARATIVO-DE-COSTOS-Y-EFICIENCIA-DE-EDIFICIOS-EN-pdf>

Klinkrad, H., Martin, C., Walker, R., Jehn, R. (2006). EFFECTS OF DEBRIS MITIGATION MEASURES ON ENVIRONMENT PROJECTIONS. Estados Unidos. Recuperado de: https://link.springer.com/chapter/10.1007%2F3-540-37674-7_6

Palmero, M.F. (2016). DISEÑO, CÁLCULO Y PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO PLURIFAMILIAR EN SANT ANDREU, UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA. España. Recuperado de: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/87685>

Poma Cossio, C. J. (2017). VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS DE AUTOCONSTRUCCIÓN EN LA URBANIZACIÓN POPULAR MINAS BUENAVENTURA - HUACHO . Recuperado de: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/1489>

ANEXOS

Pórtico 1			Tramo: V-101			Tramo: V-102			Tramo: V-103		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.42	--	-0.41	-0.14	--	-0.13	-0.39	--	-0.40
		x	[m]	0.00	--	3.85	0.00	--	2.05	0.00	--
	Momento máx.	[t-m]	0.25	0.34	0.25	--	--	--	0.24	0.32	0.24
		x	[m]	1.28	1.93	2.57	--	--	--	1.25	1.88
	Cortante mín.	[t]	--	-0.26	-0.78	--	-0.14	-0.42	--	-0.26	-0.76
		x	[m]	--	2.57	3.85	--	1.37	2.05	--	2.50
	Cortante máx.	[t]	0.78	0.26	--	0.42	0.14	--	0.76	0.25	--
		x	[m]	0.00	1.28	--	0.00	0.68	--	0.00	1.25
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t-m]	-0.99	--	-0.94	-1.10	-0.29	-1.09	-0.94	--	-0.99
		x	[m]	0.00	--	3.85	0.00	0.68	2.05	0.00	--
	Momento máx.	[t-m]	0.45	0.44	0.41	0.89	0.37	0.89	0.41	0.44	0.45
		x	[m]	0.96	1.28	2.89	0.00	0.68	2.05	0.94	2.50
	Cortante mín.	[t]	-0.15	-0.54	-0.99	-0.86	-1.07	-1.31	-0.17	-0.55	-0.99
		x	[m]	1.28	2.57	3.85	0.68	1.37	2.05	1.25	2.50
	Cortante máx.	[t]	0.99	0.54	0.15	1.31	1.07	0.87	0.99	0.55	0.17
		x	[m]	0.00	1.28	2.57	0.00	0.68	1.37	0.00	1.25
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	20.93	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.61	2.12	2.61	4.97	4.97	4.97	2.67	2.12	2.67
F. Activa			0.05 mm, L/84408 (L: 3.85 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 2.05 m)			0.04 mm, L/90963 (L: 3.75 m)		

Pórtico 2			Tramo: V-104			Tramo: V-105			Tramo: V-106		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín. x	[t·m]	-0.46	--	-0.40	--	--	-0.18	-0.39	--	-0.40
		[m]	0.00	--	3.85	--	--	2.05	0.00	--	3.75
	Momento máx. x	[t·m]	0.23	0.32	0.25	--	--	--	0.24	0.32	0.24
		[m]	1.28	1.93	2.57	--	--	--	1.25	1.88	2.50
	Cortante mín. x	[t]	--	-0.25	-0.77	--	-0.19	-0.47	--	-0.26	-0.76
		[m]	--	2.57	3.85	--	1.37	2.05	--	2.50	3.75
	Cortante máx. x	[t]	0.80	0.28	--	0.36	0.09	--	0.76	0.25	--
		[m]	0.00	1.28	--	0.00	0.68	--	0.00	1.25	--
	Torsor mín. x	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín. x	[t·m]	-0.92	--	-0.83	-0.87	-0.24	-0.96	-0.83	--	-0.87
		[m]	0.00	--	3.85	0.00	1.37	2.05	0.00	--	3.75
	Momento máx. x	[t·m]	0.39	0.39	0.37	0.76	0.34	0.69	0.36	0.39	0.39
		[m]	1.28	1.28	2.57	0.00	0.68	2.05	0.94	2.50	2.50
	Cortante mín. x	[t]	-0.08	-0.47	-0.92	-0.73	-0.95	-1.19	-0.11	-0.49	-0.93
		[m]	1.28	2.57	3.85	0.68	1.37	2.05	1.25	2.50	3.75
	Cortante máx. x	[t]	0.95	0.50	0.10	1.10	0.86	0.66	0.93	0.49	0.11
		[m]	0.00	1.28	2.57	0.00	0.68	1.37	0.00	1.25	2.50
	Torsor mín. x	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx. x	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	20.93	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.61	2.12	2.61	4.97	4.97	4.97	2.67	2.12	2.67
F. Activa			0.04 mm, L/93742 (L: 3.85 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 2.05 m)			0.04 mm, L/90677 (L: 3.75 m)		

Pórtico 3			Tramo: V-107			Tramo: V-108			Tramo: V-109		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.45	--	-0.40	--	--	-0.18	-0.39	--	-0.40
		x	[m]	0.00	--	3.85	--	--	2.05	0.00	--
	Momento máx.	[t·m]	0.24	0.33	0.25	--	--	--	0.24	0.32	0.24
		x	[m]	1.28	1.93	2.57	--	--	--	1.25	1.88
	Cortante mín.	[t]	--	-0.25	-0.77	--	-0.19	-0.46	--	-0.26	-0.76
		x	[m]	--	2.57	3.85	--	1.37	2.05	--	2.50
	Cortante máx.	[t]	0.79	0.27	--	0.37	0.09	--	0.76	0.25	--
		x	[m]	0.00	1.28	--	0.00	0.68	--	0.00	1.25
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]	-0.88	--	-0.80	-0.83	-0.22	-0.91	-0.80	--	-0.84
		x	[m]	0.00	--	3.85	0.00	1.37	2.05	0.00	--
	Momento máx.	[t·m]	0.38	0.38	0.36	0.70	0.32	0.64	0.35	0.38	0.38
		x	[m]	1.28	1.28	2.57	0.00	0.68	2.05	1.25	2.50
	Cortante mín.	[t]	-0.07	-0.46	-0.91	-0.68	-0.90	-1.14	-0.09	-0.48	-0.91
		x	[m]	1.28	2.57	3.85	0.68	1.37	2.05	1.25	2.50
	Cortante máx.	[t]	0.93	0.48	0.08	1.05	0.81	0.62	0.91	0.47	0.09
		x	[m]	0.00	1.28	2.57	0.00	0.68	1.37	0.00	1.25
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm²/m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	20.93	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.61	2.12	2.61	4.97	4.97	4.97	2.67	2.12	2.67
F. Activa			0.04 mm, L/91671 (L: 3.85 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 2.05 m)			0.04 mm, L/89819 (L: 3.75 m)		

Pórtico 4			Tramo: V-110			Tramo: V-111			Tramo: V-112		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.41	--	-0.42	-0.14	--	-0.14	-0.39	--	-0.40
		[m]	0.00	--	3.85	0.00	--	2.05	0.00	--	3.75
	Momento máx.	[t-m]	0.26	0.34	0.25	--	--	--	0.24	0.32	0.24
		[m]	1.28	1.93	2.57	--	--	--	1.25	1.88	2.50
	Cortante mín.	[t]	--	-0.26	-0.78	--	-0.14	-0.42	--	-0.26	-0.76
		[m]	--	2.57	3.85	--	1.37	2.05	--	2.50	3.75
	Cortante máx.	[t]	0.78	0.26	--	0.42	0.14	--	0.76	0.25	--
		[m]	0.00	1.28	--	0.00	0.68	--	0.00	1.25	--
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t-m]	-0.82	--	-0.79	-0.84	-0.21	-0.83	-0.78	--	-0.81
		[m]	0.00	--	3.85	0.00	0.68	2.05	0.00	--	3.75
	Momento máx.	[t-m]	0.38	0.38	0.35	0.63	0.28	0.63	0.34	0.38	0.38
		[m]	1.28	1.28	2.57	0.00	0.68	2.05	1.25	2.50	2.50
	Cortante mín.	[t]	-0.06	-0.46	-0.91	-0.61	-0.82	-1.06	-0.08	-0.46	-0.90
		[m]	1.28	2.57	3.85	0.68	1.37	2.05	1.25	2.50	3.75
	Cortante máx.	[t]	0.91	0.46	0.06	1.06	0.82	0.61	0.90	0.46	0.08
		[m]	0.00	1.28	2.57	0.00	0.68	1.37	0.00	1.25	2.50
	Torsor mín.	[t]	--	--	F74:N8	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	20.93	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.61	2.12	2.61	4.97	4.97	4.97	2.67	2.12	2.67
F. Activa			0.05 mm, L/83658 (L: 3.85 m)			0.00 mm, <L/1000 (L: 2.05 m)			0.04 mm, L/90234 (L: 3.75 m)		

Pórtico 5			Tramo: V-113			Tramo: V-114			Tramo: V-115		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.59	--	-0.63	-0.34	--	-0.35	-0.42	--	-0.42
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t·m]	0.29	0.49	0.28	0.16	0.26	0.16	0.25	0.33	0.25
		x [m]	1.33	2.33	3.32	1.04	1.73	2.42	1.28	1.93	2.57
	Cortante mín.	[t]	--	-0.28	-0.95	--	-0.14	-0.70	--	-0.26	-0.78
		x [m]	--	2.99	4.65	--	2.07	3.45	--	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	0.94	0.26	--	0.70	0.14	--	0.78	0.26	--
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	--	0.00	1.28	--
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]	-1.06	--	-1.06	-0.96	--	-0.96	-0.98	--	-1.00
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t·m]	0.49	0.51	0.46	0.46	0.34	0.45	0.43	0.44	0.45
		x [m]	1.33	1.66	3.32	0.35	1.38	3.11	0.96	2.57	2.89
	Cortante mín.	[t]	--	-0.47	-1.05	-0.21	-0.51	-0.99	-0.16	-0.55	-1.00
		x [m]	--	2.99	4.65	1.04	2.07	3.45	1.28	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	1.04	0.46	--	0.99	0.50	0.20	1.00	0.55	0.16
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	2.42	0.00	1.28	2.57
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.25	2.12	2.25	2.88	2.12	2.88	2.61	2.12	2.61
F. Activa			0.09 mm, L/51313 (L: 4.65 m)			0.03 mm, L/123813 (L: 3.45 m)			0.04 mm, L/86728 (L: 3.85 m)		

Pórtico 6			Tramo: V-116			Tramo: V-117			Tramo: V-118		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.63	--	-0.62	-0.32	--	-0.35	-0.41	--	-0.44
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t-m]	0.27	0.47	0.27	0.18	0.27	0.17	0.24	0.32	0.23
		x [m]	1.33	2.33	3.32	1.04	1.73	2.42	1.28	1.93	2.57
	Cortante mín.	[t]	--	-0.27	-0.94	--	-0.15	-0.71	--	-0.27	-0.79
		x [m]	--	2.99	4.65	--	2.07	3.45	--	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	0.95	0.27	--	0.69	0.13	--	0.77	0.25	--
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	--	0.00	1.28	--
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t-m]	-1.05	--	-1.02	-0.91	--	-0.92	-0.94	--	-0.99
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t-m]	0.46	0.48	0.44	0.43	0.34	0.41	0.41	0.41	0.42
		x [m]	1.33	1.66	3.32	0.35	1.38	3.11	0.96	2.57	2.89
	Cortante mín.	[t]	--	-0.45	-1.03	-0.19	-0.49	-0.97	-0.14	-0.54	-0.99
		x [m]	--	2.99	4.65	1.04	2.07	3.45	1.28	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	1.03	0.45	--	0.96	0.48	0.18	0.97	0.52	0.13
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	2.42	0.00	1.28	2.57
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.25	2.12	2.25	2.88	2.12	2.88	2.61	2.12	2.61
F. Activa			0.08 mm, L/55481 (L: 4.65 m)			0.03 mm, L/113528 (L: 3.45 m)			0.04 mm, L/94499 (L: 3.85 m)		

Pórtico 7			Tramo: V-119			Tramo: V-120			Tramo: V-121		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t-m]	-0.61	--	-0.65	-0.31	--	-0.34	-0.45	--	-0.43
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t-m]	0.27	0.47	0.26	0.19	0.28	0.18	0.23	0.31	0.23
		x [m]	1.33	2.33	3.32	1.04	1.73	2.42	1.28	1.93	2.57
	Cortante mín.	[t]	--	-0.28	-0.95	--	-0.15	-0.71	--	-0.26	-0.78
		x [m]	--	2.99	4.65	--	2.07	3.45	--	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	0.94	0.26	--	0.69	0.13	--	0.79	0.27	--
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	--	0.00	1.28	--
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t-m]	-1.03	--	-1.03	-0.87	--	-0.89	-0.95	--	-0.96
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t-m]	0.45	0.48	0.42	0.43	0.35	0.41	0.38	0.41	0.41
		x [m]	1.33	1.66	3.32	0.69	1.38	2.76	0.96	2.57	2.89
	Cortante mín.	[t]	--	-0.45	-1.03	-0.17	-0.48	-0.96	-0.13	-0.52	-0.97
		x [m]	--	2.99	4.65	1.04	2.07	3.45	1.28	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	1.02	0.43	--	0.95	0.46	0.16	0.98	0.53	0.13
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	2.42	0.00	1.28	2.57
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.25	2.12	2.25	2.88	2.12	2.88	2.61	2.12	2.61
F. Activa			0.08 mm, L/58337 (L: 4.65 m)			0.03 mm, L/98812 (L: 3.45 m)			0.04 mm, L/102117 (L: 3.85 m)		

Pórtico 8			Tramo: V-122			Tramo: V-123			Tramo: V-124		
Sección			25x45			25x45			25x45		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]	-0.59	--	-0.65	-0.32	--	-0.34	-0.45	--	-0.41
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t·m]	0.29	0.48	0.26	0.18	0.27	0.17	0.23	0.32	0.25
		x [m]	1.33	2.33	3.32	1.04	1.73	2.42	1.28	1.93	2.57
	Cortante mín.	[t]	--	-0.28	-0.96	--	-0.14	-0.70	--	-0.25	-0.77
		x [m]	--	2.99	4.65	--	2.07	3.45	--	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	0.93	0.26	--	0.70	0.14	--	0.79	0.27	--
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	--	0.00	1.28	--
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]	-0.98	--	-1.01	-0.85	--	-0.86	-0.92	--	-0.91
		x [m]	0.00	--	4.65	0.00	--	3.45	0.00	--	3.85
	Momento máx.	[t·m]	0.46	0.48	0.41	0.40	0.33	0.39	0.37	0.41	0.41
		x [m]	1.33	1.66	3.32	0.69	1.38	2.76	1.28	2.57	2.89
	Cortante mín.	[t]	--	-0.44	-1.02	-0.15	-0.46	-0.94	-0.11	-0.50	-0.95
		x [m]	--	2.99	4.65	1.04	2.07	3.45	1.28	2.57	3.85
	Cortante máx.	[t]	1.00	0.42	--	0.93	0.45	0.15	0.97	0.52	0.12
		x [m]	0.00	1.66	--	0.00	1.38	2.42	0.00	1.28	2.57
	Torsor mín.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
		Nec.	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93	20.93	7.85	20.93
		Nec.	2.25	2.12	2.25	2.88	2.12	2.88	2.61	2.12	2.61
F. Activa			0.09 mm, L/53881 (L: 4.65 m)			0.03 mm, L/107731 (L: 3.45 m)			0.04 mm, L/93249 (L: 3.85 m)		

