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 INGENIERO CIVIL

Tema:

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO Y COSTOS, DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE EN HORMIGÓN ARMADO

AUTOR:

JUAN CARLOS MORA CABRERA

DIRECTOR:

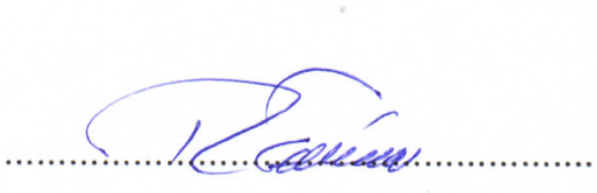
ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, PhD.

JULIO - 2018

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del trabajo de grado, presentado por el Sr. Juan Carlos Mora Cabrera, para optar por el título de INGENIERO CIVIL, doy fe 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 18 días del mes de julio del 2018.



Ing. Roberto Gamón Torres, PhD

Docente de la unidad académica

Facultad de Ingeniería Civil

CI: 1752913887

CERTIFICADO DE AUTORÍA

El presente trabajo investigativo de proyecto profesional de grado previo a la obtención de Ingeniero Civil, cuyo tema es ¨ ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO Y COSTOS, DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE EN HORMIGÓN ARMADO¨, corresponde al trabajo de Investigación del autor, además certifico que he cumplido con todas las observaciones realizadas por el tribunal evaluador.

Estudiante:

Juan Carlos Mora Cabera

ESTUDIANTE

CI: 0302400783

AGRADECIMIENTO

A mi familia por estar a mi lado brindándome su ayuda y cariño en todas las circunstancias de mi vida, en especial a mi padre por su ejemplo y apoyo incondicional, al Ing. Roberto Gamón Torres, quien me ayudó al desarrollo de este trabajo de titulación y además de ser un gran profesional es un excelente amigo, con sus enseñanzas me ha ayudado a mi formación profesional y personal.

DEDICATORIA

A la divinidad por tanto y todo lo que me ha entregado, a mi familia, mis amigos, profesores y compañeros. Gracias a ustedes por su: tiempo, apoyo, cariño, paciencia y amor. Que me impulsaron a seguir adelante, mejorar y cumplir mis metas.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación se fundamenta en un análisis comparativo de los sistemas constructivos muros de corte y pórtico resistente a momento, considerando derivas de piso, torsión y costos directos e indirectos. El mismo se divide cinco capítulos los cuales detallamos a continuación:

En Capítulo 1, se dan a conocer los objetivos, la justificación, la metodología, hipótesis, historia el arte y generalidades del estudio, los cuales son fundamentales para el desarrollo del mismo.

En el Capítulo 2, se presentan las bases del diseño, las normativas y códigos a emplear, el análisis de cargas tanto vivas como muertas y sus combinaciones y los parámetros que se utilizan para el análisis estático equivalente (espectro de diseño, cortante basal, periodo de vibración, etc.).

En el Capítulo 3, se da a conocer la geometría de los edificios, se realizó el análisis y diseño estructural de los edificios de hormigón armado empleando los sistemas: muros de corte y pórtico resistente a momento, ambos edificios de 6 pisos, sustentándonos en un análisis estático equivalente y aplicando los criterios Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el Código ACI 318-14 para el diseño de escaleras, vigas, columnas, losas, muros de corte y zapatas. Usando el programa Etabs para la simulación enfocándonos en su comportamiento estructural. En base a los resultados, se comparó la deriva inelástica y torsión del sistema constructivo pórtico resistente a momento con el sistema constructivo muros de corte.

En el Capítulo 4, a partir de los resultados de diseño se desarrolló el estudio de costos, aplicado para los dos tipos de estructuras, donde se comparó el aspecto económico considerando costos directos e indirectos, y los originados por daños y reparación.

En el Capítulo 5, se detallan las conclusiones y recomendaciones del estudio, donde se enfatiza que el sistema muros de corte en comparación con el sistema pórtico resistente a momento aporta a la reducción de derivas de piso y torsión. También, el sistema muros de corte tiene menor costo por daños y reparación, pero en síntesis el sistema muros de corte tiene un costo mayor en un 2,43% por encima, dicho porcentaje que no es representativo en comparación a la seguridad que brinda. Se recomienda continuar comparando estos sistemas estructurales utilizando edificios con variación en elevación y planta, utilizar el sistema muros de corte en zonas sísmicas con aceleración alta.

Palabras Clave: sistema constructivo/ muros de corte/ pórtico resistente a momento/ derivas de piso/ torsión/vulnerabilidad sísmica

ABSTRACT

This degree work is based on a comparative analysis of the building systems walls and a moment resisting porch, considering drifts of floor, torsion and direct and indirect costs. This work has 5 chapters which are:

In chapter I objectives, justification, methodology, hypothesis, art history and study generalities are presented, which are fundamental for its developing.

In chapter II the design bases, regulations and to codes to use, the analysis of live and dead loads (weights) their combinations, the parameters used for the static equivalent analysis (design spectrum, basal cutting, vibration period, etc.) are described.

In chapter III the building geometry is presented, an analysis and structural design of the reinforce concrete 6-stoty buildings were made using the wall and moment resisting porch systems was performed supporting on an equivalent static analysis applied according to the Ecuadorian Construction Rule NEC-15 and ACI 318-14 Code for the design of stairs, beams, columns, concrete slabs, section walls, footings.

Using the Etabs software for simulation focusing on its structural behavior. On base of the results, the inelastic drift and the torsion system of constructive moment resisting porch was compared with construction system of section walls.

On chapter IV on based of the results of design a costs study was developed, and applied to the type of structures, where the economic aspect was compared considering the direct and indirect costs and the others which come from the damages and reparation.

In chapter V conclusions and recommendations are detailed, it emphasizes that the section wall system in comparison with the constructive moment resisting porch system provides the reduction of floor drift and torsion. Also, the section wall system has less cost by damages and reparation, but the cutting wall system has an increase of 2,43%, but this percentage is not relevant keeping in mind the security that provides. It is advisable continue comparing these structural systems using buildings with elevation variation and level, to use the section wall system in seismic zones with high acceleration.

Key words: Constructive system/section wall/ constructive moment resisting porch system / floor drifts/ torsion/ seismic vulnerability.

ÍNDICE

APROBACIÓN DEL TUTOR ..... **I**

CERTIFICADO DE AUTORÍA ..... **II**

AGRADECIMIENTO ..... **III**

DEDICATORIA ..... **IV**

RESUMEN ..... **V**

ABSTRACT ..... **VI**

ÍNDICE ..... **VII**

INTRODUCCIÓN ..... **XII**

CAPÍTULO 1 ..... **1**

GENERALIDADES **1**

1.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR 1
1.2. JUSTIFICACIÓN 1
1.3. HISTORIA DEL ARTE 2
1.4. OBJETIVOS 5
1.4.1. General. *5*
1.4.2. Específicos. *5*
1.5. METODOLOGÍA 6
1.6. HIPÓTESIS 6

CAPÍTULO 2 ..... **7**

BASES DE DISEÑO SÍSMICO **7**

2.1. ESTRUCTURACIÓN DE LOS EDIFICIOS 7
2.2. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LAS ESTRUCTURAS 7
2.3. NORMA Y CÓDIGOS UTILIZADOS. 8
2.4. ANÁLISIS DE CARGAS 9
2.4.1. Cargas muertas. *9*
2.4.2. Cargas vivas. *10*
2.4.3. Combinaciones de carga. *10*
2.5. ANÁLISIS SÍSMICO 11
2.5.1. Análisis Estático Equivalente. *13*

CAPÍTULO 3 ..... **28**

MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL **28**

3.1. GEOMETRÍA DEL EDIFICIO. 28
3.2. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL 29
3.2.1 Pesos Propios de Losas. *30*
3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE SOFTWARE. 31
3.3.1. Simulación de los Edificios en Hormigón Armado. *31*
3.4. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. 32
3.5. FACTORES DE MODIFICACIÓN □□ 33
3.6. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO. 34
3.6.1. Diseño de Losa Nervada. *34*
3.6.2. Diseño de Columnas. *36*

3.6.3. Diseño de Vigas. *46*
3.6.4. Diseño de Muros de Corte. *56*
3.6.5. Diseño de la Cimentación. *60*
3.6.6. Diseño de Gradas. *64*
3.6.7. Derivas de piso. *64*
3.6.8. Torsión. *69*
3.6.9. Comparación de la deriva inelástica del sistema constructivo pórtico resistente a momento con el sistema constructivo muros de corte. *70*
3.6.10. Comparación de la torsión del sistema constructivo pórtico resistente a momento con el sistema constructivo muros de corte. *73*
CAPÍTULO 4 ..... **75**
ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS DE LOS SISTEMAS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE. **75**
4.1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS SISTEMAS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE. 75
4.1.1. Materiales. *75*
4.1.2. Mano de obra. *75*
4.1.3. Equipo y Maquinaria. *76*
4.1.4. Costos Indirectos. *76*
4.2. ESTIMACIÓN DE COSTOS POR DAÑOS Y REPARACIÓN DE LOS SISTEMAS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE. 79
CAPÍTULO 5 ..... **83**
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES **83**
5.1. CONCLUSIONES 83
5.2. RECOMENDACIONES 83
BIBLIOGRAFÍA **84**
ANEXOS **85**

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Cargas Muertas 9
Tabla 2.2. Cargas Vivas 10
Tabla 2.3. Factor Z para Azogues 12
Tabla 2.4 Coeficiente de importancia I 13
Tabla 2.5. Perfiles de suelos 17
Tabla 2.6. Factor Fa. 18
Tabla 2.7. Factor Fd. 18
Tabla 2.8. Factor Fs. 19
Tabla 2.9. Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras dúctiles. 21
Tabla 2.10. Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras con ductilidad limitada. 22
Tabla 2.11. Coeficientes de irregularidad en planta $Ø_P$. 23
Tabla 2.12. Configuración recomendada en estructuras. 24
Tabla 2.13. Configuración no recomendada en estructuras. 24
Tabla 2.14. Coeficientes de irregularidad en elevación $Ø_E$. 25
Tabla 2.15. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso. .. 26
Tabla 3.1. Predimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado, usando el sistema constructivo pórtico resistente a momento. 30
Tabla 3.2. Predimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado, usando el sistema constructivo muros de corte. 30
Tabla 3.3. Factores de reducción de resistencia según el código ACI 318S-14. 33
Tabla 3.4. Factor de modificación λ 33
Tabla 3.5. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas 35
Tabla 3.6. Refuerzo transversal para confinamiento en Columnas. 38
Tabla 3.7. Altura mínima de vigas no preesforzadas. 47
Tabla 3.8. Deriva para un sismo en la dirección X-X; Y-Y, sistema constructivo pórtico resistente a momento. 65
Tabla 3.9. Deriva para un sismo en la dirección X-X; Y-Y, sistema constructivo muros de corte. 66
Tabla 3.10. Porcentaje de Torsión, sistema constructivo pórtico resístete a momento. . 69
Tabla 3.11. Porcentaje de Torsión, sistema constructivo muros de corte. 69
Tabla 3.12. Comparación de la deriva inelástica. 70
Tabla 3.13. Niveles de Daño propuestos por Ghobarah et al (1997). 73
Tabla 3.14. Comparación de la torsión. 74
Tabla 4.1. Detalle del análisis de precios unitarios, rubro hormigón simple en columnas f´c=210 kg/cm2. 77
Tabla 4.2. Presupuesto del sistema pórtico resistente a momento. 78
Tabla 4.3. Presupuesto del sistema muros de corte. 78
Tabla 4.4. Niveles de Daño propuestos por Ghobarah et al (1997). 80
Tabla 4.5. Costo total del daño estructural, para los dos sistemas analizados. 81

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 2.1. Mapa de zonas sísmicas y factor Z 12
Ilustración 2.2. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones 13
Ilustración 3.1. Planta del edificio. 28
Ilustración 3.2. Elevación Frontal Y corte A-A, del edificio. 29
Ilustración 3.3. Dimensiones de una losa nervada por metro cuadrado. 31
Ilustración 3.4. Modelación de estructura de hormigón armado con pórtico resistente a momento utilizando el programa ETABS. 32
Ilustración 3.5. Modelación de estructura de hormigón armado con muros de corte empleando el programa ETABS. 32
Ilustración 3.6. Separación de estribos. 39
Ilustración 3.7. Diagrama de Iteración. 40
Ilustración 3.8. Esquema de Columna para curvas de iteración. 41
Ilustración 3.9. Factor de longitud efectiva K. 43
Ilustración 3.10. Longitud Libre. 44
Ilustración 3.11. Viga de hormigón armado sometida a la acción de varias cargas. 47
Ilustración 3.12. Rectángulo de compresión equivalente bajo cargas últimas. 48
Ilustración 3.13. Diagrama de momento-curvatura para una viga de concreto reforzado con refuerzo de tensión solamente. 50
Ilustración 3.14. Fuerzas cortantes. 51
Ilustración 3.15. Fuerzas cortantes y esfuerzos de corte. 51
Ilustración 3.16. Agrietamiento por cortante y flexión. 52
Ilustración 3.17. Armadura transversal que cose a las fisuras de cortante. 53
Ilustración 3.18. Estribos que cruzan fisuras de corte. 54
Ilustración 3.19. Espaciamiento mínimo de los estribos. 55
Ilustración 3.20. Muro de Corte. 56
Ilustración 3.21. Vista en planta de un piso soportado por muros de cortante. 60
Ilustración 3.22. Muro de cortante sometido a una fuerza lateral V. 60
Ilustración 3.23. Sección crítica al cortante tipo viga en una zapata. 61
Ilustración 3.24. Sección crítica al cortante por punzonamiento. 62
Ilustración 3.25. Sección crítica a la flexión en cimentaciones de columnas fundidos monolíticamente con la zapata. 63
Ilustración 3.26. Distribución de refuerzo para zapatas rectangulares. 64
Ilustración 3.27 Derivas inelásticas en la dirección X para la estructura con el sistema constructivo pórtico resístete a momento. 67
Ilustración 3.28. Derivas inelásticas en la dirección Y para la estructura con el Sistema constructivo pórtico resístete a momento. 67
Ilustración 3.29. Derivas inelásticas en la dirección X para la estructura con el Sistema constructivo muros de corte. 68
Ilustración 3.30. Derivas inelásticas en la dirección X para la estructura con el Sistema constructivo muros de corte. 68
Ilustración 3.31. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección X entre los Sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte. 71
Ilustración 3.32. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección Y entre los Sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte. 71

Ilustración 3.33. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección X entre los Sistemas analizados. **72**
Ilustración 3.34. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección Y entre los Sistemas analizados. **72**
Ilustración 4.1. Comparación en porcentaje del costo de los sistemas pórtico resistente a momento y muros de corte. **79**
Ilustración 4.2. Curvas de vulnerabilidad de deformación de entrepiso (Deriva máxima) para estructuras de 4 a 6 pisos. **81**
Ilustración 4.3. Comparación de los costos totales entre los Sistemas Analizados. **82**

INTRODUCCIÓN

Los sismos son de los eventos naturales que más pérdidas de vidas humanas y de bienes materiales, provocan en el mundo. En nuestro país se han suscitado varios eventos sísmicos los cuales dejaron en mal estado a varias ciudades del país, que bien recuerda la historia, esto evidencia las insuficiencias de las construcciones, es por esto, que cada día se busca mejorar las técnicas, métodos de diseño y nuevos sistemas constructivos más eficientes, para dar mayor seguridad a las construcciones. En la ciudad de Azogues en este momento se edifican varias estructuras de 5 y 6 pisos, en especial en la Av. 24 de Mayo en el sector de la Y Sur y en la Av. 16 de Abril en los sectores aledaños al Consejo Nacional Electoral, a la Universidad Católica de Cuenca sede Azogues; en base a estas razones, el presente estudio emprende un análisis comparativo estructural-económico, aplicando los criterios técnicos de la Norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y del Código A.C.I 318S-14, entre dos estructuras, empleando los sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado. Con el objetivo de evitar las catástrofes del pasado, pues, el sistema constructivo muros de corte, otorga mayor rigidez a las edificaciones de gran altura y aportan a que el fallo o colapso de la estructura tarde un poco más de tiempo ante la acción de un sismo, esto ayuda que los inquilinos del edificio dispongan de tiempo para movilizarse del lugar durante un sismo.

Las primacías de emplear el sistema estructural muros de corte son muy positivas; entre las cuales podemos nombrar: disminución de oscilación y vibración en los pisos, evita a que fallen pisos débiles, resisten la mayor parte de fuerzas laterales y una mínima parte las cargas gravitacionales. (Cedeño, 2016) Un factor significativo al momento de elegir un sistema constructivo es el económico, el cual define si es o no viable la construcción. Este análisis se realizará con el objetivo de establecer el comportamiento de los dos edificios frente a un sismo, determinar si es viable implementar muros de corte en una construcción, pudiendo entregar una solución concreta y probada; a fin de asegurar un comportamiento correcto en las estructuras proyectadas, preservar vidas y evadir daños materiales severos.

Capítulo 1

Generalidades

1.1. Información Preliminar

Los terremotos son uno de los sucesos naturales que provocan grandes pérdidas de vida y de bienes materiales. En el país se han dado grandes sismos los cuales devastaron a varias ciudades a lo largo de la historia, esto revela las insuficiencias de las construcciones, es por esto, que cada día se buscan nuevas técnicas y métodos de diseño o sistemas constructivos más eficientes, para dar mayor seguridad a las construcciones. En la ciudad de Azogues actualmente se edifican varias estructuras de 5 y 6 pisos, en especial en la Av. 24 de Mayo en el sector de la Y Sur y en la Av. 16 de Abril en los sectores aledaños al Consejo Nacional Electoral, a la Universidad Católica de Cuenca sede Azogues; por estos motivos, se ha visto la necesidad de realizar un análisis comparativo estructural-económico, aplicando las especificaciones de la Norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y del Código A.C.I 318S-14, entre dos estructuras, empleando los sistemas estructurales pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado. A fin de evitar estos percances, ya que, el sistema constructivo muros de corte, proporciona mayor rigidez a las edificaciones de gran altura y aportan a que el fallo o colapso de la estructura tarde un poco más de tiempo ante un evento sísmico, esto ayuda que los ocupantes del edificio dispongan de tiempo para abandonar el lugar durante un sismo.

Las ventajas de emplear el sistema estructural muros de corte son muy positivas; entre las cuales podemos mencionar: disminución de oscilación y vibración en los pisos, evita a que fallen pisos débiles, resisten la mayor parte de fuerzas laterales y una mínima parte las cargas gravitacionales. (Cedeño, 2016) Un factor importante a la hora de seleccionar un sistema constructivo es el económico, el cual determina si es o no viable la construcción. Este análisis se realizará a fin de establecer el comportamiento de los dos edificios, determinar si es viable implementar muros de corte en una construcción, pudiendo ofrecer una solución concreta y probada; a fin de asegurar un comportamiento correcto en las estructuras proyectadas, salvar vidas y evitar daños materiales severos.

1.2. Justificación

En el Ecuador se han dado grandes sismos de magnitudes altas, los cuales devastaron en gran medida varias ciudades del país, provocando grandes pérdidas de vida y de bienes materiales, esto revela las deficiencias de las construcciones. A fin de evitar estos percances, es necesario hacer un análisis estructural empleando sistemas constructivos más eficientes, de los cuales podemos mencionar el sistema constructivo: muros de corte, por que proporciona mayor rigidez a las edificaciones de gran altura y aportan a que el fallo o colapso de la estructura tarde un poco más de tiempo ante un evento sísmico gracias a su ductilidad y su capacidad de resistir esfuerzos cortantes, esto ayuda que los ocupantes del

edificio dispongan de tiempo para abandonar el sitio durante un sismo. Los resultados de incluir el sistema antes mencionado son muy positivos, ya que, hace de la estructura más segura. Entre las ventajas podemos citar: disminución de oscilación y vibración en los pisos, evita a que no fallen pisos débiles, resisten la mayor parte de fuerzas laterales y una mínima parte las cargas gravitacionales (Cedeño, 2016). Pudiendo ofrecer una solución concreta y probada, a fin de asegurar un comportamiento correcto en las estructuras proyectadas en presencia de un evento sísmico, salvar vidas y evitar daños materiales severos.

1.3. Historia del Arte

Nuestro país se localiza en una zona sísmica de gran actividad, debido que se da la convergencia entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca. Donde se han generado grandes eventos sísmicos que han provocado terribles catástrofes en numerosas ciudades durante la historia y es probable que estos hechos vuelvan a repetirse.

Hace más de 100 años se lleva registro de los terremotos más importantes, entre los cuales podemos mencionar: en 1797 de intensidad de XI en la escala de Mercalli cuyo epicentro fue en Riobamba; afecto a las provincias Cotopaxi, Pichincha, Bolívar y Tungurahua; el terremoto de abril de 1541 en Napo el mismo que tuvo una intensidad de 7; en 1868 se dio un evento sísmico que afecto a las provincias de Carchi, Imbabura y Pichincha, con una magnitud 7.7 el 16 de agosto de año antes mencionado; en 1925 el 23 de junio con epicentro en Carchi se generó un sismo con una magnitud de 6.8; en 1906 se dio uno de los terremotos de mayor intensidad en el mundo con una magnitud de 8.9, a partir que se obtiene la capacidad de un terremoto mediante sismógrafos, su epicentro se situó en Esmeraldas el 31 de enero; y el último de gran magnitud de intensidad 7,8 sacudió la zona costera del norte de nuestro país el sábado 16 de abril de 2016, cuyo epicentro fue localizado en Muisne. (Magnitudes citadas corresponden a escala Richter). (Egred, 1999)

Como se dio a conocer en el Ecuador se han dado grandes sismos con magnitudes altas por ejemplo de 8,8 y 8.9. Los terremotos revelan las deficiencias de las construcciones, la falta de rigor en la aplicación de normas de diseño y ayudan a mejor las normativas y códigos sismoresistentes. En todo el mundo se ha dado una evolución de las normativas y códigos, como consecuencia de eventos sísmicos, a fin de otorgar mayor seguridad a las construcciones y precautelar la vida de los personas.

Las normativas y códigos sismoresistentes en el Ecuador no ha sido la excepción, a continuación damos a conocer la evolución de los mismos:

Código Ecuatoriano de la Construcción 1951

En 1951 se publicó el primer Código a ser empleado en la construcción a nivel nacional, el mismo que fue obligatorio en 1952.

El cual especificaba los principios para las construcciones sismoresistentes, aunque no se tiene constancia de que el mismo haya sido aplicado como obligatorio durante su período de vigencia. (CEC, 1951)

Código Ecuatoriano de la Construcción 1977

En 1977 en el mes de junio, se oficializó que los dos primeros capítulos del Código titulados: Requisitos Generales de Diseño y Requisitos de Hormigón Armado, sean obligatorios de acuerdo al Registro Oficial N° 369 el código tiene la meta de mejorar la calidad de las edificaciones y aumentar la seguridad de estas.

El presente código se fundamentó en el ACI 318-71 (American Concrete Institute), entre sus falencias se puede nombrar que el espectro de diseño no se encontraba claramente especificado en su forma. (CEC, 1977)

Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2001

El 15 de julio de 1996, se fundó el ¨Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción¨. El cual se encargó de redactar el capítulo nombrado: Peligro Sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente. El mismo presentaba un grupo de criterios básicos preparados para el diseño estructural conforme a la realidad de nuestro país y a las eventualidades que pueden afectar a las estructuras por acción de un sismo en el lapso de su vida útil. Entre sus carencias, no había combinaciones de carga última de servicio. (CEC, 2001)

Para otorgar un diseño sismoresistente seguro, la filosofía del CEC-2001 se fundamentaba en lo siguiente:

- En el lapso de la vida útil, las construcciones pueden estar sometidas a sismos pequeños, y en presencia de estos eventos el código busca evitar daños tanto en los miembros estructurales y en los miembros que no se consideran como estructurales.
- En el lapso de la vida útil, las construcciones pueden estar sometidas a sismos moderados, y en presencia de estos eventos el código busca evitar daños graves en los miembros estructurales y controlar daños en los miembros que no se consideran como estructurales.

- En el lapso de la vida útil, las construcciones pueden estar sometidas a sismos severos, y en presencia de estos eventos el código busca evitar el colapso de la estructura, y salva guardar las vidas de los ocupantes.

Para cumplir con los objetivos mencionados, la estructura debe cumplir los siguientes requisitos:

- La estructura debe diseñarse para soportar las cargas especificadas en el código.
- Los desplazamientos laterales de cada piso en la estructura deben ser inferiores los valores especiados por el código.
- Considerando que mediante el espectro de diseño se genera fuerzas sísmicas superiores a las semejantes definidas en el código, la estructura debe tener la capacidad de desperdiciar energía en un rango de distorsión fuera del límite elástico. (CEC, 2001)

Espectro de diseño

El código CEC-2001 determina un espectro de diseño cuya relación de amortiguamiento es del 5% en proporción al crítico, el objetivo del espectro es personificar un sismo de diseño y dar a conocer los resultados dinámicos del mismo en la estructura analizada. El espectro de diseño actúa a nivel de servicio, se encontraba afectado por un coeficiente ***Cm*** que estaba en función del perfil del suelo que mejor se ajuste a la localidad. Para el análisis de cargas se empleó las combinaciones especificadas en el código ACI-318-99.

Además del Espectro de diseño en el CEC-2001, se daban las especificaciones técnicas sobre: límites máximos de los desplazamientos laterales de los pisos, efecto de la irregularidad estructural y cortante basal. (CEC, 2001)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15

La NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) fue desarrollada con el objetivo de implementar nuevos criterios en base a los progresos técnicos con el afán de mejorar el comportamiento de las estructuras y el control de las técnicas constructivas.

La Norma NEC-15 define que el espectro de diseño personifica un evento sísmico con una posibilidad del diez por ciento de ser superado en cincuenta años, definido en base a un análisis que incluye: tipo de suelo del lugar donde se levante la estructura, características geométricas de la misma, aceleración sísmica, etc. Un espectro de respuesta representa un sismo de diseño y da a conocer los resultados dinámicos del mismo en la estructura analizada. (NEC–SE-DS, 2015)

Filosofía de diseño sismo resistente de la NEC-15

- En el lapso de la vida útil, las construcciones pueden estar sometidas a sismos pequeños, y en presencia de estos eventos la norma busca evitar daños tanto en los miembros estructurales y en los miembros que no se consideran como estructurales.
- En el lapso de la vida útil, las construcciones pueden estar sometidas a sismos moderados, y en presencia de estos eventos la norma busca evitar daños graves en los miembros estructurales y controlar daños en los miembros que no se consideran como estructurales.
- En el lapso de la vida útil, las construcciones pueden estar sometidas a sismos severos, y en presencia de estos eventos la norma busca evitar el colapso de la estructura, y salva guardar las vidas de los ocupantes.

Estos criterios se consiguen, cumpliendo los siguientes requisitos:

- La estructura debe diseñarse para soportar las cargas especificadas en la norma.
- Los desplazamientos laterales de cada piso en la estructura deben ser inferiores los valores especiados por la norma.
- Considerando que mediante el diseño por capacidad o empleando sistemas de control frente a eventos sísmicos, la estructura debe tener la capacidad de desperdiciar energía en un rango de distorsión fuera del límite elástico. (NEC–SE-DS, 2015)

1.4. Objetivos

1.4.1. General.

Analizar el costo y comportamiento estructural entre los sistemas pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado.

1.4.2. Específicos.

- Diseñar las estructuras de hormigón armado empleando los sistemas constructivos: muros de corte y pórtico resistente a momento.
- Simular las estructuras de hormigón armado utilizando los sistemas constructivos: muros de corte y pórtico resistente a momento.
- Analizar el comportamiento de los dos sistemas constructivos en función de los parámetros de diseño: derivas de piso y torsión.
- Realizar un estudio comparativo de los costos entre el sistema muros de corte y pórtico resistente a momento.

1.5. Metodología

El presente trabajo se realizará basado en el enfoque de investigación cuantitativa, este presenta un análisis comparativo estructural de los sistemas constructivos muros de corte y pórtico resistente a momento en hormigón armado. Verificando su desempeño y su viabilidad en términos económicos. Para realizar el presente estudio seguiremos estos pasos:

Primero, se diseñará y analizará las estructuras de los edificios de hormigón armado empleando los sistemas: muros de corte y pórtico resistente a momento, ambos edificios de 6 pisos, sustentándonos en un análisis estático equivalente y aplicando las especificaciones de la Norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y del Código A.C.I 318S-14, para simular las estructuras usaremos el programa Etabs, con el fin de conocer el comportamiento de cada edificio. En base a los resultados se determinaran las ventajas y desventajas de ambos sistemas constructivos.

Una vez ya obtenido los resultados de diseño se realiza el estudio de costos, aplicado para los dos tipos de estructuras: muros de corte y pórtico resistente a momento, donde se comparará el aspecto económico considerando costos directos e indirectos, a fin de definir el costo de cada sistema constructivo.

Con los resultados obtenidos del diseño, se procederá a determinar el valor para cada uno de los sistemas constructivos: muros de corte y pórtico resistente a momento, fundamentándonos en un análisis de precios unitarios, de manera posterior se hará el análisis respectivo de los dos tipos de estructuras, comparando el precio de cada sistema, a fin de concretar el valor total de cada sistema constructivo.

1.6. Hipótesis

Si comparamos los sistemas constructivos muros de corte y pórtico resistente a momento, los muros de corte permitirán reducir derivas de piso, efectos de torsión, por lo tanto su costo aumenta en función de estos miembros estructurales.

Capítulo 2

Bases de Diseño Sísmico

2.1. Estructuración de los edificios

La estructura es un conjunto de miembros estructurales (vigas, columnas, losas, zapatas, muros de corte, riostras, etc.) ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. (NEC–SE-DS, 2015, p.9)

Las estructura tanto de hormigón armado y de acero debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. A demás, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer de terminadas exigencias estéticas. (González, 2005, p.13).

El diseño sismoresistente consiste en otorgar a una estructura las propiedades necesarias para que esta no colapse durante un evento sísmico, entre las propiedades podemos mencionar la rigidez, ductilidad, geometría, etc.

2.2. Sistemas constructivos de las estructuras

Los edificios suelen tener diferentes sistemas constructivos, tanto para estructuras de hormigón armado y para estructuras de acero, las cuales vamos a mencionar a continuación.

En las estructuras de Hormigón Armado tenemos los siguientes tipos:

- **Pórtico resistente a momento**
  Estructura constituida por vigas de altura mayor al de la losa y columnas, con la capacidad de soportar cargas gravitacionales, sísmicas, viento, etc. La estructura debe cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil, presentando un comportamiento dúctil y con la capacidad de soportar las fuerzas a las cuales será sometido según la normativa.
  (NEC–SE-DS, 2015, p.11)

- **Muros de Corte**

  El Sistema constructivo se caracteriza por tener muros de corte, los cuales se emplean para soportar efectos sísmicos. Los muros estructurales se ubican de la manera más simétrica, se recomienda que estén en el contorno de la estructura para reducir de mejor manera los efectos de torsión, la altura de los muros es igual a la altura de la estructura, el cortante basal por lo bajo en un setentaicinco porciento lo deben absorber los muros de corte. (NEC–SE-DS, 2015)

- **Pórtico especial resistente a momento con vigas banda**

  Sistema constructivo formado por pórticos con vigas bandas (espesor de la viga igual al de la losa) diseñado para soportar cargas gravitacionales, sísmicas, viento, etc. La estructura debe cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil, presentando un comportamiento dúctil y con la capacidad de soportar las fuerzas a las cuales será sometido según la normativa. La altura mínima de la viga es de 25cm. (NEC–SE-DS, 2015)

2.3. Norma y códigos utilizados.

Los códigos y normativas son instrumentos que se han desarrollado a partir de ensayos de laboratorio, con el objetivo que los profesionales de la ingeniería tengan una guía para diseñar miembros estructurales ya sean estos de acero, hormigón armado o madera, en el presente proyecto se emplearán las especificaciones de la Norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y del Código A.C.I 318S-14.

American Concrete Institute (ACI).

El instituto americano del concreto A.C.I, ha desarrollado algunos códigos que se emplean tanto para el diseño como para el control y construcción en obra de miembros de hormigón armado, para el diseño el Código A.C.I 318S-14, se basa en la siguiente expresión:

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

$$\emptyset S_n \geq U$$

Como se muestra en la expresión anterior, el factor Ø hace referencia a los factores de carga de resistencia, S_n a la resistencia nominal, y U a la resistencia requerida, la cual se calcula empleando los factores de carga que varían dependiendo el tipo de carga, como puede ser una carga viva, muerta, sísmica.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

La Norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) se fundamenta en el Código A.C.I 318S-14 para el diseñar miembros estructurales en hormigón armado. Debido que la realidad de nuestro país es diferente a la del país donde se creó el código, la NEC-15 realiza algunos cambios en especial en los métodos para realizar el análisis sísmico, con el fin que la normativa se ajuste a la realidad de nuestro entorno.

En el presente proyecto se analizarán dos estructuras, la primera de hormigón armado con pórticos especiales sismo resistentes y la segunda estructura con muros de corte.

Se aplicarán las especificaciones de la Norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción). Los capítulos a emplear son los siguientes:

- NEC. (2015). Cargas (No sísmicas). (NEC–SE-CG)
- NEC. (2015). Peligro sísmico - Diseño sismo resistente. (NEC–SE-DS)
- NEC. (2015). Estructuras de Hormigón Armado. (NEC–SE-HM)

También se emplean el código internacional del American Concrete Institute (ACI):

- ACI 318S-14. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario. American Concrete Institute.

2.4. Análisis de cargas

2.4.1. Cargas muertas.

Todo miembro estructural, instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, contraincendios y todo elemento o maquinaria que permanezca de manera continua y permanente en la estructura, se considera como carga muerta. En la tabla 2.1 se da a conocer los valores tomados de la NEC -15, que se van a emplear en el diseño de los edificios.
(NEC–SE-CG, 2015)

Tabla 2.1. Cargas Muertas

Cargas Muertas	Peso Unitario	Unidad
Hormigón armado	2400.0	kg/m^3
Bloque hueco de hormigón	1200.0	kg/m^3
Bloque hueco de hormigón alivianado	850.0	kg/m^3
Acero	7850.0	kg/m^3
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	20.0	kg/m^2
Cielorrasos de mortero de cemento compuesto de cal y arena	55.0	kg/m^2

Fuente: Autor

2.4.2. Cargas vivas.

A los pesos de las personas, equipos, mueblería, mercadería en transición, entre otras. Se consideran como cargas vivas, las mismas que varían en su valor dependiendo del tipo de uso que se dé a la estructura. En la tabla 2.2 se da a conocer los valores tomados de la NEC - 15, que se usaran en el diseño. (NEC–SE-CG, 2015)

Tabla 2.2. Cargas Vivas

Cargas Vivas	Peso Unitario	Unidad
Locales comerciales	480.0	kg/m^2
Departamentos	200.0	kg/m^2

Fuente: Autor

2.4.3. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga se usan a fin de someter a la estructura a diferentes efectos perjudiciales, como son viento o sismo, estos últimos no se deben analizar de manera simultánea. La estructura completa, debe ser planteada de tal modo que la resistencia con la cual fue diseñada sea igual o mayor a los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas, las cuales se muestran a continuación: (NEC–SE-CG, 2015)

Combinación 1
C1=1.4 D

Combinación 2
C2=1.2 D + 1.6 L + 0.5max (Lr; S; R)

Combinación 3
C3=1.2 D + 1.6 max (Lr; S; R)+ max (L; 0.5W)

Combinación 4
C4=1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max (Lr; S; R)

Combinación 5
C5=1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6
C6=0.9 D + 1.0 W

Combinación 7
C7=0.9 D + 1.0 E

Donde:
C: Combinación

D: Carga permanente
E: Carga de sismo
W: Carga de viento
L: Sobrecarga (carga viva)
S: Carga de granizo
Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva)

2.5. Análisis sísmico

Para el análisis símico se debe tener en cuenta diferentes parámetros, como son el tipo de suelo, la zona en la cual va ser construida la edificación, la importancia de la misma, entre otros. Las estructuras se diseñarán para la ciudad de Azogues, la cual se encuentra en la provincia del Cañar y es su capital. Está ubicada en el austro del país, en la cordillera de los Andes, a 518 msnm. Se debe tener en cuenta este parámetro porque la aceleración que va a tener un sismo está en función de la ciudad, de acuerdo a lo establecido en la NEC -15.

Factor Z

De acuerdo al mapa de la zona sísmica para diseñar, personifica un evento sísmico con una posibilidad del diez por ciento de ser superado en cincuenta años, que contiene un rebosamiento a un valor que es igual a la mitad de la gravedad, que es la mayor aceleración sísmica que se genera en roca en el litoral del país que caracteriza la zona VI. Para la ciudad de Azogues es Alta igual a 0.25. (NEC–SE-DS, 2015) Como se pude ver a continuación en la ilustración 2.1.

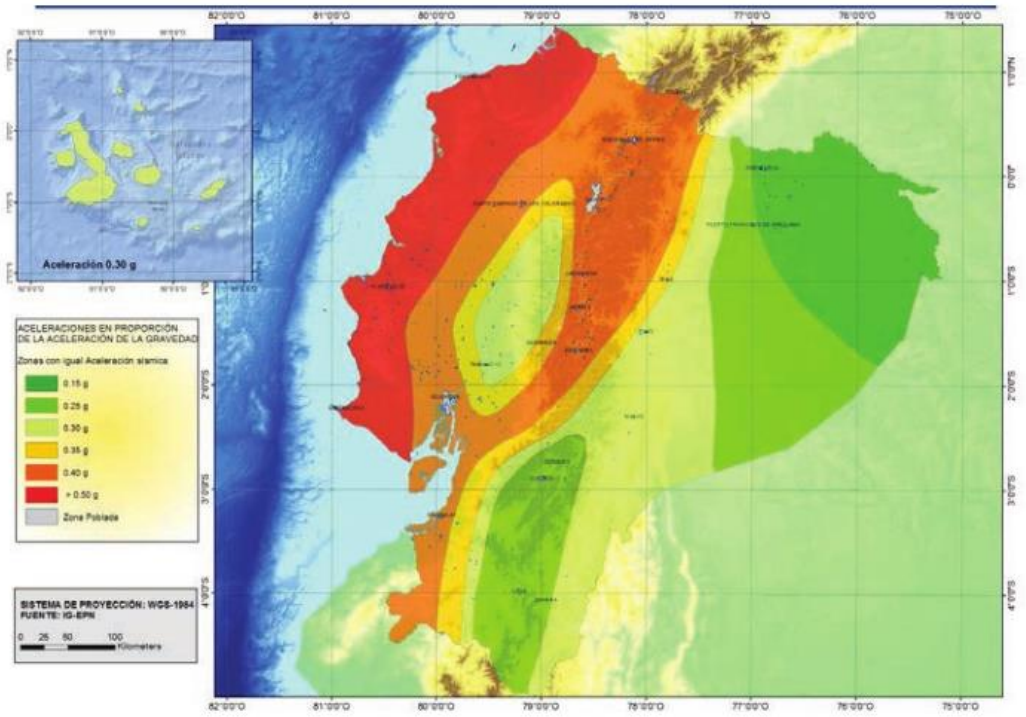


Ilustración 2.1. Mapa de zonas sísmicas y factor Z

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.27

De acuerdo a la zona sísmica se establecen la aceración en la NEC 15, se da a conocer a detalle para diferentes ciudades, de acuerdo a la parroquia, cantón y provincia, como en la tabla 2.3 se puede apreciar.

Tabla 2.3. Factor Z para Azogues

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
AZOGUES	AZOGUES	AZOGUES	CAÑAR	0.25

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.91

Importancia de la edificación.

Las estructuras a construirse suelen tener diferentes tipos de uso, como son condominios, hospitales, etc. Podemos recalcar que ciertos edificios deben permanecer de pie y operativos después de un sismo, considerando este principio se busca aumentar los valores de las fuerzas sísmicas, empleando un coeficiente de importancia **I,** en la tabla 2.4 se da a conocer la clasificación de los edificios en función de su importancia. (NEC–SE-DS, 2015)

Tabla 2.4 Coeficiente de importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente 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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias 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

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.39

2.5.1. Análisis Estático Equivalente.

Espectro de diseño en aceleraciones

Para desarrollar el espectro de diseño ***Sa***, se tiene en cuenta varios parámetros, pero en síntesis se manifiesta como porción de la aceleración de la fuerza de gravedad, de acuerdo al nivel que tenga el sismo considerado para el diseño, en la ilustración 2.2 se da a conocer el espectro de dieño, y está en función de: (NEC–SE-DS, 2015)

- El factor de zona sísmica Z.
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd y Fs.

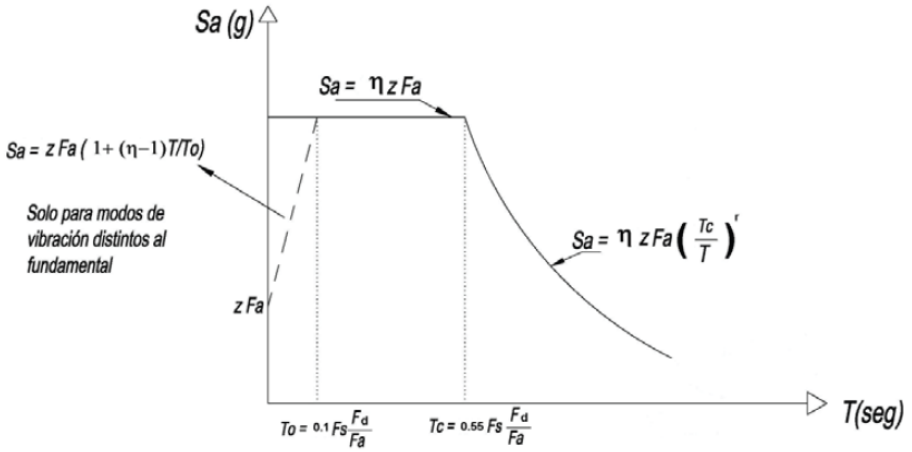


Ilustración 2.2. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.33

Donde:

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

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

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

Fs: Coeficiente de amplificación de suelo. Considera 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.

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

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad **g**.
(NEC–SE-DS, 2015, p.33)

El espectro, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos: (NEC–SE-DS, 2015)

$$\boldsymbol{Sa} = Z * \eta * Fa \quad para\ 0 \leq T \leq Tc$$

$$\boldsymbol{Sa} = Z * \eta * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^{r}\ para\ Tc < T$$

Dónde:

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

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

r = 1.5 para tipo de suelo E.

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

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, **η** (S/Z, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores: (NEC–SE-DS, 2015, p.34)

η= 1.80: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

η= 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

η= 2.60: Provincias del Oriente

Para encontrar el límite de la fase de vibración ***Tc***, se usa la expresión:

$$\boldsymbol{Tc} = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

Donde:

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

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

Fs: Coeficiente de amplificación de suelo. Considera 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.

P

Ar

En el análisis dinámico, solo para estudiar la respuesta estructural, considerando que no existe un modo de vibración sino varios en una estructura y estos no son iguales al modo fundamental, para un rango de valores de la fase de vibración inferiores a ***To***, el valor de ***Sa*** se determina con la siguiente expresión,: (NEC–SE-DS, 2015)

$$\boldsymbol{Sa} = Z * Fa[1 + (\eta - 1)] * \frac{T}{To}\ para\ T < To$$

$$\boldsymbol{Tc} = 0.10 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

Donde:

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

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Perfiles de suelos para el diseño sísmico

El estudio de suelos es fundamental para el diseño sísmico, los parámetros empleados para la clasificación corresponden a los 30 m excavados desde el nivel N+0.00 del suelo para los cinco tipos de perfiles que van de la A, a la E. Los perfiles de terreno que tengan estratos de fácil diferenciación se deben subdividir, usando un subíndice que va desde 1 hasta n, donde el valor de 1 se asigna al estrato que se encuentra en la superficie y la referencia n al estrato que se encuentre a los 30 m de excavación. El perfil que se clasifica como F se analiza empleando otras técnicas, debido que es un suelo especial. La clasificación de suelos está descrita a continuación en la tabla 2.5. (NEC–SE-DS, 2015)

Tabla 2.5. Perfiles de suelos

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	Vs < 180 m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.30

Factor Fa, para el diseño.

Son Coeficientes de aumentan la influencia del tipo de suelo en la franja de período pequeño. Influyen sobre las ordenadas del espectro de diseño, aumentando el valor de estas últimas, en función de las características del lugar. La clasificación se la puede apreciar a continuación en la tabla 2.6. (NEC–SE-DS, 2015)

Tabla 2.6. Factor Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.31

Factor Fd, para el diseño.

Son Coeficientes de aumentan la influencia del tipo de suelo en la franja de período pequeño. Influyen sobre las ordenadas del espectro de diseño, aumentando el valor de estas últimas, en función de las características del lugar. En la tabla 2.7. se dan a conocer estos: (NEC–SE-DS, 2015)

Tabla 2.7. Factor Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.31

Factor Fs, para el diseño.

Son Coeficientes de aumentan la influencia del tipo de suelo en la franja de período pequeño. Este factor abarca el principio que el terreno no se comporta de manera lineal, como disminuye el periodo en el lugar, el cual está en función de la frecuencia e intensidad. En la tabla 2.8. se dan a conocer la clasificación. (NEC–SE-DS, 2015)

Tabla 2.8. Factor Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.32

Cortante Basal.

Basado en un análisis estático equivalente, el cortante basal que se establece para edificaciones de poca altura, se puede considerar el efecto sísmico como una fuerza horizontal total, la misma que se aplica en el pie de la construcción.

Para determinar el cortante basal **V**, considerando combinaciones de cargas, y que su acción se da en una dirección determinada, se emplea las expresiones: (NEC–SE-DS, 2015)

$$\boldsymbol{V} = \frac{I * Sa_{(Ta)}}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} * W$$

Dónde:

$Sa_{(Ta)}$: Espectro de diseño en aceleración, en función del periodo de vibración.

$\emptyset_E$ y $\emptyset_P$: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

Ta: Período de vibración.

Determinación del periodo de vibración T.

El lapso de vibración **T**, de una estructura es fundamental porque mediante este último, se puede desarrollar el espectro de diseño. Para su estimación se sigue este método. (NEC–SE-DS, 2015) La resultante de **T** por este método es un valor aproximado obtenido de la expresión:

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

Donde:

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificación, para cada tipo de edificio existe un valor, el coeficiente **α** va a depender del mismo tipo de estructura; los cuales son:

i. Estructuras de acero sin arriostramiento $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$

ii. Estructuras de acero con arriostramiento $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

iii. Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$

iv. Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales y otras estructuras basados en muros estructurales y mampostería estructural $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.75$

h_n: Altura máxima de la edificación medida desde la base con n número de pisos.

T: Periodo de Vibración.

En el caso que la estructura tenga muros de corte la norma NEC-15 hace referencia también a un valor de **Ct** en donde el valor de α=1.

Para este caso **Ct** se calcula de la siguiente manera:

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

Donde:

A_B: Área de la edificación en su base en m2.

n_w: Numero de muros de la edificación diseñados para resistir sismo.

h_{wi}: Altura del muro i medida desde la base en m.

A_{wi}: Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i.

l_{wi}: Longitud horizontal del muro en m.

Carga sísmica reactiva.

Esta carga se considera como semejante al peso muerto de la estructura. Este es un requisito necesario para determinar el cortante basal. (NEC–SE-DS, 2015)

La carga sísmica reactiva en si es igual a la de todos los miembros de la estructura. Este valor es necesario para determinar el cortante basal. (NEC–SE-DS, 2015, p.55)

$$W = D$$

Donde:

D: Carga muerta total de la estructura.

Factor de reducción de resistencia sísmica.

El factor de reducción de resistencia sísmica **R**, concede la facilidad de minorar las fuerzas obtenidas mediante el espectro de diseño, con las siguientes condiciones: debe cumplirse el criterio columna fuerte-viga débil, lo cual permite que se genere una rotula plástica en una zona permita, en el caso de tener la estructura muros de corte, el cortante basal por lo bajo en un setentaicinco porciento lo deben absorber los muros de corte; lo cual otorga una adecuada ductilidad a la estructura. El factor **R** estriba del tipo de sistema constructivo, suelo, período de vibración, entre otros. Para la elección del factor R la norma NEC – 15, genera dos grupos estructurales. Los cuales se dan a conocer en las siguientes tablas. (NEC–SE-DS, 2015)

Tabla 2.9. Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras dúctiles.

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

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.65

Tabla 2.10. Coeficiente de reducción R para sistemas de estructuras con ductilidad limitada.

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

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.65

Coeficientes de configuración en planta $Ø_P$ y elevación $Ø_E$.

El factor **$Ø_P$** se emplea a fin de dar mayor seguridad a la estructura analizada, este factor se toma de acuerdo al tipo de planta arquitectónica que tenga la misma, como se conoce pueden existir varios tipos de plantas arquitectónicas, las cuales se dan a conocer en la siguiente tabla 2.11. Si la estructura no tiene ninguna de las singularidades presentadas en la tabla 2.11. en todas sus plantas, el coeficiente de configuración en planta se tomara igual a la unidad, ya que no tiene irregularidad. (NEC–SE-DS, 2015)

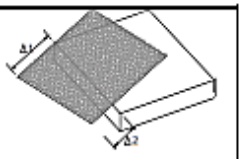
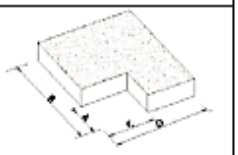
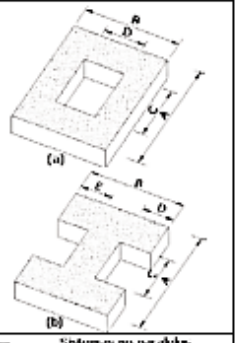
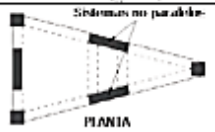
Se utilizará la expresión:

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB}$$

Donde:

$Ø_P$: Coeficiente de regularidad en planta.
$Ø_{PA}$: Mínimo valor de ϕpi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 o 3.
$Ø_{PB}$: Mínimo valor de ϕpi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.
$Ø_{Pi}$: Coeficiente de configuración en planta.

Tabla 2.11. Coeficientes de irregularidad en planta $Ø_P$.

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_A=0.9$ $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_A=0.9$ A > 0.15B y C > 0.15D La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_A=0.9$ a) CxD > 0.5AxB b) [CxD + CxE] > 0.5AxB La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_A=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.50

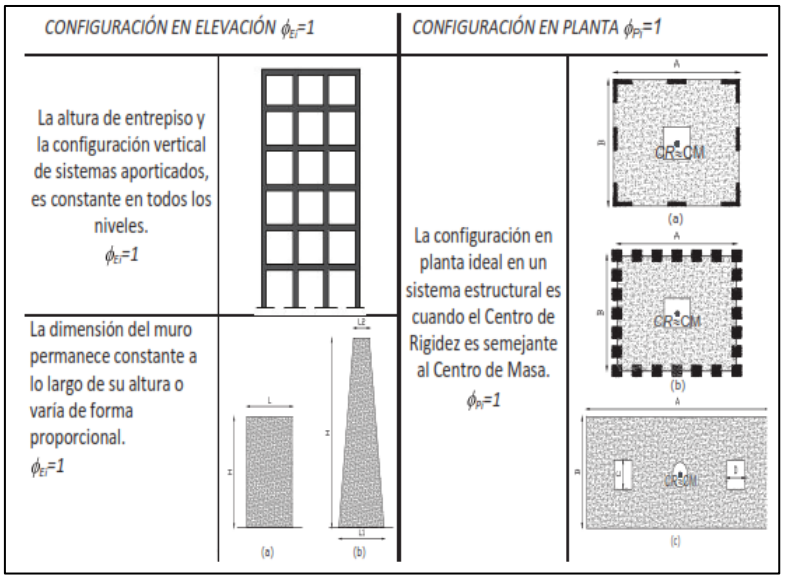
El factor **$Ø_E$** se emplea a fin de dar mayor seguridad a la estructura analizada, este factor se toma de acuerdo al tipo de elevación arquitectónica que tenga la misma, como se conoce pueden existir varios tipos de elevaciones arquitectónicas, las cuales se dan a conocer en las tablas 2.12, 2.13 y 2.14. Si la estructura no tiene ninguna de las singularidades presentadas en las tablas, el coeficiente de configuración de elevación se tomara igual a la unidad, ya que no tiene irregularidad. (NEC–SE-DS, 2015)

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} * \emptyset_{EB}$$

Donde:
$Ø_E$: Coeficiente de regularidad en elevación.
$Ø_{EA}$: Mínimo valor de $Ø_{Ei}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, $Ø_{Ei}$ en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo.
$Ø_{EB}$: Mínimo valor de $Ø_{Ei}$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1.

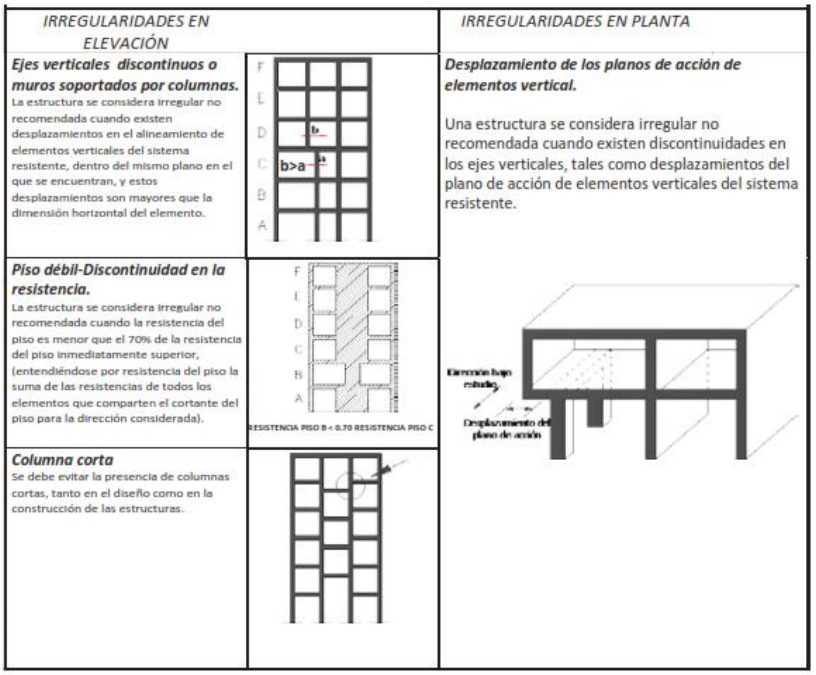
$Ø_{Ei}$: cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla de irregularidad tipo 2 y 3.

Tabla 2.12. Configuración recomendada en estructuras.



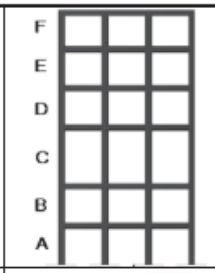
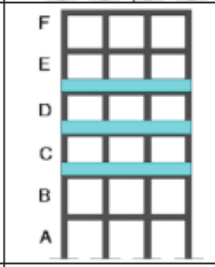
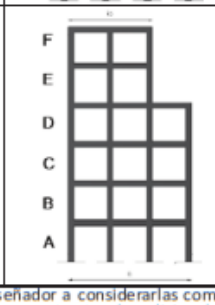
Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.48

Tabla 2.13. Configuración no recomendada en estructuras.



Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.49

Tabla 2.14. Coeficientes de irregularidad en elevación $Ø_E$.

Tipo 1 - Piso flexible ϕ_E=0.9 Rigidez K_c < 0.70 Rigidez K_D $Rigidez < 0.80\frac{(K_D+K_E+K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa ϕ_E=0.9 $m_D > 1.50\ m_E$ ó $m_D > 1.50\ m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica ϕ_E=0.9 a > 1.3 b La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.51

Inercia de las secciones agrietadas

Para deducir los desplazamientos máximos de los pisos y la rigidez siempre se debe usar las inercias agrietadas de los miembros que conforman la estructura, tanto en construcciones de hormigón armado y de mampostería. Para el cálculo de la rigidez y derivas máximas se deberán emplear los valores de las inercias agrietadas de los miembros estructurales, en estructuras de hormigón armado y de mampostería. (NEC–SE-DS, 2015)

En estructuras de hormigón armado, se determinaran las inercias agrietadas multiplicando la inercia total del miembro estructural por su factor correspondiente, que son: 0.5, 0.8 y 0.6, en vigas, columnas y muros de corte, respectivamente.

Control de la deriva de piso

Durante un sismo las estructuras se deforman y estas se deben controlar, mediante la deducción de los desplazamientos inelásticos máximos de cada piso. Hay que verificar que la estructura tendrá deformaciones inelásticas menores a la máxima permitida. Para determinar los valores máximos de las derivas de piso inelásticas se deben emplear inercias agrietadas para poder obtener valores máximos. La norma NEC-15 establece que el cálculo de deriva de piso debe incluir: (NEC–SE-DS, 2015)

- Deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales.
- Efecto de segundo orden P-Δ.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M: Deriva máxima inelástica
Δ_E: Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
R: Factor de reducción de resistencia.

Se debe cumplir la condición:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

En la norma NEC-15, los desplazamientos máximos de cada piso, deben ser menores a los límites máximos emitidos por la norma, los cuales se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 2.15. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

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

Fuente: NEC–SE-DS, 2015, p.40

Momento torsional
El momento torsional de diseño se genera por la mala distribución en planta, debido que los centros de masa y gravedad no concuerdan en la estructura. Cuando se da este caso, los efectos se estiman usando un coeficiente que aumenta la torsión **Ax**, su valor lo podemos obtener mediante la siguiente expresión el cual no deberá exceder a 3.0: (NEC–SE-DS, 2015)

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

Donde:

Ax: Factor de ampliación torsional.
δmax: Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.
δprom: Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

Efecto de segundo orden P-Δ

Debido a los efectos de segundo orden, que influyen en los sentidos X e Y de la estructura, se genera un aumento de esfuerzos internos, momentos y de desplazamientos laterales en cada piso. Este efecto está en función del índice de estabilidad de piso **Qi**. Para saber si debemos tomar en cuenta los efectos de segundo, el factor antes mencionado debe estar en un rango de 0.30 a 0.1, se considera que la estructura tiene gran estabilidad si **Qi** es mayor a los 0.30 y necesita rigidez, en cambio si su valor da menor que 0.10 los efector **P-Δ** no se consideraran en la edificación. (NEC–SE-DS, 2015)

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

Donde:
Q_i: Índice de estabilidad de piso i, es la relación entre el momento de segundo orden con el momento de primer orden.
P_i: Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.
Δ_i: Deriva de piso i calculada en el centro de masa del piso.
V_i: Cortante sísmico del piso i.
h_i: Altura de piso i considerado.

Cuando **Q_i** se encuentre en el rango entre 0.10 y 0.30 se determina el factor de mayoración con la siguiente expresión: (NEC–SE-DS, 2015)

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Donde:
$f_{P-\Delta}$: Factor de mayoración.
Qi: Índice de estabilidad de piso i.

Torsión
En este inciso se consideran todos los efectos incluyendo la torsión por accidente.
En simulaciones 3D, se debe considerar los efectos de torsión mediante una apropiada localización de centro de masas. (NEC–SE-DS, 2015)

Capítulo 3

Modelación y Diseño Estructural

3.1. Geometría del edificio.

El edificio tiene una geometría en planta de tipo trapezoidal bastante regular, la misma tiene luces entre 3,60 y 4,50 metros, en su mayoría son losas rectangulares. Con volados pequeños, todas las columnas son de tipo rectangular, y de igual manera las vigas. Consta de seis pisos con alturas de: 3,24 metros el primero, de 3,06 metros del segundo al quinto y 2,70 metros el sexto, la geometría en elevación y planta es regular. A continuación en las ilustraciones 3.1 y 3.2, se da a conocer los detalles del Proyecto Arquitectónico. En el Anexo 1, se presentan los planos arquitectónicos.

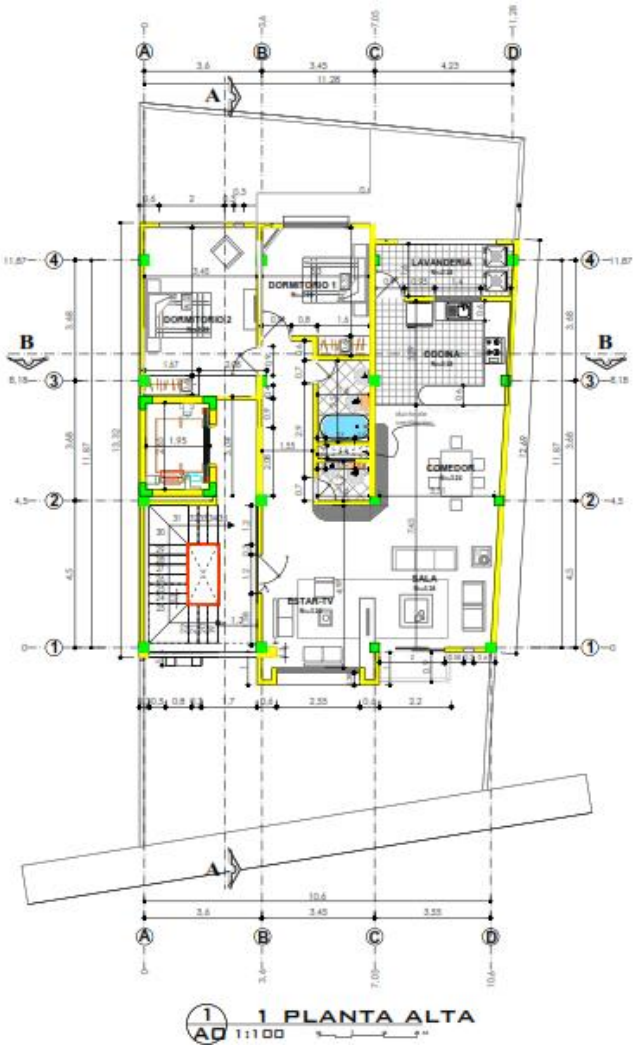


Ilustración 3.1. Planta del edificio.

Fuente: Autor

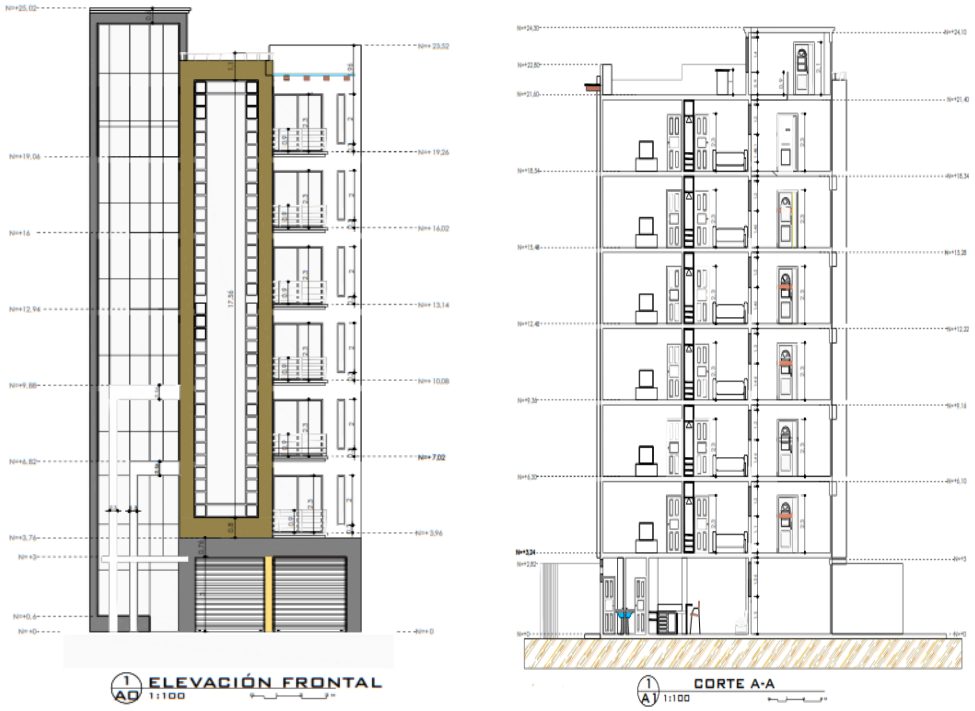


Ilustración 3.2. Elevación Frontal Y corte A-A, del edificio.

Fuente: Autor

3.2. Dimensionamiento Estructural

Basándose en el plano arquitectónico del edificio, el cual está destinado a ser un condominio que cuenta con seis pisos, uno comercial y los restantes para vivienda tiene una geometría en planta de tipo trapezoidal bastante regular, la misma tiene luces entre 3,60 y 4,50 metros, en su mayoría son losas rectangulares. En las tablas 3.1 y 3.2 se dan a conocer el dimensionamiento de los miembros que conforman la estructura en hormigón armado. En el Anexo 2 y 3, se muestra un resumen del cálculo de cada elemento y los planos estructurales, respectivamente.

Tabla 3.1. Dimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado, usando el sistema constructivo pórtico resistente a momento.

Material	Elemento	Dimensiones (cm)
Hormigón Armado	Viga 1	b=25 h=35
	Viga 2	b= 35 h=45
	Viga 3	b= 30 h=40
	Columna 1	b=40 h=40
	Columna 2	b=45 h=45
	Columna 3	b=30 h=30 e=20
	Losa nervada	e=25

Donde, **b:** es base, **h:** altura y **e:** espesor.

Fuente: Autor

Tabla 3.2. Dimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado, usando el sistema constructivo muros de corte.

Material	Elemento	Dimensiones (cm)
Hormigón Armado	Viga 1	b=25 h=30
	Viga 2	b=35 h=40
	Columna 2	b=40 h=40
	Losa nervada	e=25
	Muro Corte 1	e=20 lw=265
	Muro Corte 2	e=20 lw=215
	Muro Corte 3	e=20 lw=200
	Muro Corte 4	e=20 lw=115
	Muro Corte 5	e=20 lw=150
	Muro Corte 6	e=20 lw=100

Donde, **b:** es base, **h:** altura, **e:** espesor y **lw:** longitud horizontal del muro.

Fuente: Autor

3.2.1 Pesos Propios de Losas.

Losa Nervada.

La estructura está compuesta por losas nervadas bidireccionales en hormigón armado, en la ilustración 3.3 se observa sus dimensiones por metro cuadrado.

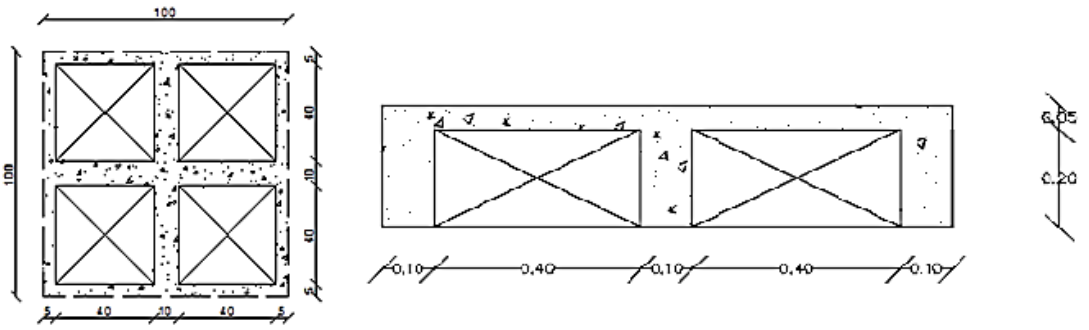


Ilustración 3.3. Dimensiones de una losa nervada por metro cuadrado.

Fuente: Autor

3.3. Análisis estructural mediante software.

El análisis estructural de las dos estructuras se concretara empleando el software ETABS v 9.7.0 para la simulación en hormigón armado.

El programa ETABS se fundamenta en los criterios de elementos finitos y análisis matricial, los cuales son fundamentales para determinar los esfuerzos que actúan en la estructura y su magnitud. Además el software tiene incorporado en su base de datos la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, el código A.C.I 318S-14.

3.3.1. Simulación de los Edificios en Hormigón Armado.

Se plantean dos estructuras tridimensionales formadas de barras, la primera sin muros de corte y la segunda si, con losas nervadas bidireccionales de hormigón armado sobre vigas peraltadas, y toda esta estructura de tablero sobre columnas con su respectiva zapata corrida a -1.50m de profundidad asentadas sobre hormigón f´c=140kg/cm^2 de 10cm de espesor para unificar y terraplenar la base del cimiento, la resistencia a la compresión del hormigón es de f´c=210 kg/cm^2 y a la fluencia del acero fy= 4200 kg/cm^2. En las ilustraciones 3.4 y 3.5 se observan los modelos de los edificios con pórtico resistente a momento y con muros de corte, respectivamente.

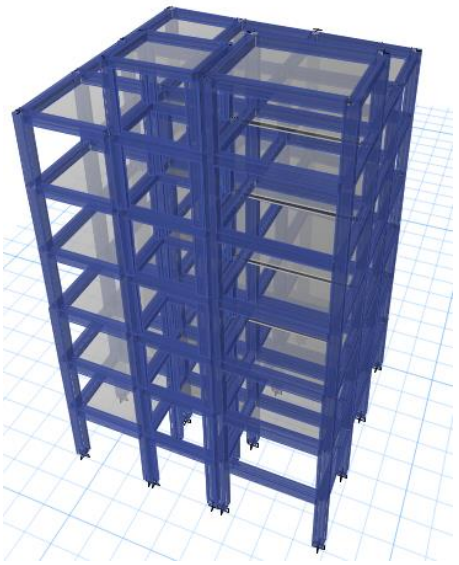


Ilustración 3.4. Modelación de estructura de hormigón armado con pórtico resistente a momento utilizando el programa ETABS.

Fuente: Autor

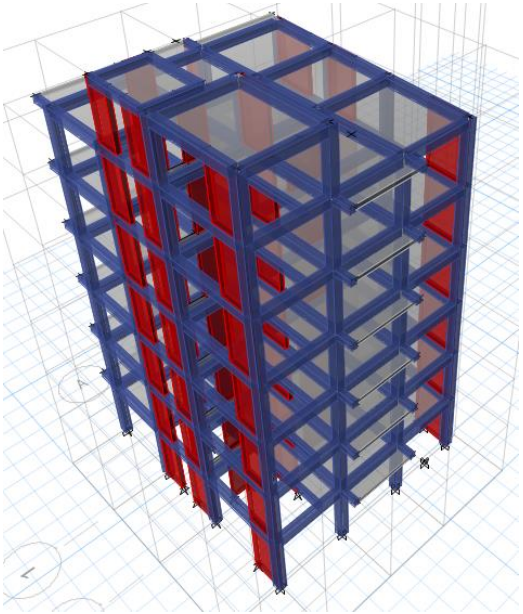


Ilustración 3.5. Modelación de estructura de hormigón armado con muros de corte empleando el programa ETABS.

Fuente: Autor

3.4. Factores de reducción de resistencia.

Los miembros estructurales se diseñaran con el criterio de la resistencia última, para emplear este método se usan los factores de reducción que tiene diferentes valores en función del tipo de esfuerzo al cual se verán sometidos los miembros que conforman la estructura, en la tabla 3.3 se presentan los factores emitidos en el código ACI 318-14S.

Tabla 3.3. Factores de reducción de resistencia según el código ACI 318S-14.

Tipos de resistencia	Ø
Secciones controlados por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión Elementos con refuerzo en espiral Otros elementos reforzados	0.75 0.65
Cortante y Torsión	0.75
Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y módulos puntal - tensor)	0.65
Zonas de anclaje de postensado	0.85
Modelos puntal-tensor	0.75
Secciones a flexión en elementos pretensados Desde el extremo de los apoyos hasta la longitud de transferencia	0.75
Desde la longitud de transferencias hasta el extremo de la longitud de desarrollo	0.75-0.90

Fuente: Autor

3.5. Factores de modificación λ .

El factor de modificación λ está basado en la composición del agregado en la mezcla del concreto, a continuación se presenta en la tabla 3.4, los valores del mismo, según el (ACI 318S-14, 19.2.4.2).

Tabla 3.4. Factor de modificación λ .

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330 Grueso: ASTM C330	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330 y C33 Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C330	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33 Grueso: Combinación de ASTM C330 y C33	0.85 a 1.00 [2]
Peso normal	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C33	1.00

Fuente: Autor

3.6. Diseño de la Estructura en Hormigón Armado.

3.6.1. Diseño de Losa Nervada.

Las losas son miembros bidimensionales, de espesor pequeño en comparación con el largo y ancho de la misma. Las losas soportan especialmente cargas gravitacionales que actúan verticalmente sobre superficie principal de esta, por tal razón trabajan a flexión. (Romo, 2008). Por su comportamiento a las losas las podemos clasificar en unidireccionales y bidireccionales.

Losas unidireccionales

Este miembro estructural trabaja de manera similar a una viga ancha, donde los esfuerzos son mayores en la sección más corta de la misma, de manera general se diseñan tomando una ancho unitario de un metro. También se consideran losas unidireccionales a las losas que se apoyan únicamente en sus extremos opuestos, por ejemplo una grada. (Romo, 2008).

Losas Bidireccionales

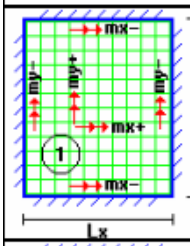
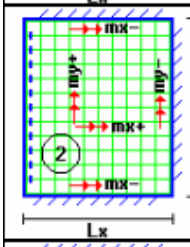
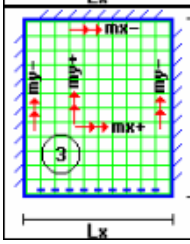
Son miembros bidimensionales, de espesor pequeño en comparación con el largo y ancho de la misma. Estas losas se sustentan perimetralmente soportando cargas gravitacionales que actúan verticalmente sobre superficie principal de esta, por tal razón se generan esfuerzos y deformaciones en las dos direcciones principales de esta. (Romo, 2008)

Para el diseño de la losa, se ha considerado como una losa bidireccional nervada, la misma de 25 centímetros de altura, la cual cumple con la deflexión permisible. Se colocará nervios en dos sentidos, los cuales son calculados por franja de 1 metro de ancho como vigas continuas.

Esfuerzos en losas bidireccionales

El ACI 318-83S ha desarrollado una tabla de coeficientes, la cual se puede usar para determinar los esfuerzos en las losas, con las condiciones que este soportada en su perímetro por vigas de mayor altura que la losa y que el esfuerzo producido por la flexión es superior a los esfuerzos restantes que se pueden presentar (torsión y cortante). El autor (Romo 2008) tomo estos coeficientes desarrollando una tabla, en su libro "Temas de Hormigón Armado". En la cual el autor presenta varios casos particulares con diferentes condiciones de borde que varían desde losas completamente empotradas, hasta losas con bordes libres en sus cuatro extremos, para cada caso existen diferentes coeficientes que están en función del largo y ancho de la losa, la fracción tiene un rango de valores que van de 1 a 0.5. Para casos en los cuales la losa tenga un valor inferior a 0.5, se deduce que la va a estar sometida a un esfuerzo mayor en una dirección y se considera como una losa unidireccional. En la tabla 3.5 se muestran los coeficientes para el diseño de losas nervadas.

Tabla 3.5. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001\ q.\delta.L_x^4 / (E.h^3)$	δ	200	241	281	315	336	339
	$M_{y-} = 0.0001\ q.m_{y-}.L_x^2$	m_{y-}	564	659	752	830	878	887
	$M_{y+} = 0.0001\ q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	258	319	378	428	459	464
	$M_{x-} = 0.0001\ q.m_{x-}.L_x^2$	m_{x-}	564	577	574	559	538	520
	$M_{x+} = 0.0001\ q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	258	242	208	157	126	123
	$\Delta = 0.0001\ q.\delta.L_x^4 / (E.h^3)$	δ	265	347	443	545	635	691
	$M_{y-} = 0.0001\ q.m_{y-}.L_x^2$	m_{y-}	597	736	899	1071	1222	1317
	$M_{y+} = 0.0001\ q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	269	362	473	590	694	759
	$M_{x-} = 0.0001\ q.m_{x-}.L_x^2$	m_{x-}	718	779	819	829	808	773
	$M_{x+} = 0.0001\ q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	354	368	359	318	239	179
	$\Delta = 0.0001\ q.\delta.L_x^4 / (E.h^3)$	δ	265	297	322	339	345	339
	$M_{y-} = 0.0001\ q.m_{y-}.L_x^2$	m_{y-}	718	790	850	888	902	888
	$M_{y+} = 0.0001\ q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	354	401	439	464	473	464
	$M_{x-} = 0.0001\ q.m_{x-}.L_x^2$	m_{x-}	597	586	568	548	532	520
	$M_{x+} = 0.0001\ q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	269	240	205	185	167	177

Fuente: Romo, 2008, p. 270.

Diseño a Flexión

Para determinar los momentos flectores y la deflexión en la losa a analizar se emplean los coeficientes dados en la tabla. El acero de refuerzo se determinara mediante la expresión:

$$\mathrm{k} = 0{,}85 * f'c * b * d$$

$$\mathrm{As} = \frac{k}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * k * d}}\right)$$

También se debe tener en cuenta una cantidad pequeña de refuerzo en cual evita el agrietamiento del hormigón, y se determina en términos de cuantía mediante la expresión: (ACI 318S-14, 9.6.1.2)

$$P_{min} = \frac{14}{fy}$$

Diseño a Corte

El cortante que actúa se mediante la siguiente expresión:

$$\mathrm{v} = \frac{V}{b * d}$$

Dónde:

v: esfuerzo cortante referencial promedio

V: fuerza cortante

b: ancho del alma resistente al cortante

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión

Para el diseño a corte se considera simplemente los nervios ya que el esfuerzo de compresión es predomínate en la loseta de la misma. Para el diseño se considera solamente el número de nervios por metro y ancho.

La resistencia mínima al corte que soporta el hormigón simple, se determina con la expresión que se presenta a continuación, la cual está en función de la resistencia a la compresión del hormigón. (ACI 318S-14, 22.5.7.1)

$$\mathrm{Vc} = 0{,}53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'c}\; bwd \geq 0$$

Que para el caso del hormigón empleado en el estudio f'c=210 kg/cm^2 tiene un valor de 7,86 kg/cm^2.

Si el esfuerzo cortante no puede ser absorbido por la sección de concreto, se puede aumentar el ancho, ***b***, del nervio, lo cual no afecta en mayor medida la geometría de la losa ya que los mayores esfuerzos cortantes se dan en los bordes de esta.

3.6.2. Diseño de Columnas.

Para este diseño intervienen: las cargas factorizadas resultantes de las áreas de colaboración para cada columna y los momentos actuantes sobre cada columna, obtenidos al resolver los diferentes pórticos.

El diseño dio como resultado dos columnas rectangulares de una altura de 3, 24, 3,06 y 2,70 metros, con dos tipos de secciones, la primera de 45x45 y la segunda de 40x40. Con una cuantía del 1,19% del 1,15% respectivamente. En el ascensor se ocupó una columna tipo L. A fin que otorgue la ductilidad necesaria a las columnas las cuales no deben fracasar en un evento sísmico.

Estos miembros estructurales están sometidos a esfuerzos de compresión. Se tiene la ventaja que el hormigón trabaja de manera eficiente frente a los esfuerzos de compresión. La carga axial de diseño máxima para columnas con estribos es: (ACI 318S-14, 10.4.2.1)

$$\emptyset \mathrm{Pn}_{max} = 0.80\emptyset[0.85f'c(Ag - As) + fy * As]$$

Donde:

Ast: área de acero de refuerzo longitudinal

Ag: área de hormigón

El coeficiente tiene un valor: Ø = 0.65. (ACI 318S-14, 9.3.2.2)

Para el refuerzo principal se establece una cuantía mínima y máxima de 0.01 y 0.03, respectivamente. (NEC-SE-HM 4.3.3, 2015)

ρmín = 0.01

ρmáx = 0.03

Espaciamiento de Refuerzo longitudinal en columnas.

La separación mínima entre las varillas que conforman el refuerzo principal de la columna, será el mayor valor de los siguientes parámetros:

- 4 cm
- 1.5 veces el diámetro de las varillas que conforman el refuerzo principal
- 1.33 del agregado empleado.

Este criterio es importante, porque garantiza un adecuado recubrimiento en el refuerzo principal y prevé posible fallas en la adherencia del refuerzo con el concreto.

Espaciamiento de Refuerzo para corte en columnas.

En las columnas se debe proporcionar un confinamiento especial, en una distancia, ***Lo***, que empieza desde faz del nudo. La distancia, ***Lo***, no debe ser menor que:
(ACI 318S-14, 18.7.5.1)

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 45 cm.

El espaciamiento, **s**, máximo del refuerzo para confinamiento (zuchos o estribos), en Lo no debe superar de: (ACI, 18.7.5.2)

$$s \leq 6\emptyset_L \quad s \leq \frac{1}{4}(\,max{:}\, a\ o\ b) \quad s \leq 10 + \frac{(35 - h_x)}{3} \quad s \leq 10\mathrm{cm}$$

φL: Menor diámetro de las varillas longitudinales

hx: espaciamiento del refuerzo longitudinal.

En las zonas fuera de la longitud, ***Lo***, la separación, ***s***, máxima de los estribos o zunchos, no debe ser mayor: (ACI 318S-14, 18.7.5.5)

$$s \leq 6\emptyset_L \quad s \leq 15\text{cm}$$

φL: Menor diámetro de las varillas longitudinales

Para un mejor entendimiento, en la ilustración 3.6 se da a conocer los parámetros de diseño para estribos en columnas antes mencionados.

Para el cálculo de refuerzo transversal para confinamiento se emplea la tabla 3.6, según el (ACI 318S-14, 18.7.5.4).

Tabla 3.6. Refuerzo transversal para confinamiento en Columnas.

Refuerzo Transversal	**Condición**	**Expresiones aplicables**	
$\frac{A_{sh}}{sb_c}$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'c$ y $f'c \leq 700\ kg/cm^2$	Mayor de (a) y (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\text{-}1\right)\frac{f'c}{fyt}$ (a) $0.09\frac{f'c}{fyt}$ (b)
	$P_u > 0.3A_g f'c$ y $f'c > 700\ kg/cm^2$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)

Fuente: ACI 318S-14, 18.7.5.4

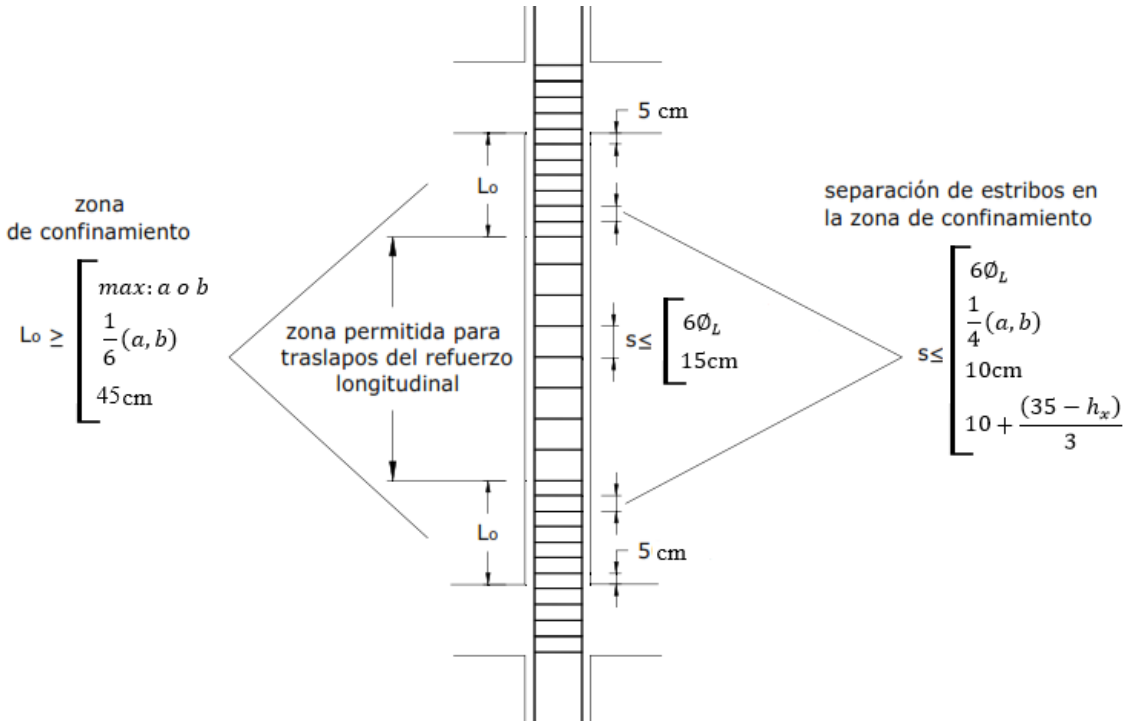


Ilustración 0.6. Separación de estribos.

Fuente: Autor

Flexo-compresión

Los esfuerzos de flexión en lugares con actividad sísmica usualmente dominan a los esfuerzos por compresión por tal razón, es recomendable diseñar columnas con refuerzo simétrico, debido a la reversibilidad de los sismos.

La conducta de secciones concretas de columnas se describe más visiblemente mediante ilustraciones llamadas curvas o diagramas de interacción, recomendadas por el A.C.I 318-14S para el diseño a flexo-compresión en columnas.

Se considera que si cambia la carga axial aplicada a una columna, el momento que la columna puede resistir también cambiará. Suponiendo que el concreto en el borde de compresión de la columna falla a una deformación unitaria de 0.003, se puede suponer una deformación unitaria en el borde alejado de la misma y calcular los valores de, ***Pn*** y ***Mn***. Luego, manteniendo la deformación unitaria de compresión a 0.003 en el borde extremo, podemos suponer una serie de diferentes deformaciones unitarias en el otro borde y calcular ***Pn*** y ***Mn*** para cada valor diferente. De esta manera se obtendrá un número de valores suficientes para representar gráficamente una curva de interacción como la que se muestra en la ilustración 3.7. (Mccormac, 2011)

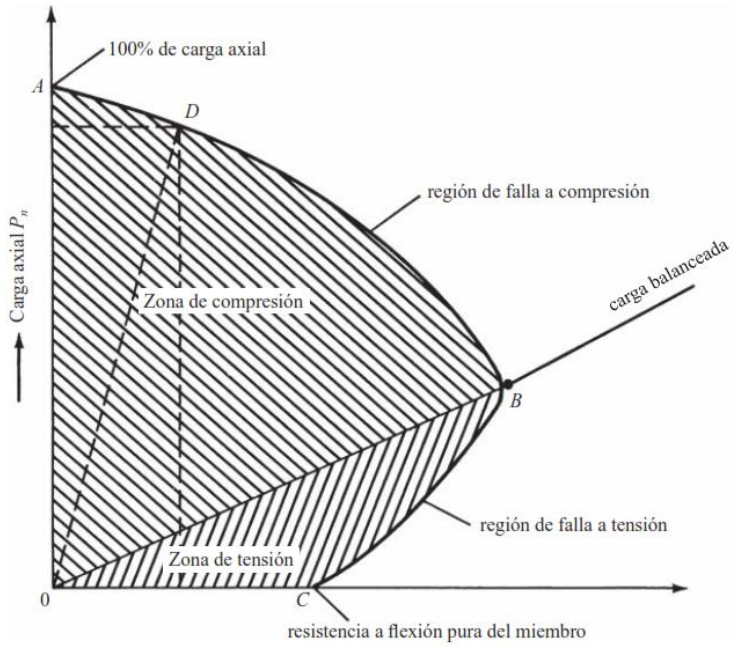


Ilustración 3.7. Diagrama de Iteración.

Fuente: Mccormac, 2011, p. 284.

Si nos fijamos en el diagrama y nos localizamos en A, la columna está trabajando solo a compresión (la ilustración 3.7.). A medida que seguimos el diagrama hacia la derecha la resistencia a la compresión disminuye y aumenta su capacidad para absorber momentos por flexión. Al llegar a B se considera que la columna va a fracasar debido a los esfuerzos axiales y el acero empezará a fluir. En una viga, esta situación ocurre teóricamente cuando el porcentaje de acero es igual a la cuantía balanceada. Situándonos en D se pude observar que la columna tendrá una relación momento flexionante-esfuerzo de compresión constante. Al llegar a la parte inferior en C, la columna se debe sometida solo a momentos de flexión. (Mccormac, 2011)

Las curvas de interacción se desarrollan para una dimensión establecida de columna, estos son los pasos a seguir:

Se establecen diferentes localizaciones de eje neutro. En cada una de estas localizaciones se encuentran las deformaciones unitarias para cada fibra de la sección, tomando como referencia la máxima deformación unitaria del concreto ($\varepsilon = 0.003$). Con los resultados del inciso anterior en el acero y en el concreto se encuentran los diagramas de esfuerzos tanto para el concreto como para el acero.

Con estos resultados se procede a encontrar los momentos de flexión centroidales y los esfuerzos de compresión internos, los cuales deben ser semejantes a las solicitaciones externas, por equilibrio. Para la elaboración de diagramas, se afectan los resultados por el coeficiente $\boldsymbol{\phi}$ tanto para flexión, compresión o ambos combinados, va de 0.65 a 0.90. (ACI 318S-14, 21.2.1)

Utilización de los diagramas de interacción adimensionales para columnas rectangulares con flexión unidireccional.

El empleo de diagramas de interacción es sencillo, se debe tener en cuenta los siguientes valores:

- La carga axial, ***Pn*** y momento flector, ***Mn***.
- Las dimensiones de la columna, ***b*** y ***h***.
- La relación:

$$\gamma = \frac{g}{h}$$

Donde:

g: distancia entre los ejes de las varillas extremas.

h: altura de la columna.

- La excentricidad, ***e***, que exista en la columna.

Estos parámetros se los puede observar a continuación en la ilustración 3.8.

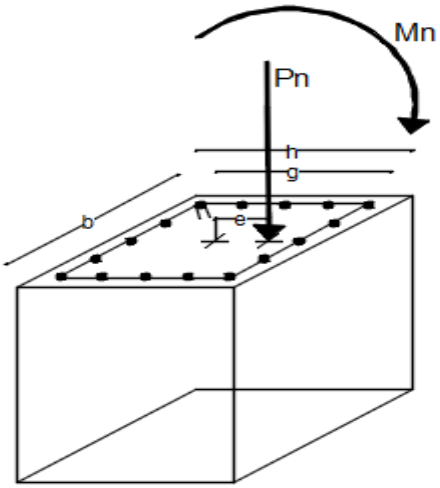


Ilustración 3.8. Esquema de Columna para curvas de iteración.

Fuente: Autor

- Hay que precisar la resistencia a la compresión del hormigón, f***'c***, y el valor al cual empieza a fluir el acero, ***fy***.
- Hay que calcular los ítems que precisan las coordenadas X e Y, de un lugar en el diagrama de curvatura, los cuales se representan como: ***Rn*** y K_n, respectivamente, empleando las expresiones: (Mccormac, 2011)

$$K_n = \frac{P_n}{f'c * A_g}$$

$$R_n = \frac{P_n * e}{f'c * A_g * \mathrm{h}}$$

Se escoge el diagrama adimensional que mejor se ajuste a las condiciones del diseño real, y en él se identifica el punto de abscisa y ordenada anteriormente señalados.

El lugar definido por las coordenadas puede concordar con una curva de los diagramas o encontrarse entre dos de estas, las cuales están en función de la cuantía de acero.

La cantidad de refuerzo principal para la columna, está en función de la cuantía total, ***ρt***, la cual se obtiene de los diagramas de curvatura. Esta cantidad de refuerzo es el mínimo para que la columna absorba momentos de flexión y esfuerzos de compresión. La calcular el refuerzo total se emplea la expresión:

$$As = pt * b * t$$

Diseño de Columna considerando Efectos de Esbeltez

Los efectos de esbeltez se determinan empleando un análisis en la estructura sin que se deforme (análisis de primer orden), que consiste en aumentar los momentos, el cual se sostiene en la igualdad de Euler.

Este procedimiento considera dos casos:

- Columnas arriostradas contra el desplazamiento lateral.
- Columnas no arriostradas contra el desplazamiento lateral. La esbeltez viene definida por la siguiente expresión:

$$\frac{K * Lu}{r}$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva.

Lu: Longitud libre de pandeo.

r: Radio de giro.

Para determinar la esbeltez se usa la expresión:

Para el análisis de columnas de forma cuadrada o rectangular r = 0.3 * h, y para columnas de forma circular r = 0.25 * D. (ACI 318S-14, 6.2.5.1b y ACI 318S-14, 6.2.5.1c)

El radio de giro está definido por la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Me manera general se usan los Ábacos de Alineamiento desarrollados por Jackson y Moreland, los cuales permiten encontrar el factor ***K*** (longitud efectiva) a continuación en ilustración la 3.9, damos a conocer estos ábacos.

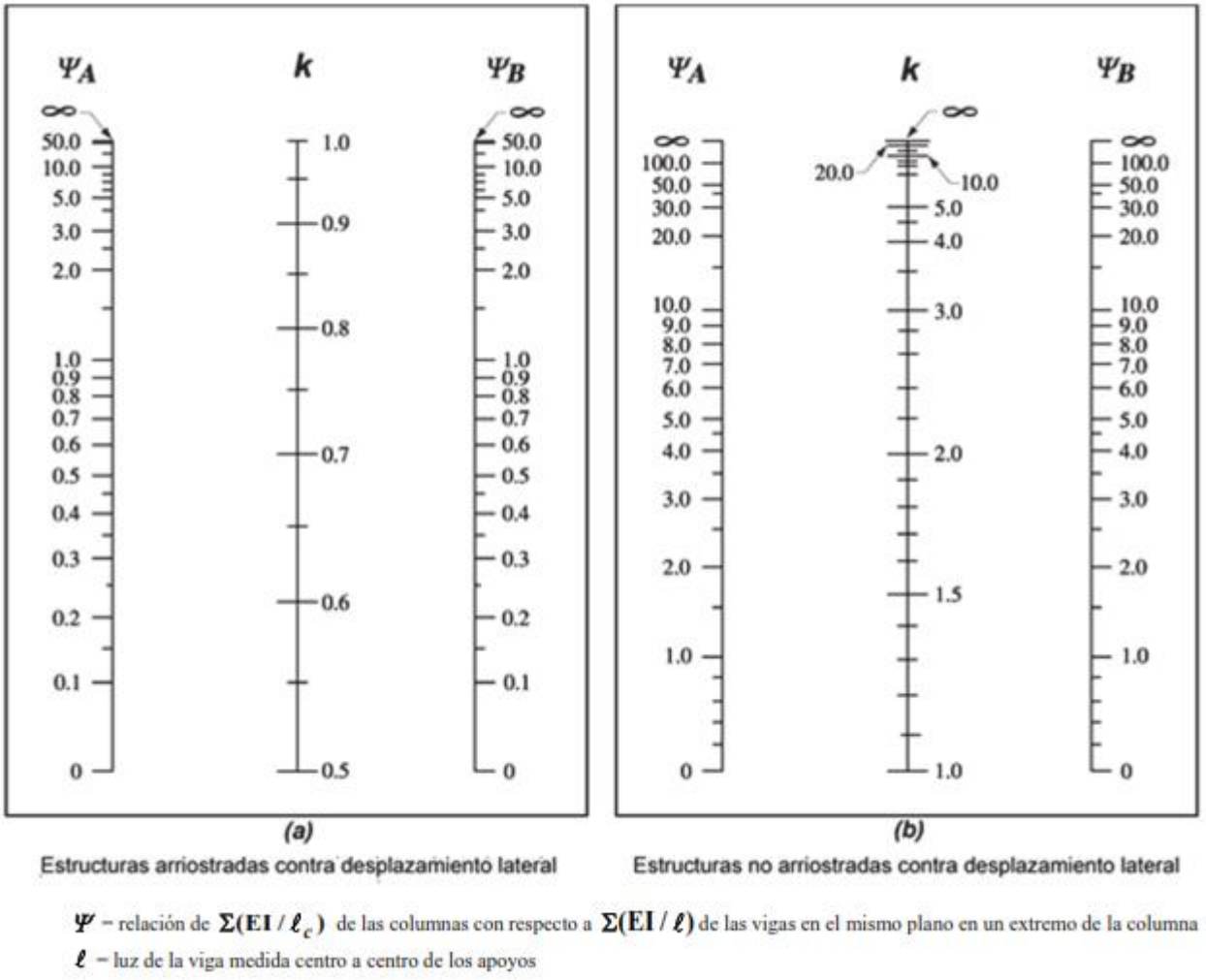


Ilustración 3.9. Factor de longitud efectiva K.

Fuente: ACI 318-14, p. 71.

También se han estimo valores teóricos de, ***K***, los cuales están en función del tipo de restricciones que tenga la columna: 0,50 en columnas empotradas y 0,70 en columnas con un borde empotrado y el otro articulado. Pero en la práctica se usan los valores de: 0,65 en columnas empotradas y 0,80 en columnas con un borde empotrado y el otro articulado.

La distancia independiente, ***Lu***, debe considerarse como la longitud entre los miembros estructurales que puedan otorgar apoyo a las columnas, ya sean losas o vigas. Como se observa en la ilustración 3.10. (NEC-SE-HM, 2015)

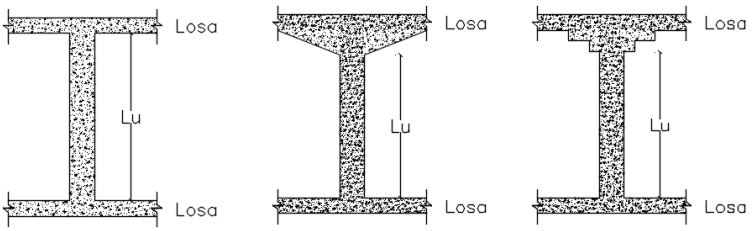


Ilustración 3.10. Longitud Libre.

Fuente: Autor

De acuerdo a lo que reza el (ACI 318S-14, 6.2.5) los efectos por esbeltez puede ser desestimados si se cumple:

$$\frac{K * Lu}{r} \leq 22$$

Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales:

$$\frac{K * Lu}{r} \leq 34 + 12 * \frac{M1}{M2}$$

$$\frac{K * Lu}{r} \leq 40$$

Donde el término M1/M2 curvatura doble, está en función de la curvatura de la columna, puede ser negativo o positivo si la columna se encuentra en curvatura simple o doble, respectivamente.

Si no cumple los requerimientos antes expuestos, para el diseño definitivo se debe aumentar los momentos.

- Para pórticos arriostrados.

$$Mc = \delta * M2$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0{,}75 * Pc}} \geq 1.0$$

Donde:

Cm: Factor de sensibilidad al primer modo de pandeo del elemento de compresión

Pu: Carga axial última de compresión que actúa sobre el elemento estructural.

Pc: Carga crítica de pandeo (Euler).

Cm para columnas sin cargas transversales aplicadas entre los apoyos:

$$C_m = 0.6 - 0.4 * \frac{M1}{M2}$$

Donde el término M1/M2 curvatura doble, está en función de la curvatura de la columna, puede ser negativo o positivo si la columna se encuentra en curvatura simple o doble, respectivamente.

Si existen caragas entre los apoyos el valor de ***Cm*** es igual a la unidad.
(ACI 318S-14, 6.6.4.5)

- Cm Para pórticos no arriostrados.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_1 * M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_2 * M_{2s}$$

El factor amplificador de momentos δ, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0{,}75 * \sum P_c}}$$

Donde:

Pu: carga axial última de compresión que actúa sobre el elemento estructural

Pc: carga crítica de pandeo de Euler

(ACI 318S-14, 6.6.4.6)

Carga crítica de pandeo.

$$P_c = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff}}{(K * l_u)^2}$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva.

Lu: Longitud sin soporte lateral de una columna o muro.

$(EI)_{eff:}$ Rigidez relativa a flexión del miembro

(ACI 318S-14, 6.6.4.4.2)

Rigidez Efectiva.

$$(EI)_{eff} = \frac{0{,}2 * E_C * I_g \ + E_s * I_{se}}{1 + \beta_{dns}}$$

Donde:

Ig: Momento de inercia de la sección bruta.

B_{dns}: 0,6 (A.C.I 318S-14, 6.6.4.4.4)

Ec: Modulo de elasticidad del hormigón

(ACI 318S-14, 6.6.4.4.4a)

El criterio columna fuerte-viga débil es fundamental, para el diseño de flexión en las columnas y para el correcto comportamiento de la estructura, la columna debe cumplir con:

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

Donde:

ΣMnc: es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.
ΣMnb: es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.
(A.C.I 318S-14,18.7.3.2)

3.6.3. Diseño de Vigas.

Las cadenas y vigas del sistema aporticado tienen esfuerzos deflexión altos en los apoyos (1/4 luz) por lo cual en su mayoría son vigas peraltadas, las cuales fueron diseñadas de acuerdo al código A.C.I 318S-14, con los siguientes criterios: el 0,50 de la cuantía balanceada, y una cuantía menor al 1% que otorgue a las vigas la ductilidad necesaria, cumpliendo C = T de la zona de compresión y la de tracción respectivamente.

También se consideró que las vigas deben tener el 50% del acero negativo en las zonas donde hay momentos negativos.

Para las vigas no preesforzadas, la altura total de la viga, ***h***, debe estar de acuerdo a la tabla 3.7, la cual se presenta a continuación. (ACI 318S-14, 9.3.1.1)

Tabla 3.7. Altura mínima de vigas no preesforzadas.

Condición de apoyo	Altura mínima, h[1]
Simplemente apoyada	l/16
Con un extremo continuo	l/18.5
Ambos extremos continuos	*l/21*
En voladizo	*l/8*

[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y f_y = 4200 kg/cm^2.

Fuente: ACI 318S-14, 9.3.1.1

Diseño a flexión

Es un miembro estructural que se une con las columnas generalmente estarán sometidas a esfuerzos y deformaciones de compresión, tracción, cortante y de torsión. Los cuales pueden dominar obedeciendo al tipo de solicitaciones que se presenten en la viga. (Romo, 2008)

El hormigón es un material propicio para resistir esfuerzo de compresión, pero es bastante vulnerable a los esfuerzos de tensión, para corregir esta falencia se emplea el acero de refuerzo, lo cual le permite resistir momentos flectores, los cuales representan en las vigas.

En el diseño de miembros estructurales en los cuales es dominante el esfuerzo de flexión, se usa la deformación máxima del hormigón (ε=0,003), y una fluencia del acero fy=4200kg/cm^2, en la ilustración 3.11 se observa una viga sometida a cargas axiales, las cuales producen momentos flectores.

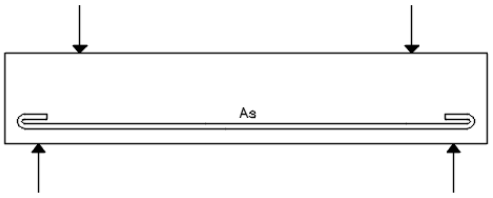


Ilustración 0.11. Viga de hormigón armado sometida a la acción de varias cargas.

Fuente: Autor

En la ilustración 3.12 se muestran las fuerzas de tension y compresion que se producen en una via y sus repectivas deformaciones unitarias. Las cuales en un principio son lineales, pero después de que los esfuerzos de compresión en el concreto exceden el valor 0.50f'c, tienden a tomar una forma parabólica. Se supone, para los fines de este análisis, que el diagrama de compresión curvo se remplaza con uno rectangular, mejor conocido como e**l bloque de compresión de Whitney,** con un esfuerzo constante de 0.85f'c, se considera

además que el diagrama rectangular de altura, ***a***, tiene el mismo centro de gravedad y la misma magnitud total que el diagrama curvo. (Mccormac, 2011)

Considerando que el acero empieza a fluir la fuerza de tensión **T**, se determina empleando la expresión:

$$\mathbf{T} = As.\ fy$$

Las fuerzas de compresión y tensión, son iguales, por condiciones de equilibrio.

$$\mathbf{C} = T$$

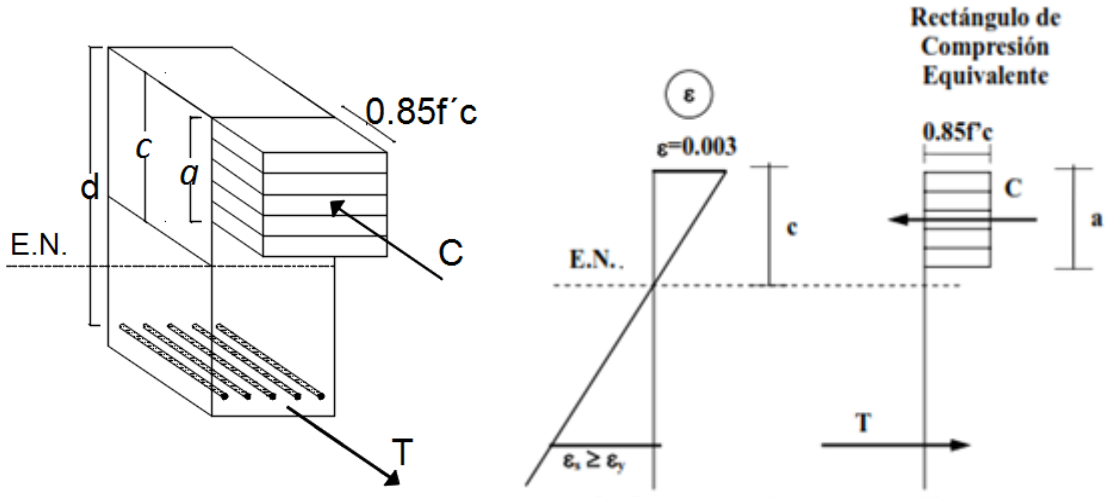


Ilustración 3.12. Rectángulo de compresión equivalente bajo cargas últimas.

Fuente: Autor

Para determinar la altura del bloque sometido a compresión (fundamentados en las investigaciones de Whitney) para una sección transversal rectangulares, se usa la expresión: (ACI 318S-14, 22.2.2.4.1)

El valor de $\beta_1 = 0.85$ para hormigón simple de resistencia $f'c = 210\ kg/cm^2$.

Empleando un equilibrio de fuerzas de compresión, tensión y de momentos, se puede determinar el acero necesario para flexión, como se presenta a continuación:

$$\mathbf{C} = T$$

$$0{,}85 * f'c * a * b = As * fy$$

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

Se puede hacer la siguiente consideración:

$$\mathrm{k} = 0{,}85 * f'c * b * d$$

$$\mathrm{As} = \frac{k}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * k * d}}\right)$$

La ecuación obtenida permite calcular el acero de refuerzo longitudinal necesario en la sección transversal de la viga.

La igualdad anterior se puede manifestaren términos de cuantía, usando la siguiente expresión:

$$P = \frac{As}{b * d}$$

En una viga se busca que se genere una falla balanceada, la cual se produce cuando el acero llega a estado de fluencia, esto se consigue con la cuantía balanceada: (Mccormac, 2011)

$$P_b = 0{,}85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy}$$

En zonas sísmicas se establece que la cuantía máxima de armado que no debe ser superior al 50% de la cuantía balanceada, la cual garantiza la falla por fluencia, y también se debe tener en cuenta una cantidad pequeña de refuerzo en cual evita el agrietamiento del hormigón, y se determina en términos de cuantía mediante la expresión:
(ACI 318S-14, 9.6.1.2)

$$P_{max} = 0{,}50 * P_b$$

$$P_{min} = \frac{14}{fy}$$

Diagrama de momento-curvatura

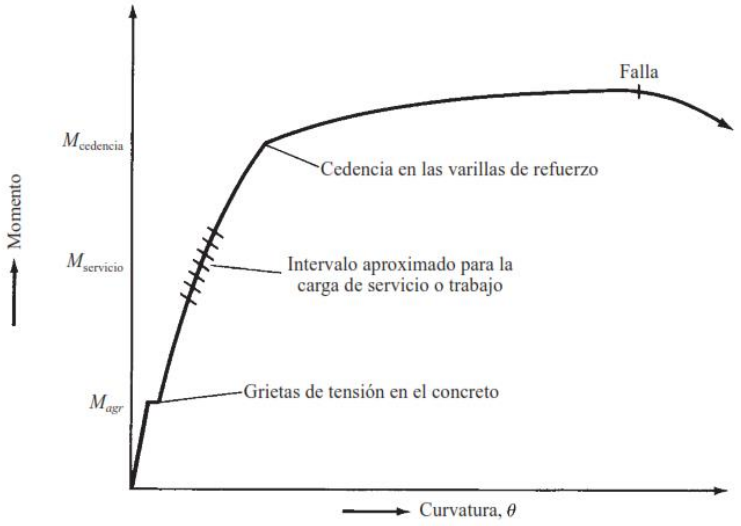
Al someter a una viga a una pequeña carga transversal y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla. Acertaremos que la viga pasa por tres etapas distintas antes de que ocurra el colapso.
Estas son: 1) etapa del concreto no agrietado, 2) etapa con esfuerzos elásticos y concreto agrietado y 3) etapa de resistencia última. Se considera una viga relativamente larga, de manera que los efectos cortantes no tienen un gran efecto en su comportamiento. (Mccormac, 2011)

Para instruir mejor las tres etapas de comportamiento de la viga que se han descrito, se muestra en la ilustración 3.13, un diagrama de momento-curvatura. En este diagrama, **θ** se define como el cambio angular de la sección de la viga en una cierta longitud y se calcula por medio de la siguiente expresión: (Mccormac, 2011)

$$\theta = \frac{\varepsilon}{y}$$

Donde:
θ: cambio angular de la sección de la viga en una cierta longitud
ε: deformación unitaria en una fibra de la viga a una distancia, ***y***, del eje neutro de la viga.

La primera etapa del diagrama es para momentos pequeños menores que el momento de fisuración***, Mcr***, donde toda la sección de la viga resiste la flexión. En esta etapa, existen deformaciones unitarias son pequeñas. Cuando el momento crece más allá del valor del momento de fisuración, la pendiente de la curva disminuye un poco debido a que la viga ya no es tan rígida. Hasta alcanzarse el esfuerzo de cedencia en el acero, se requiere una carga adicional más grande para incrementar apreciablemente la de deflexión de la viga. Después de que el acero cede plásticamente, la viga tiene muy poca capacidad adicional por momento, y se requiere una pequeña carga adicional para incrementar considerablemente las rotaciones, así como las de deflexiones. (Mccormac, 2011)



Fuente: Mccormac, 2011, p. 38.

Ilustración 3.13. Diagrama de momento-curvatura para una viga de concreto reforzado con refuerzo de tensión solamente.

Para calcular el momento de fisuración, ***Mcr***, se empleara siguiente expresión: (ACI 318S-14, 24.2.3.5b)

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

Donde:

y_t: distancia del eje centroidal de la sección a su fibra extrema en tensión.
f_r: módulo de ruptura para el concreto.
I_g: es el momento de inercia bruto de la sección transversal.

El módulo de ruptura, ***f r***, para concreto debe calcularse con: (ACI 318S-14, 19.2.3.1)

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'c}$$

Diseño a cortante

En las vigas además de momentos flectores, debe absorber fuerzas de corte. Los cuales al combinarse generan fisuras a inclinadas a 45˚en la viga en los sectores cercanos a los apoyos. En la la ilustración 3.14 se muestra un diagrama de fuerzas cortantes.

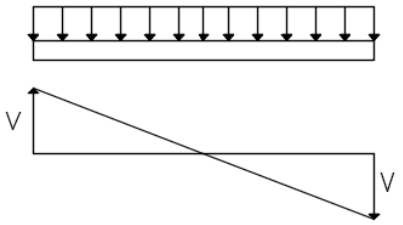


Ilustración 0.14. Fuerzas cortantes.

Fuente: Autor

Los esfuerzos cortantes

En las vigas, por el equilibrio de fuerzas cortantes verticales externas, ***V***, que son resistidas por esfuerzos cortantes internos, ***τ***, perpendiculares a los cortantes verticales, se generan cortantes horizontales como se muestra a continuación en la ilustración 3.15.

Ilustración 0.15. Fuerzas cortantes y esfuerzos de corte.

Fuente: Autor

En una viga, las fisuras centrales se producen por momentos flectores en la franja central, y los esfuerzos cortantes generan fisuras en las franjas cercanas a los apoyos. Como se observa en la ilustración 3.16.

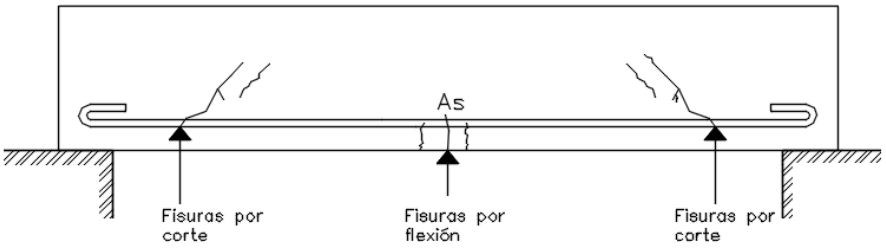


Ilustración 3.16. Agrietamiento por cortante y flexión.

Fuente: Autor

En la práctica pueden existir diferentes tipos de secciones ya sean estas: rectangulares, T, L e I, en las cuales se determina el esfuerzo cortante con la expresión:

$$\mathrm{v} = \frac{V}{b * d}$$

Donde:

v: esfuerzo cortante referencial promedio

V: fuerza cortante

b: ancho del alma resistente al cortante

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

La resistencia al esfuerzo cortante del hormigón se deduce empleado la expresión: (ACI 318S-14, 22.6.6.1)

$$\mathrm{Vc} = 0{,}53 * \lambda\sqrt{f'c}$$

Que para el caso del hormigón empleado en el estudio f'c=210 kg/cm2 tiene un valor de 7,86 kg/cm^2

Las vigas pueden resistir esfuerzos cortantes mediante dos criterios: todo el esfuerzo de corte es absorbido por el hormigón, o se usa acero de refuerzo transversal.

De estos dos criterios, brota la siguiente expresión: (ACI 318S-14, 22.5.1.1)

$$\mathrm{Vn} = \mathrm{Vc} + \mathrm{Vs}$$

Dónde:

Vn: capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

Vc: capacidad resistente a corte del hormigón simple

Vs: capacidad resistente a corte del acero de refuerzo

La capacidad nominal que resiste el corte, debe ser superior al esfuerzo de corte último, esto se determina usando la expresión: (ACI 318S-14, 9.5.1.1)

$$\emptyset Vn = Vu$$

Donde:

Vu: solicitación última de cortante

Vn: capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

El coeficiente tiene un valor: Ø = 0.75. (ACI 318S-14, 9.6.2.3)

Para encontrar el refuerzo necesario para absorber el esfuerzo de corte se emplea: (ACI 318S-14, 22.5.10.5.3)

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s}$$

Dónde:

Vs: Fuerza cortante absorbida por los estribos

Av: Sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura (2 veces la sección transversal de la varilla)

fy: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

s: espaciamiento entre estribos.

El refuerzo cortante para vigas de manera general consiste en estribos transversales, espaciados a una distancia determinada en toda la viga, como se aprecia en la ilustración 3.17. Para soportar el corte se emplean estribos perpendiculares.

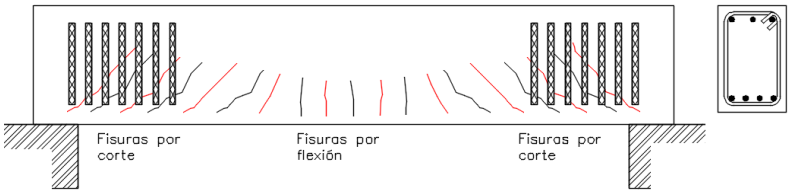


Ilustración 3.17. Armadura transversal que cose a las fisuras de cortante.

Fuente: Autor

Sección crítica a Cortante:

Para el diseño a cortante se considera que la sección crítica de se encuentra a una longitud igual al peralte efectivo, ***d***, medido desde la faz del apoyo para la solicitación última de cortante, ***Vu***, calculado a una longitud, ***d***, si se cumple lo siguiente: (ACI 318S-14, 9.4.3.2)

- La reacción en el apoyo genera esfuerzos de compresión en los extremos de la viga.
- Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.
- No existen cargas concentradas en una distancia igual al peralte efectivo de la columna.

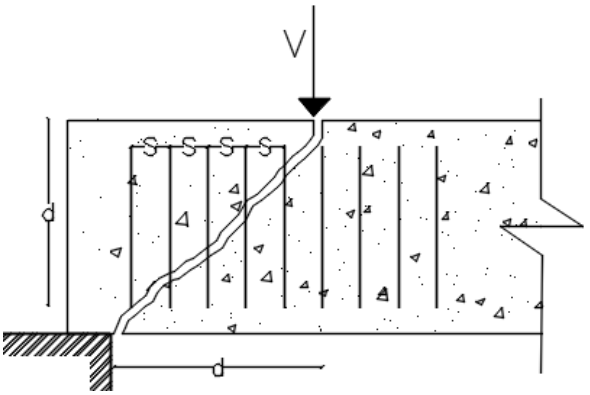


Ilustración 3.18. Estribos que cruzan fisuras de corte.

Fuente: Autor

El primer razonamiento es bastante conservador, porque garantiza que se encuentren 4 estribos cruzando la fisura que genera el esfuerzo de corte, como se observa en la ilustración 3.18. Los estribos deben espaciarse a una distancia mínima, en una longitud igual a dos veces la altura de la, medida desde la faz de la columna. (ACI 318S-14, 18.4.2.4) El primer estribo debe encontrarse a una distancia menor o igual a 5 cm medida desde la faz de la columna, y no debe exceder a la mitad de la separación entre estribos, ***s***.

Espaciamiento mínimo de los estribos

La separación mínima entre los estribos de las vigas no debe ser mayor a los valores: (ACI 318S-14, 18.4.2.4) y (ACI 318S-14, 18.4.2.5)

En lo sección central de la viga

$$s \leq \frac{d}{2}$$

Dónde:

s: Espaciamiento de los estribos

d: Altura efectiva de la viga

En la sección critica de la viga

$$s \leq \frac{d}{4} \qquad s \leq 8\emptyset_L \qquad s \leq 24\emptyset_T \quad s \leq 30\text{cm}$$

Dónde:

φL: Menor diámetro de las varillas longitudinales

φT: Menor diámetro de las varillas longitudinales

En la ilustración 3.19, se presentan la separación mínima entre estribos, de acuerdo a los criterios antes indicados.

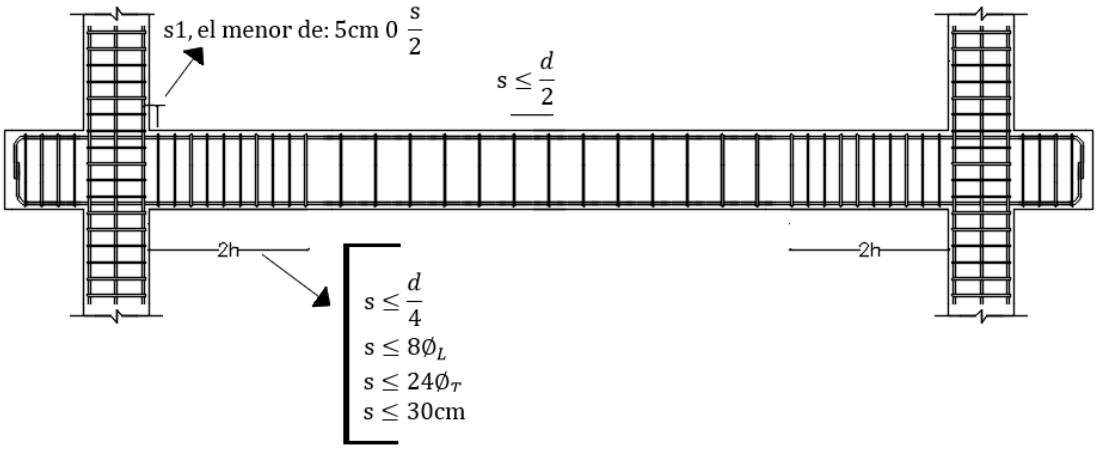


Ilustración 3.19. Espaciamiento mínimo de los estribos.

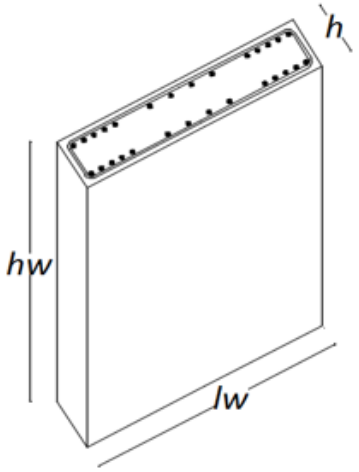
Fuente: Autor

Considerando que en ciertos casos el esfuerzo a cortante es demasiado alto para ser soportado por la viga, lo cual demando una excesiva cantidad de refuerzo transversal para corte, el (ACI 318S-14, 22.5.1.2), define un límite máximo, de cumplirse el mismo, se debe procede a aumentar la sección de la viga: (ACI 318S-14, 22.5.10.1)

$$\text{Vu} = (\text{vu} - \text{Vc}) = \text{Vu} \leq \emptyset \left(\text{Vc} + 2{,}2\sqrt{f'c}\; bw * d\right)$$

3.6.4. Diseño de Muros de Corte.

Es una pared construida a todo lo alto de la estructura, diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano, su diseño otorga un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas. (NEC–SE-DS, 2015, p.10) Los muros de corte cumplen la función estructural de absorber las fuerzas sísmicas. Estos se diseñaron con un espesor de 0,20 metros. A continuación en la la ilustración 3.20 se da conocer las diferentes dimensiones de un muros de corte.



h: espesor, **lw:** longitud horizontal y **hw:** altura total.

Ilustración 3.20. Muro de Corte.

Fuente: Autor

La resistencia nominal para corte, ***Vn***, está dada por la expresión siguiente: (ACI 318S-14,11.5.4.3)

$$V_n = 2{,}65\sqrt{f'c}hd$$

$$V_u \leq \emptyset V_n$$

Dónde:

Vu: solicitación última de cortante.

Vn: capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado.

h: espesor del muro.

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

El coeficiente tiene un valor: Ø = 0.75. (ACI 318S-14, 9.6.2.3)

La resistencia total del muro para cortante es el resultado de la colaboración del concreto más el acero empleado para cortante.

$$V_u \leq \emptyset V_c + \emptyset V_s$$

Donde:

Vn: capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado

Vc: capacidad resistente a corte del hormigón simple

Vs: capacidad resistente a corte del acero de refuerzo

El coeficiente tiene un valor: Ø = 0.75. (ACI 318S-14, 9.6.2.3)

El peralte efectivo debe tomarse $d = 0.8l_w$, donde ***lw*** es la longitud horizontal del muro. Y a partir de este parámetro se procede a realizar el cálculo de las fuerzas de corte horizontales, O se puede emplear la expresión: (ACI 318S-14, 11.5.4.2)

$$d = \frac{\emptyset V_n}{2{,}65\sqrt{f'c}h}$$

Para determinar la resistencia al corte que puede absorber el hormigón ***Vc***, empleando las expresiones que siguen se escogerá el menor valor que resulte, donde ***Nu***, la fuerza de vertical que se presenta de manera paralela con ***Vu***. El valor de ***Nu*** puede ser positiva o negativa, si esta compresión o tensión, respectivamente. (ACI 318S-14, 11.5.4.6)

$$V_c = 0{,}88\lambda\sqrt{f'c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

O también:

$$V_c = 0{,}16\lambda\sqrt{f'c} + \frac{l_w\left(0{,}33\lambda\sqrt{f'c} + \frac{0{,}2N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}$$

Dónde:

Vc: capacidad resistente a corte del hormigón simple.

Vu: solicitación última de cortante.

Nu: carga última axial.

Mu: solicitación última de momento.

h: espesor del muro.

lw: longitud horizontal del muro.

Si el menor valor resultado de las expresiones anteriores se coparan con ***Vu***, y este último es inferior a ***ØVc/2***, solo debe usar una cuantía mínima de refuerzo para corte vertical y

horizontal. Considerando que ***Vu***, se calcula a una longitud igual a lw/2 o h/2 donde ***h***, es el espesor del muro. (ACI 318S-14, 11.5.4.7)

Si no se cumple el inciso anterior se debe proceder a calcular ***Vs***, debe mediante la expresión siguiente, en la que ***Av***, es el área del refuerzo transversal, ***s***, separación.
(ACI 318S-14, 11.5.4.8)

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset f_y d}$$

Dónde:

Vs: Fuerza cortante absorbida por refuerzo.

Av: área del refuerzo por cortante horizontal.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

s: espaciamiento del refuerzo por torsión o por corte.

Diseño de refuerzo para cortante horizontal

Para determinar el acero para corte horizontal, en términos de cuantía ρ_t, no deberá ser inferior que $\rho_n = 0.0025$. (ACI 318S-14, 11.6.1)

$$\rho_t = \frac{A_v}{A_g} \rightarrow \frac{A_v}{h * s}$$

El espaciamiento máximo ***s***, del refuerzo empleado para el absorber el cortante horizontal, no debe exceder a: 3h, l_w /5 y 18 plg. (ACI 318S-14, 11.7.2.1)

Diseño de refuerzo para cortante vertical

Para determinar el acero para corte vertical, en términos de cuantía $\boldsymbol{\rho_l}$, no debe ser inferior que el valor obtenido mediante expresión, donde ***hw***, es la altura del muro de corte. (ACI 318S-14, 11.6.2)

$$\rho_l \geq 0{,}0025 + 0{,}5\left(2{,}5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0{,}0025)$$

El resultado debe estar en un rango entre el valor del refuerzo por cortante horizontal requerido, $\boldsymbol{\rho_t}$ y 0.0025, donde $\boldsymbol{\rho_t}$ es el máximo y 0.0025 el mínimo.

Considerando que existen casos en los cuales no es necesario acero de refuerzo para cortante vertical. Se debe dotar de una cantidad mínima de refuerzo para evitar grietas por tracción oblicua, que suelen aparecer en las equinas del muro.

El espaciamiento máximo, **s_2**, del acero empleado para soportar el corte vertical, no debe exceder a los valores 3h, lw/3, y 18 plg. (ACI 318S-14,11.7.3.1) Y también se pude calcular con la siguiente expresión: (Mccormac, 2011)

$$s_2 = \frac{A_v}{h * \rho_l}$$

Dónde:

Av: área del refuerzo por cortante horizontal.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

d: distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

s_2: espaciamiento del refuerzo por torsión o por corte.

ρ_l: relación entre el área de refuerzo longitudinal distribuido al área bruta de concreto perpendicular a este refuerzo.

Refuerzo vertical para flexión.

Para el diseño de Refuerzo para flexión se tiene en cuenta el Momento último, ***Mu***, y mediante la siguientes expresiones se procede a determinar el esfuerzo que produce el momento y área de acero necesaria para soportar el mismo. Un muro de corte es en realidad una viga en voladizo

$$\mathrm{k} = 0{,}85 * f'c * b * d$$

$$\mathrm{As} = \frac{k}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * k * d}}\right)$$

La ilustración 3.22 se presenta un muro de corte sometido a fuerzas laterales ***V***, como se aprecia debido a la regresividad de los sismos, los muros necesitan refuerzo para flexión en ambos extremos de mismo. Para el cálculo del cortante que actúa, se usa un peralte efectivo $d = 0.8l_w$, donde ***lw*** es la longitud horizontal del muro. (ACI 318S-14, 11.5.4.2) En la ilustración 3.21, se muestra en planta un muro de corte en el cual actúa una fuerza lateral.

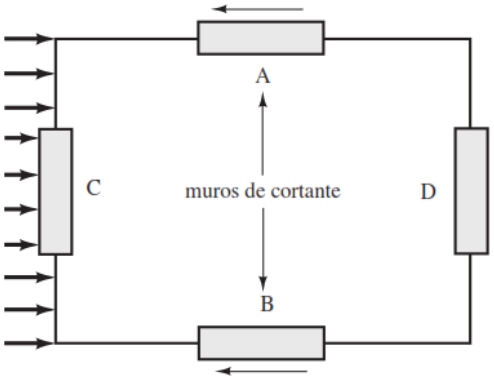


Ilustración 3.21. Vista en planta de un piso soportado por muros de cortante.

Fuente: Mccormac, 2011, p. 546.

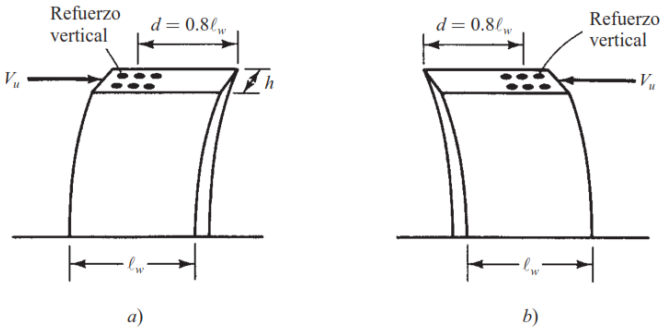


Ilustración 3.22. Muro de cortante sometido a una fuerza lateral V.

Fuente: Mccormac, 2011, p. 548.

3.6.5. Diseño de la Cimentación.

Las cimentaciones están compuesta por varias zapatas, o una losa de cimentación, sobre las cuales se sostienen una o varias columnas. Es el miembro estructural que transmite las cargas que intervienen, hacia el suelo. (Romo, 2008)

En cada apoyo de la estructura se obtiene una fuerza axial, y dos momentos flectores, con los cuales se procede a dimensionar la sección, espesor y armadura de las zapatas. En el diseño de las zapatas aisladas interviene tanto el peso propio como las cargas actuantes sobre toda la estructura, igualmente existe una área colaborante que da el peso sobre la zapata, y un momento actuante para cada una de las zapatas analizadas (X y Y). El peso del suelo que se excavara y volverá a ser repuesto no se considera ya que se supone que la capa (H=1.50) ya soporto ese peso por consolidación natural.

En cimentaciones se emplean un recubrimiento mínimo de 7,5 cm, debido que el miembro estructural se encuentra en contacto con el suelo.

Para dimensionar el área del plinto, se emplean cargas de servicio, es decir la carga viva y muerta sin mayorar, Esto se considera debido que el esfuerzo admisible del suelo donde se ubicara la estructura.

Mientras que para el diseño a corte, punzonamiento y flexión. Se usan combinaciones de carga.

El esfuerzo máximo al cual estará sometido el suelo, se calcula con la expresión siguiente:

$$q_{max} = \frac{P}{A}\left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L}\right]$$

Los plintos deberán diseñarse para soportar fuerzas de corte, la sección crítica se produce a un tramo, ***d***, medido desde la faz de la columna o muro. (ACI 318S-14, R22.5.1.1) Como se observa a continuación en la ilustración 3.23.

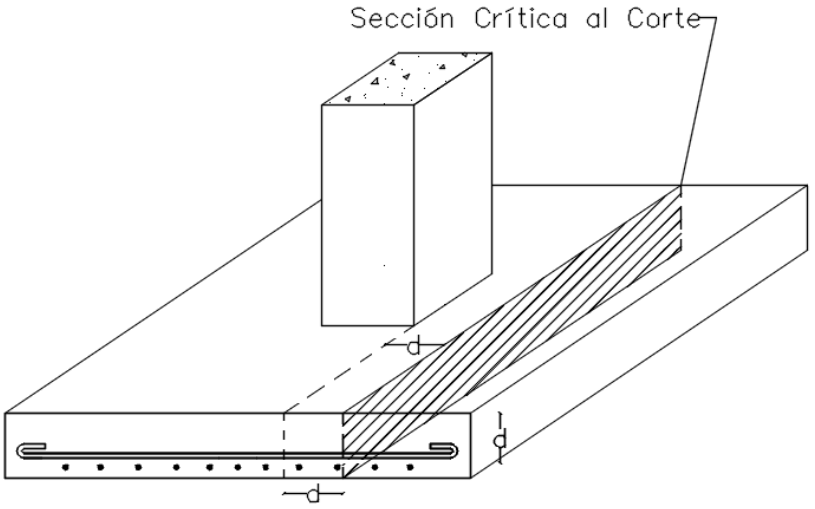


Ilustración 3.23. Sección crítica al cortante tipo viga en una zapata.

Fuente: Autor

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$\mathrm{v} = \frac{V}{\emptyset * b * d}$$

El coeficiente tiene un valor: Ø = 0.85. (ACI 318S-14, 9.6.2.3)

La resistencia al esfuerzo cortante del hormigón se deduce empleado la expresión: (ACI 318S-14, 22.6.6.1)

$$\mathrm{Vc} = 0{,}53 * \lambda\sqrt{f'c}$$

La cuantía mínima tanto para esfuerzos de corte, punzonamiento y flexión. Se calcula mediante la expresión: (ACI 318S-14, 9.6.1.2)

$$P_{min} = \frac{14}{fy}$$

Las zapatas deben ser diseñadas a fin que puedan absorber fuerzas de punzonamiento, la cuales actúan en ambos sentidos de la zapata de manera paralela, la sección crítica se encuentra a una distancia igual al peralte efectivo sobre dos (d/2) medido desde la cara de la columna o muro. (ACI 318S-14, 22.6.4.1) Como se presenta a continuación en la ilustración 3.24.

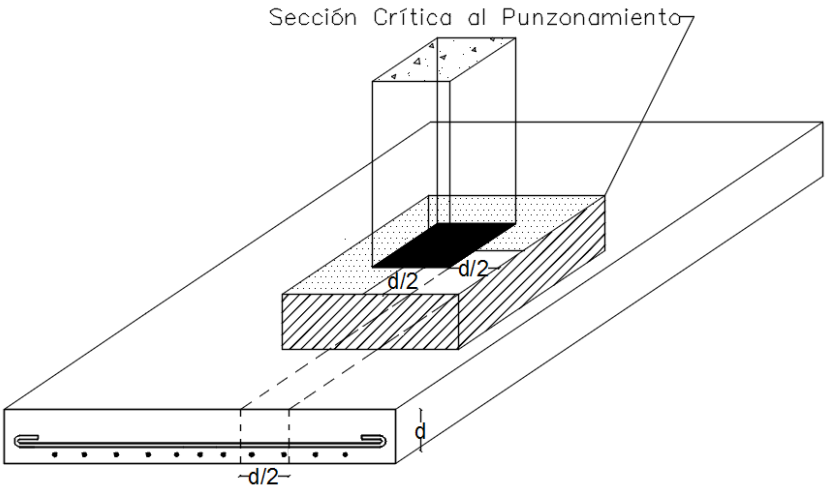


Ilustración 3.24. Sección crítica al cortante por punzonamiento.

Fuente: Autor

La capacidad que tiene el hormigón para resistir el corte por punzonamiento se obtiene con la expresión: (ACI 318S-14, 22.6.5.2a)

$$\text{Vc} = 1{,}1\lambda\sqrt{f'c}$$

Diseño a Flexión.

Para el diseño a flexión también se considera una sección crítica, la cual se ubica en la faz del muro o columna, en ambas direcciones. (ACI 318S-14, 13.2.7.1) Como se muestra en la ilustración 3.25.

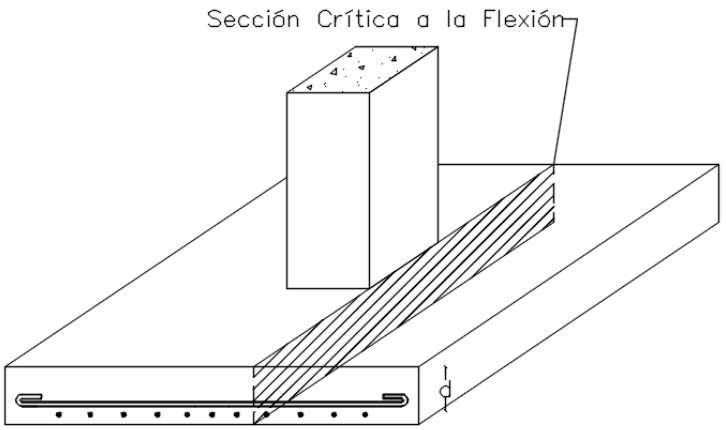


Ilustración 3.25. Sección crítica a la flexión en cimentaciones de columnas fundidos monolíticamente con la zapata.

Fuente: Autor

El acero de refuerzo para flexión Se puede determinar empleando la expresión:

$$\mathrm{k} = 0{,}85 * f'c * b * d$$

$$\mathrm{As} = \frac{k}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * k * d}}\right)$$

En zapatas rectangulares, el refuerzo debe distribuirse de acuerdo con la siguiente.
En el sentido largo de la zapata, un porcentaje debe distribuirse de acuerdo a la expresión ***γs*As***, en una longitud igual al lado corto de la zapata y este refuerzo debe ir centrado, tomando como referencia el foco de la columna, el acero restante se debe repartir de manera uniforme en las franjas de los extremos, empleando la expresión ***(1−γs)*As*** el factor ***γs***, se calcula por medio de: (ACI 318S-14, 13.3.3.3)

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)}$$

Donde β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

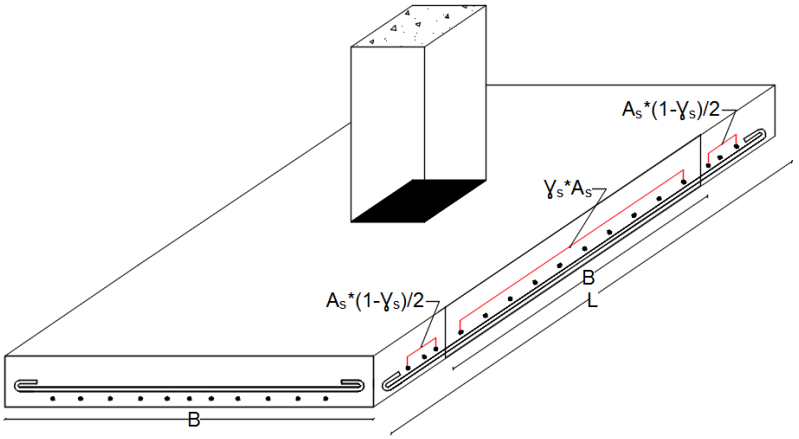


Ilustración 3.26. Distribución de refuerzo para zapatas rectangulares.

Fuente: Autor

3.6.6. Diseño de Gradas.

Es un elemento estructural que sirve para salvar un desnivel, su comportamiento es como de una losa unidireccional, en otras palabras los momentos en el sentido corto, son dominantes sobre los momentos en el sentido largo. (Romo, 2008).

La escalera analizada en nuestro caso es recta en sus tramos inicial y final, por lo que se una placa apoyada en la parte baja, central y alta de un ancho de 1.2m por un espesor de 18cm, con carga, dando como resultado momentos flectores con los cuales se realiza el diseño estructural y se determina la sección y armadura definitiva. Las mismas que a su vez se apoyan en la parte baja y alta de cada nivel.

Para su diseño se emplea la tabla antes expuestas para el diseño de losas, teniendo en cuenta que las condiciones de borde serán empotradas en sus lados opuestos y bordes libres en los extremos restantes, y las diferentes fracciones ancho sobre largo.

3.6.7. Derivas de piso.

Los desplazamientos de cada piso que se generan por la acción de fuerzas laterales, Δ_E, se calcularan a partir de un análisis estático de la estructura. Este criterio busca controlar las deformaciones que se generan en una estructura durante un sismo, mediante la deducción de las máximas derivas inelásticas que se producen en cada piso. Se debe probar que las derivas de piso sean menores a la admisible. Para determinar los valores máximos de las derivas de piso inelásticas se deben emplear inercias agrietadas para poder obtener valores máximos. (NEC–SE-DS, 2015)

El control de derivas de pisos es fundamental porque si están en un rango aceptable, se traduce que la estructura tendrá un comportamiento seguro, y los daños en los miembros estructurales y en lo que no lo son, se reducen de manera considerable. La norma NEC-15, establece que la máxima deriva no debe exceder de 0.02 para estructuras de hormigón armado.

Los resultados de las derivas, nos permiten conocer de manera concreta el comportamiento de cada sistema estructural. Los valores de deriva obtenidos mediante el programa se encuentran en un rango elástico, estos deben ser multiplicados por 0.75*R, donde **R** es el factor de disminución, aplicado este criterio podemos encontrar desplazamientos en un régimen inelástico, los cuales se esperan en un sismo. En las tablas 3.8 y 3.9 se indican las derivas elásticas, Δ_E y la deriva máxima inelástica, Δ_M, de los dos edificios para ambas direcciones de la solicitación sísmica.

Tabla 3.8. Deriva para un sismo en la dirección X-X; Y-Y, sistema constructivo pórtico resistente a momento.

Piso	Sismo X		Sismo Y	
	ΔE	**ΔM**	**ΔE**	**ΔM**
1	0,000902	0,005412	0,000959	0,005754
2	0,001291	0,007746	0,001393	0,008358
3	0,001282	0,007692	0,001381	0,008286
4	0,00117	0,00702	0,001241	0,007446
5	0,00118	0,00708	0,001213	0,007278
6	0,000865	0,00519	0,000887	0,005322
7	0,000574	0,003444	0,000606	0,003636

Fuente: Autor

Tabla 3.9. Deriva para un sismo en la dirección X-X; Y-Y, sistema constructivo muros de corte.

Piso	Sismo en X		Sismo en Y	
	Δ_E	Δ_M	Δ_E	Δ_M
1	0,000764	0,004584	0,00015	0,0009
2	0,000717	0,004302	0,000309	0,001854
3	0,000764	0,004584	0,000376	0,002256
4	0,000711	0,004266	0,000386	0,002316
5	0,00059	0,00354	0,000365	0,00219
6	0,000435	0,00261	0,000335	0,00201
7	0,000339	0,002034	0,000298	0,001788

Fuente: Autor

Como se mencionó precedentemente, la máxima deriva no debe superar de 0.020 en construcciones de hormigón armado. En la tabla 3.7 correspondiente al sistema constructivo pórtico resistente a momento, se logra apreciar que la máxima deriva inelástica en el sentido **X** es de 0.0077, en cambio en el sentido **Y** es 0.0084. Y en la tabla 3.8 correspondiente al sistema constructivo muros de corte, se logra apreciar que la máxima deriva inelástica en el sentido **X** es de 0.0046, en cambio en el sentido **Y** es 0.0023. En base a estos resultados podemos decir a priori que los edificios cumplen con las derivas admisibles.

En las ilustraciones 3.27 y 3.28, se observa las derivas inelásticas en la dirección X e Y, empleando el sistema constructivo pórtico resistente a momento.

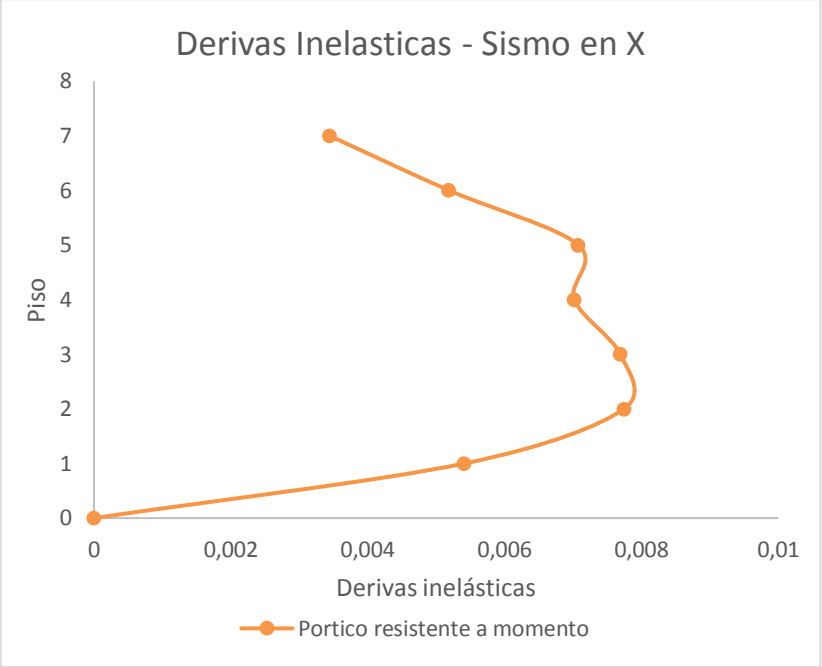


Ilustración 3.27 Derivas inelásticas en la dirección X para la estructura con el sistema constructivo pórtico resístete a momento.

Fuente: Autor

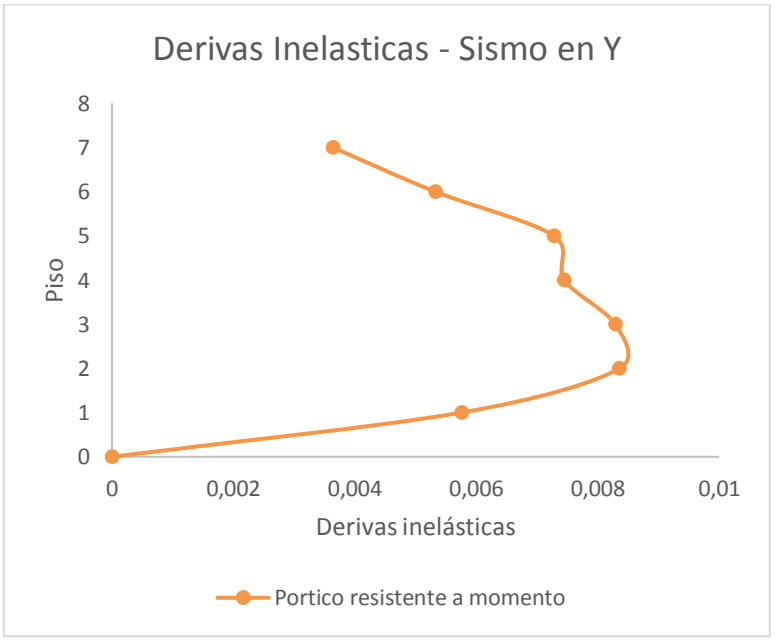


Ilustración 3.28. Derivas inelásticas en la dirección Y para la estructura con el Sistema constructivo pórtico resístete a momento.

Fuente: Autor

En las ilustraciones 3.29 y 3.30, se observa las derivas inelásticas en la dirección X e Y, empleando el sistema constructivo muros de corte.

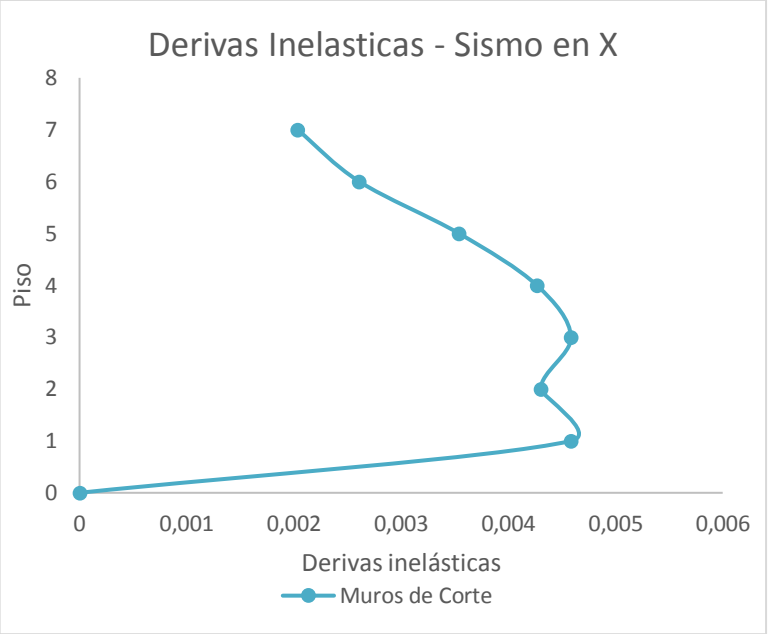


Ilustración 3.29. Derivas inelásticas en la dirección X para la estructura con el Sistema constructivo muros de corte.

Fuente: Autor

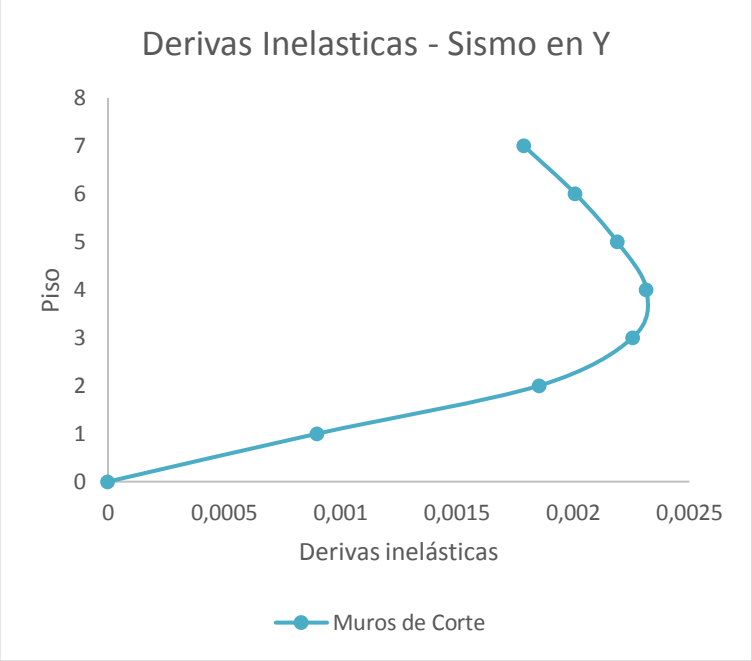


Ilustración 3.30. Derivas inelásticas en la dirección X para la estructura con el Sistema constructivo muros de corte.

Fuente: Autor

En base a los resultados expresados mediante las tablas e ilustraciones, los dos sistemas constructivos tienen un comportamiento adecuado, ya que, los valores de las derivas de ambas estructuras, son menores al límite definido por la norma. Y se puede apreciar que el sistema constructivo muros aporta a la reducción de la derivas de piso.

3.6.8. Torsión.

La torsión en las estructuras debe ser menor al 15%, estos valores se determinaron en base al análisis modal espectral, cuyos datos fueron proporcionados por el programa Etabs. En las tablas 3.9 y 3.10 se dan conocer estos valores, para ambos sistemas estructurales.

Tabla 3.10. Porcentaje de Torsión, sistema constructivo pórtico resístete a momento.

Modo de Vibración	Desplazamiento en X	Desplazamiento en Y	Desplazamiento en Z	Torsión
1	1,94E-01	5,00E-04	1,66E-02	7,88%
2	6,00E-04	2,03E-01	1,00E-03	0,49%
3	1,47E-02	8,00E-04	8,02E-01	98,10%

Fuente: Autor

Tabla 3.11. Porcentaje de Torsión, sistema constructivo muros de corte.

Modo de Vibración	Desplazamiento en X	Desplazamiento en Y	Desplazamiento en Z	Torsión
1	1,18E-05	2,33E-01	3,10E-03	1,31%
2	3,09E-01	1,00E-04	8,00E-04	0,26%
3	1,10E-03	6,90E-03	7,53E-01	98,95%

Fuente: Autor

En base a estos resultados podemos decir a priori que los edificios cumplen con el criterio de torsión, ya que, de los valores obtenidos son menores al límite definido por la norma.

3.6.9. Comparación de la deriva inelástica del sistema constructivo pórtico resistente a momento con el sistema constructivo muros de corte.

En la tabla 3.11 consiste en un resumen de los resultados obtenidos de las derivas de piso en el sentido **X** e **Y**, donde se aprecia que la deriva en el sistema constructivo muros de corte se reduce desde 1,18 a 2 veces en comparación al sistema constructivo pórtico resístete a momento en el sentido **X**, mientras que en el sentido **Y** hay una reducción desde 2,03 a 6,39 veces, donde se evidencia que es superior deriva en el sistema constructivo pórtico resístete a momento en comparación con el sistema constructivo muros de corte, reflejándose una diferencia entre estos valores. En las ilustraciones 3.31 y 3.32, se compara la deriva inelástica que presenta el sistema constructivo pórtico resístete a momento y el sistema constructivo muros de corte para la dirección **X** como para la dirección **Y**.

Tabla 3.12. Comparación de la deriva inelástica.

Piso	Sismo en X			Sismo en Y		
	Pórtico resistente a momento	**Muros de Corte**	**Factor de Reducción**	**Pórtico resistente a momento**	**Muros de Corte**	**Factor de Reducción**
	ΔM	ΔM	Rc	ΔM	ΔM	Rc
1	0,005412	0,0046	1,18	0,005754	0,0009	6,39
2	0,007746	0,0043	1,80	0,008358	0,0019	4,51
3	0,007692	0,0046	1,68	0,008286	0,0023	3,67
4	0,00702	0,0043	1,65	0,007446	0,0023	3,22
5	0,00708	0,0035	2,00	0,007278	0,0022	3,32
6	0,00519	0,0026	1,99	0,005322	0,0020	2,65
7	0,003444	0,0020	1,69	0,003636	0,0018	2,03

Fuente: Autor

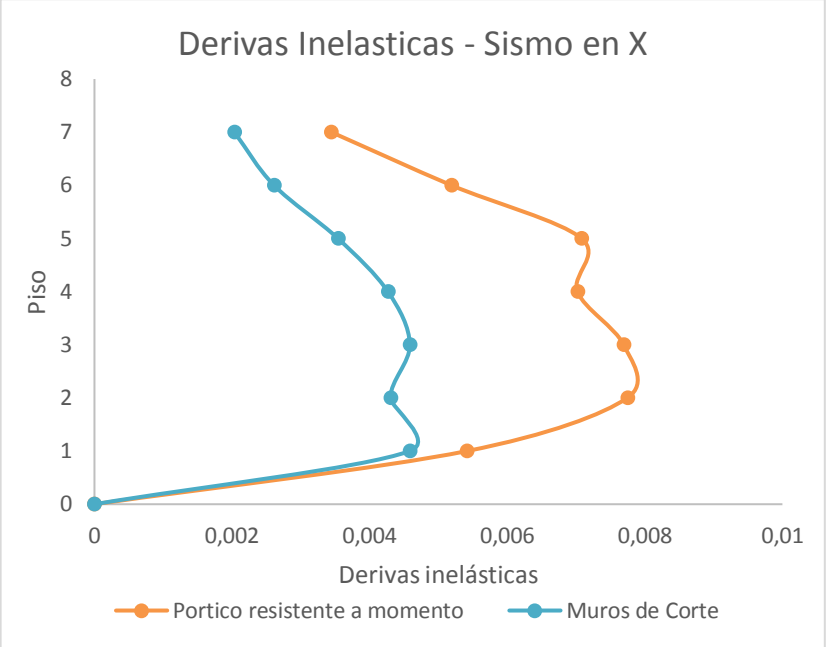


Ilustración 3.31. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección X entre los Sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte.

Fuente: Autor

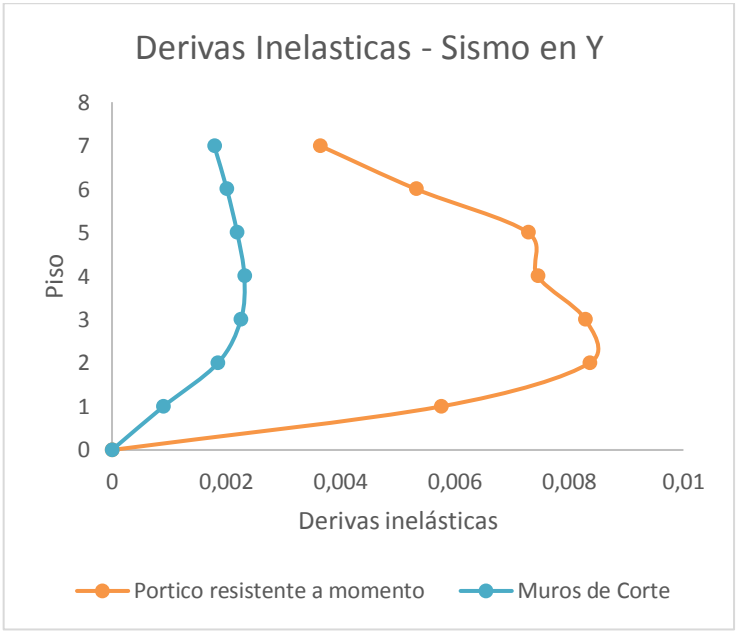


Ilustración 3.32. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección Y entre los Sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte.

Fuente: Autor

Para tener un entendimiento de lo expresado en páginas anteriores, se presentan las ilustraciones 3.33 y 3.34, para las derivas inelásticas que presenta el sistema constructivo pórtico resístete a momento y muros de corte para la dirección **X** como para la dirección **Y**.

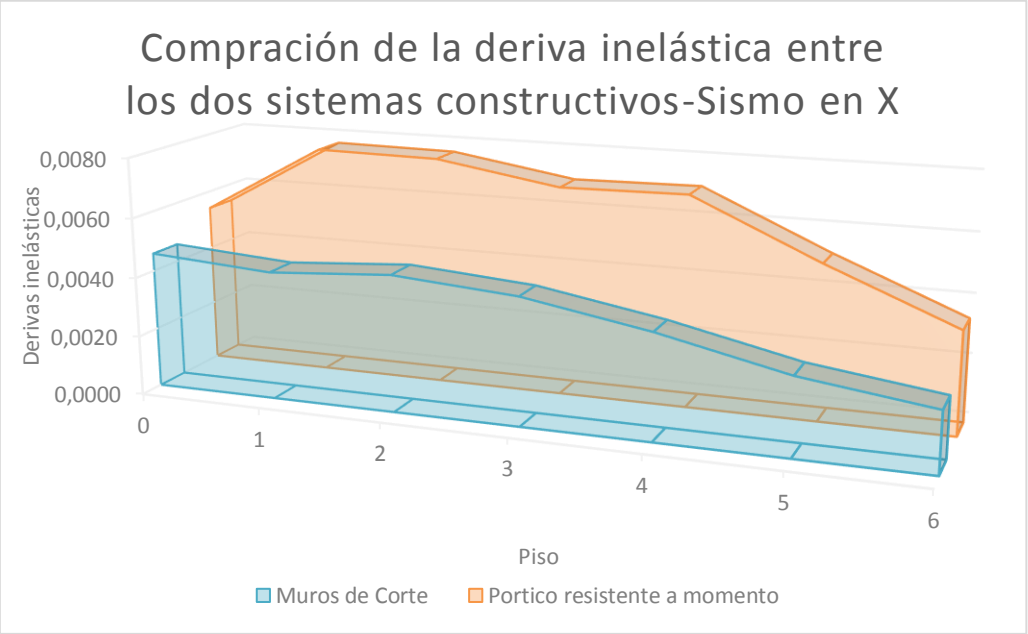


Ilustración 3.33. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección X entre los Sistemas analizados.

Fuente: Autor

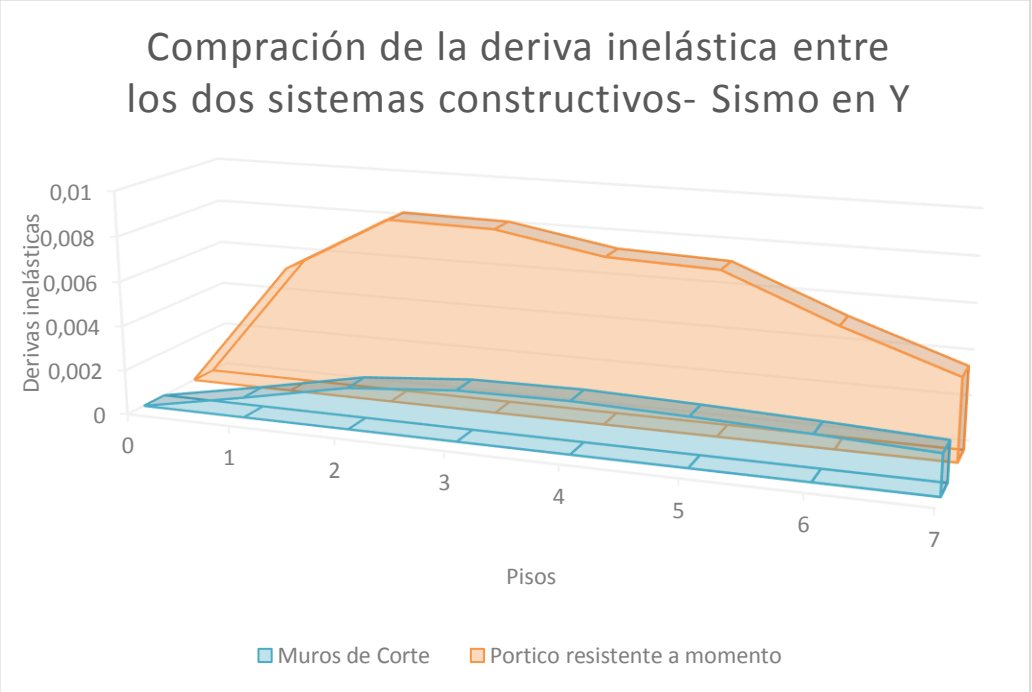


Ilustración 3.34. Comparación de las Derivas inelásticas en la dirección Y entre los Sistemas analizados.

Fuente: Autor

Ghobarah et al (como se citó en Aguiar, 2006) en función de la máxima deriva de piso da a conocer cinco fases de eficiencia y daño que pueden originar en una estructura, los cuales se presentan a continuación en la tabla 3.13, ésta clasificación se empleó en el estudio para determinar el daño de los sistemas estructurales. En la tabla 3.12 correspondiente a la comparación de los sistemas analizados, para el sistema constructivo pórtico resistente a momento la deriva máxima inelástica está en el sentido **Y** es 0.0084. Para el sistema constructivo muro de corte se evidencia que la deriva máxima inelástica se encuentra en el sentido **X** es de 0.0046. Por lo tanto, se concluye que en nuestro caso de estudio el de daño moderado incide en el sistema constructivo pórtico resistente a momento y para el sistema muros de corte el daño leve.

Tabla 3.13. Niveles de Daño propuestos por Ghobarah et al (1997).

Distorsión de Piso	Daño	Descripción del daño	Desempeño
$\gamma < 0.002$	Sin daño	Sin daño	Sin daño
$0.002 \leq \gamma < 0.005$	Leve	Grietas ligeramente visibles.	Agrietamiento
$0.005 \leq \gamma < 0.011$	Moderado	Grietas menores de 1 mm.	Fluencia del acero
$0.011 \leq \gamma < 0.023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2 mm.	Inicio de mecanismo
$\gamma \geq 0.023$	Completo	Grietas mayores a 2 mm.	Mecanismo global.

Fuente: Aguiar, 2006, p. 111.

En base a lo anterior, podemos decir a priori que el sistema constructivo muros de corte aporta a la reducción de derivas, lo cual le otorga a la estructura un comportamiento seguro, ya que se reducen las deformaciones en la misma. Se deduce que la respuesta estructural del edificio con el sistema constructivo muros de corte es mejor que la respuesta otorgada por el sistema constructivo pórtico resístete a momento, tomando como eje de análisis las derivas inelásticas.

3.6.10. Comparación de la torsión del sistema constructivo pórtico resistente a momento con el sistema constructivo muros de corte.

En la tabla 3.14 presenta un resumen de los resultados de la torsión para los modos de vibración 1 y 2 los cuales deben ser lineales y por lo tanto la torsión debe ser mínima, se observa que la torsión para el sistema constructivo pórtico resistente a momento es del 7,88% y 0,49% para el modo de vibración 1 y 2, respectivamente. Mientras que la torsión

para los modos de vibración 1 y 2 empleando el sistema constructivo muros de corte es del 1,31% y 0,26%, en su orden. Reflejándose una mínima diferencia entre estos valores en el modo 2, pero en el modo 1, presenta mayor torsión el sistema pórtico resistente a momento, con lo cual se concluye que el sistema constructivo muros de corte aporta a la reducción de la torsión.

Tabla 3.14. Comparación de la torsión.

Modo de Vibración	Torsión	
	Pórtico resistente a momento	**Muros de Corte**
1	7,88%	1,31%
2	0,49%	0,26%
3	98,66%	98,95%

Fuente: Autor

Capítulo 4

Estudio Comparativo de Costos de los Sistemas Pórtico Resistente a Momento y Muros de Corte.

El análisis económico tiene una buena incidencia en un diseño estructural, ya que siempre el profesional debe buscar la viabilidad del proyecto que realiza. En el presente capítulo se estudiará la parte económica de ambas estructuras, tanto para la el sistema constructivo pórtico resistente a momento y muros de corte, para este fin es necesario especificarlos rubros involucrados en la obra, los costos unitarios y los precios restantes que pueden influir en la construcción, con el objetivo de tener los recursos para el análisis comparativo entre ambos sistemas constructivos y poder evaluar a fin de determinar la más rentable.

Para evaluar el costo global, hay que tomar en cuenta varios parámetros (costos directos e indirectos). Los cuales deben incluir un análisis de los materiales, herramientas, trabajo humano, daño estructural, etc. para los dos sistemas analizados.

4.1. Análisis de Precios Unitarios de los sistemas pórtico resistente a momento y muros de corte.

El análisis de precios unitarios se compone del valor de siguientes parámetros: materia prima, trabajo humano o técnico, equipos, herramienta menor, gastos indirectos y ganancia, todos estos ítems influyen en la elaboración de una unidad de medida de cada rubro.

4.1.1. Materiales.

Dentro de este componente están los costos que intervienen como materia prima para la construcción. Los materiales usados en las estructuras de hormigón armado, son: cemento, agregados, aditivos, malla de refuerzo y varillas de refuerzo. Todos los materiales deben seleccionarse de los proveedores teniendo en cuenta que cumplan las especificaciones técnicas.

4.1.2. Mano de obra.

Este costo personifica el trabajo realizado por obreros, albañiles, maestros de construcción, etc. Necesario para la levantar las construcciones. El análisis de costos se ejecutara en base a los salarios, para operadores, albañiles y trabajadores implicados en la obra, varias de las tarifas de jornal diario se hallan especificadas por la C.G.E (Contraloría General del Estado) en las

diferentes publicaciones realizadas por la entidad. El rendimiento del personal se lo enuncia en horas/hombre.

4.1.3. Equipo y Maquinaria.

Estos los costos que resultan del uso por alquiler o por desgaste de maquinaria pesada, herramienta menor, implementos de seguridad y equipos que se usan normalmente en la construcción. Estos costos son: alquiler por horas, mantenimiento y reparaciones que se requieran para su operación.

4.1.4. Costos Indirectos.

Estos gastos se consideran bajo conceptos de: costos de dirección y directos de obra, ganancias, accidentes.

La influencia de estos gastos tiene un rango de oscilación que está en función de la eficiencia y estructuración de la entidad que va a construir, habitualmente se usa porcentaje del 15 al 25% de los gastos directos. Normalmente se manejan valores del 20 al 23%, para este análisis se tomó un costo de indirectos igual al 20%.

Con estos parámetros antes mencionados, los cuales en conjunto llevan el nombre de rubros, se desarrolla el análisis de precios unitarios. A continuación se presenta el rubro correspondiente al hormigón empleado en columnas con una resistencia f´c=210 kg/cm^2, en la tabla 4.1. El Anexo 4, presenta los rubros que se emplearon en el estudio.

Tabla 4.1. Detalle del análisis de precios unitarios, rubro hormigón simple en columnas f´c=210 kg/cm2.

Análisis de Precios Unitarios

Item: 5
Código: 507010
Descrip.: HORMIGON SIMPLE EN COLUMNAS, fc= 210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,5000	0,30
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	1,5000	5,45
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	1,5000	2,63
					Subtotal de Equipo:	8,38

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	360,0000	0,14		50,40
201008	Ripio	m3	0,7500	19,64		14,73
201010	Arena	m3	0,6000	19,64		11,78
201011	Agua	m3	0,2200	0,41		0,09
					Subtotal de Materiales:	77,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		8,0000	3,51	1,5000	42,12
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	1,5000	5,33
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	1,5000	5,61
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	1,5000	5,27
					Subtotal de Mano de Obra:	58,33

Costo Directo Total:	143,71

COSTOS INDIRECTOS

20 %	28,74

Precio Unitario Total	172,45

Fuente: Autor

Los gastos directos se analizan para los dos sistemas de estructurales, a continuación se tiene el presupuesto para cada sistema analizado. Se hace la comparación de los presupuestos entre los sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte, en donde se da a conocer los costos totales para los diferentes rubros de las dos estructuras, el edificio con el sistema pórtico resistente a momento tiene un costo de 249.420,02 USD y el edificio con el sistema muros de corte 273.014,66 USD dichos valores se los puede ver a continuación en las tablas 4.2 y 4.3.

Tabla 4.2. Presupuesto del sistema pórtico resistente a momento.

PRESUPUESTO SISTEMA PORTICO RESISTENTE A MOMENTO						
Item	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	507009	HORMIGON SIMPLE EN CADENAS, fc= 210 kg/cm2	m3	81,74	156,43	12.786,59
2	507010	HORMIGON SIMPLE EN COLUMNAS, fc= 210 kg/cm2	m3	73,69	172,45	12.707,77
3	507011	HORMIGON SIMPLE EN VIGAS, fc= 210 kg/cm2	m3	588,05	183,12	107.683,72
4	507012	LOSA ALIVIANADA fc= 210kg/cm2, e = 25 cm.	m2	558,52	23,84	13.315,21
5	508001	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	Kg	37.960,50	1,63	61.875,62
6	501009	REPLANTEO Y NIVELACION	m2	239,75	0,68	163,03
7	502013	EXCAVACION MECANICA EN TERRENO SIN CLAS. h = 0 a 2m en seco	m3	279,24	2,66	742,79
8	503001	COMPACTACION DE TERRENOS	m2	89,31	2,63	234,89
9	503002	RELLENO COMPACTADO CON MAT. CLASIF. OBRA	m3	167,55	7,73	1.295,14
10	503003	RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE MEJORAMIENTO	m3	74,47	22,06	1.642,70
11	507008	HORMIGON SIMPLE EN ZAPATAS, fc= 210 kg/cm2	m3	35,72	145,75	5.206,77
12	501006	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	239,75	0,61	146,25
13	507017	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE, e = 15 cm f'c=180 Kg / cm2	m2	89,31	54,82	4.895,97
		SUBTOTAL				222.696,44
		IVA			12%	26.723,57
		TOTAL				**249.420,02**

Fuente: Autor

Tabla 4.3. Presupuesto del sistema muros de corte.

PRESUPUESTO SISTEMA MUROS DE CORTE						
Item	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	507007	HORMIGON PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2	m3	87,22	147,43	12.858,25
2	507009	HORMIGON SIMPLE EN CADENAS, fc= 210 kg/cm2	m3	81,74	156,43	12.786,59
3	507010	HORMIGON SIMPLE EN COLUMNAS, fc= 210 kg/cm2	m3	53,03	172,45	9.145,09
4	507011	HORMIGON SIMPLE EN VIGAS, fc= 210 kg/cm2	m3	570,01	183,12	104.380,96
5	507012	LOSA ALIVIANADA fc= 210kg/cm2, e = 25 cm.	m2	558,52	23,84	13.315,21
6	508001	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	Kg	49.966,59	1,63	81.445,55
7	501009	REPLANTEO Y NIVELACION	m2	239,75	0,68	163,03
8	502013	EXCAVACION MECANICA EN TERRENO SIN CLAS. h = 0 a 2m en seco	m3	1,00	141,69	141,69
9	503001	COMPACTACION DE TERRENOS	m2	80,81	2,63	212,52
10	503002	RELLENO COMPACTADO CON MAT. CLASIF. OBRA	m3	1,00	85,01	85,01
11	503003	RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE MEJORAMIENTO	m3	1,00	37,78	37,78
12	507008	HORMIGON SIMPLE EN ZAPATAS, fc= 210 kg/cm2	m3	31,67	145,75	4.615,36
13	501006	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	239,75	0,61	146,25
14	507017	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE, e = 15 cm f'c=180 Kg / cm2	m2	80,81	54,82	4.429,78
		SUBTOTAL				243.763,09
		IVA			12%	29.251,57
		TOTAL				**273.014,66**

Fuente: Autor

Con los valores obtenidos se puede evidenciar que el costo total del sistema constructivo muros de corte, involucra un aumento en la inversión de un 9.46% (23594.64 USD) como se evidencia en la ilustración 4.1, relación que no es significativa frente a la seguridad que entregan estos miembros a la estructura.

Se toma en cuenta que el costo de implementar muros de corte es aproximadamente del 6.62 % (18.070,48 USD) del costo directo total. Teniendo en cuenta que el objetivo de implementar muros de corte, es otorgar un mejorar comportamiento a la estructura lo que se traduce en seguridad para los ocupantes, impidiendo pérdidas humanas.

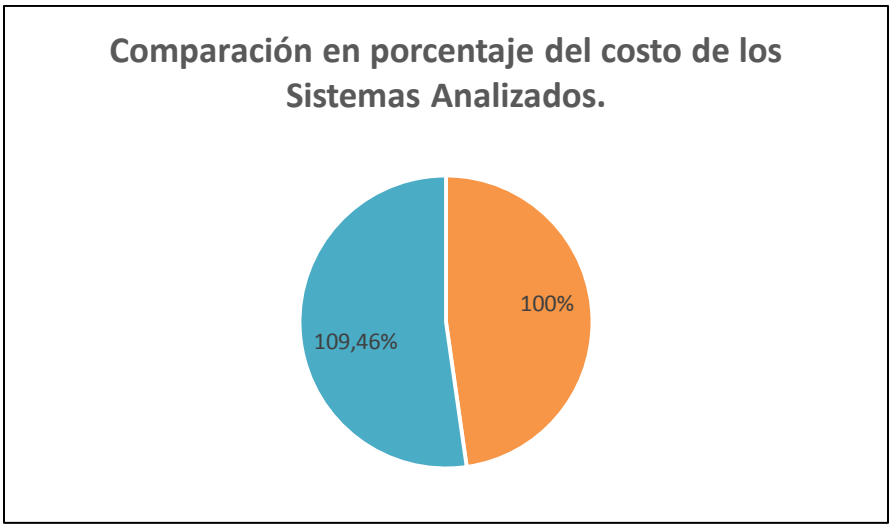


Ilustración 4.1. Comparación en porcentaje del costo de los sistemas pórtico resistente a momento y muros de corte.

Fuente: Autor

4.2. Estimación de costos por daños y reparación de los sistemas pórtico resistente a momento y muros de corte.

Los costos por daños y reparación se estiman en el valor total de un edificio debido que son la consecuencia del resultado de la respuesta dela estructura ante un evento sísmico de intensidad severa. Para cuantificar los costos por daños y reparación estructural que presentarán los sistemas analizados se emplean curvas de vulnerabilidad, mediante la cual se obtiene la cantidad de daño que va a tener una estructura en términos de porcentaje, en función de la deriva de piso. Ghobarah et al (como se citó en Aguiar, 2006) en función de la máxima deriva de piso da a conocer cinco fases de eficiencia y daño que pueden originar en una estructura, los cuales se presentan a continuación en la tabla 4.4, ésta clasificación se empleó en el estudio para encontrar en daño que van recibir las estructuras en la curva de vulnerabilidad, para desarrollar estas curvas se usó un análisis no lineal de 116 edificios, sometidos a la fuerza de 9 eventos sísmicos medidos en el país de Colombia. (Aguiar, 2006)

Tabla 4.4. Niveles de Daño propuestos por Ghobarah et al (1997).

Distorsión de Piso	Daño	Descripción del daño	Desempeño
$\gamma < 0.002$	Sin daño	Sin daño	Sin daño
$0.002 \leq \gamma < 0.005$	Leve	Grietas ligeramente visibles.	Agrietamiento
$0.005 \leq \gamma < 0.011$	Moderado	Grietas menores de 1 mm.	Fluencia del acero
$0.011 \leq \gamma < 0.023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2 mm.	Inicio de mecanismo
$\gamma \geq 0.023$	Completo	Grietas mayores a 2 mm.	Mecanismo global.

Fuente: Aguiar, 2006, p. 111.

Mediante las curvas de vulnerabilidad se puede definir el riesgo de que supere un estado límite de daño, en función de un ítem representativo del tamaño de un evento sísmico como pueden ser la: intensidad, periodo de vibración, aceleración, etc. O de la manera de reaccionar la estructura frente al evento sísmico entre las cuales podemos mencionar: deriva de piso, desplazamiento, torsión etc. para este análisis, se ocupara una curva de vulnerabilidad en función de la deriva de piso, en otras palabras una curva de vulnerabilidad define una posibilidad de daño para un valor específico de deriva de piso máxima en porcentaje. La norma NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción), define como máxima deriva de piso admisible un valor del 2% para estructuras de hormigón armado, valor alto ya que en estructuras con el sistema constructivo pórtico resistente a momento de manera cercana se tendrá, un ochenta por ciento de deterioro extenso y un veinte por ciento de deterioro completo. (Aguiar, 2008)

Empleando el valor de las derivas máximas de piso encontrados en el capítulo anterior, tenemos que la máxima deriva de piso para el sistema constructivo pórtico resistente a momento es de 0.84% en la dirección **Y**, y en el sistema constructivo muros de corte la dirección **X** es de 0.46% de deriva máxima. Ubicando estas derivas en la ilustración 4.2, para este estudio, el sistema constructivo pórtico resistente a momento tiene un nivel de daño estructural del 9% aproximadamente y para el sistema constructivo muros de corte nos da un valor de daño estructural de 2%.

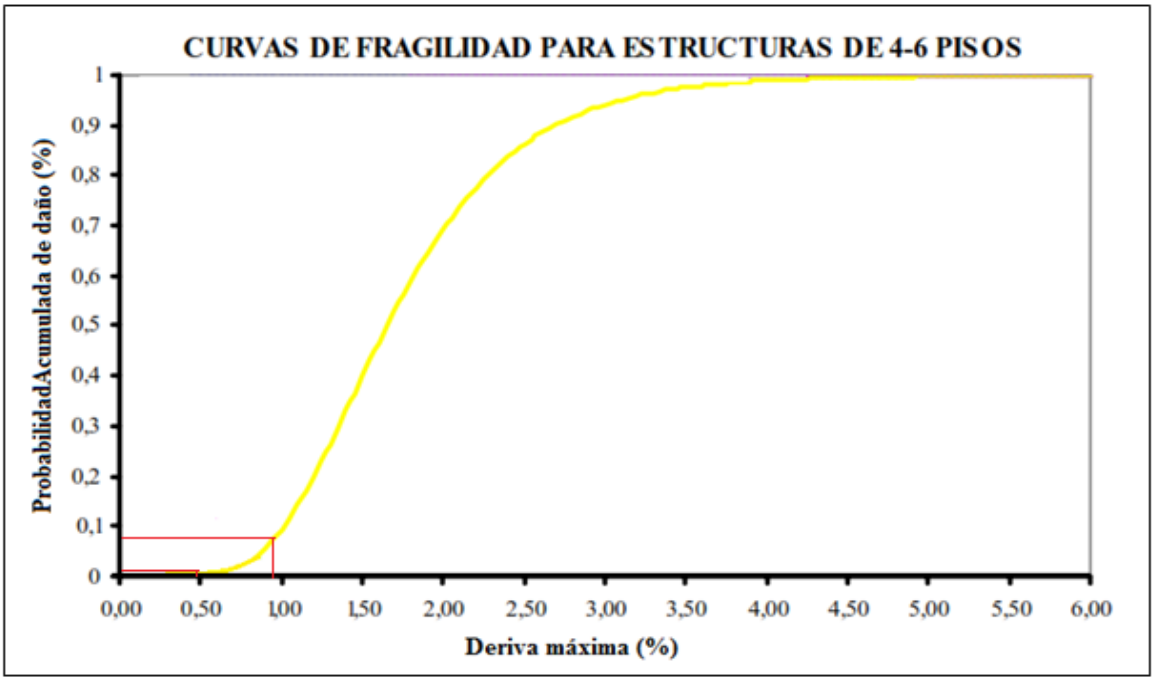


Ilustración 4.2. Curvas de vulnerabilidad de deformación de entrepiso (Deriva máxima) para estructuras de 4 a 6 pisos.

Fuente: Aguiar, 2006, p. 117.

En los dos sistemas estructurales se puede definir el costo por daños y reparación, multiplicando el porcentaje de daños encontrado por la inversión total de cada edificio, los cuales se dan a conocer en la siguiente tabla 4.5.

Tabla 4.5. Costo total del daño estructural, para los dos sistemas analizados.

Costo ocasionado por Daños y Reparación					
Sistema	Costo (USD)	Deriva (%)	Daño (%)	Costo por Daños (USD)	Costo Total (USD)
Pórtico Resistente a Momento	249.420,02	0.84	9	22.447,80	271.867,82
Muros de Corte	273.014,66	0.46	2	5.460,29	278.474,95

Fuente: Autor

Con los resultados obtenidos se definen los costos totales de ambos sistemas estructurales. Considerando que la estructura soporto un evento sísmico severo y en base a los criterios analizados se puede evidenciar en la tabla anterior, el sistema constructivo muros de corte presentó menores valores de daño y reparación estructural, por lo que se puede apreciar que los costos por daño y reparación estructural en la estructura que emplea el sistema constructivo pórtico resistente a momento pueden llegar a influir de manera importante, y su valor supera la inversión de implementar muros de corte en la misma, ya que los costos por daños en este sistema son de 22.447,80 USD, mientras que implementar muros de corte tiene un valor de 18.070,48 USD.

Haciendo una síntesis el sistema constructivo muros de corte en comparación con el sistema constructivo pórtico resistente a momento, tiene un valor agregado en un porcentaje del 2,43% por encima, dicho porcentaje que no es representativo en comparación a la seguridad que brinda, en la ilustración 4.3 se dan a conocer los costos totales de los dos sistemas analizados.

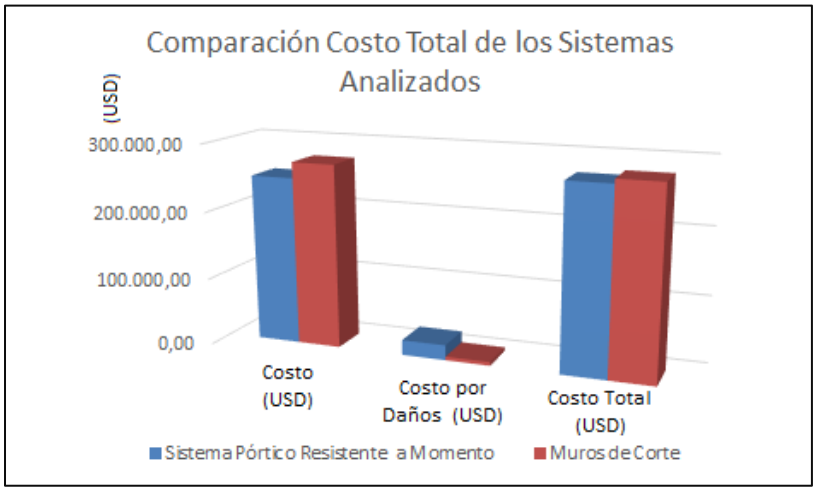


Ilustración 4.3. Comparación de los costos totales entre los Sistemas Analizados.

Fuente: Autor

Capítulo 5

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

- El sistema muros de corte aporta a la reducción de las derivas de piso tanto para **X** como para **Y**, las derivas se reduce desde 1,18 a 2 veces en comparación al sistema constructivo pórtico resístete a momento, para el sentido **X** y para el sentido **Y** los valores se reducen desde 2,03 a 6,39 veces. Ghobarah et al (como se citó en Aguiar, 2006) en función de la máxima deriva de piso da a conocer cinco fases de eficiencia y daño que pueden originar en una estructura, para el sistema constructivo pórtico resistente a momento la deriva máxima inelástica está en la dirección **Y** es 0.0084 y con este valor la estructura tendrá un daño moderado, en cambio, para el sistema constructivo muros de corte la deriva máxima inelástica se encuentra en la dirección **X** es de 0.0046 con este valor el daño sobre la estructura es leve.
- Evaluando los efectos producidos por torsión en los modos de vibración 1 y 2 en ambas estructuras, se observa que la torsión para el sistema constructivo pórtico resistente a momento es del 7,88% y 0,49% para el modo de vibración 1 y 2, respectivamente. Mientras que la torsión para los modos de vibración 1 y 2 en el sistema constructivo muros de corte es del 1,31% y 0,26%, en su orden. Reflejándose una mínima diferencia entre estos valores en el modo 2, pero en el modo 1 presenta mayor torsión el sistema pórtico resistente a momento, con lo cual se concluye que el sistema constructivo muros de corte aporta a la reducción de la torsión y por lo tanto la estructura tiene mayor rigidez.
- Apreciando ambos sistemas desde el punto de vista económico, considerando costos directos, ocasionados por daños y reparación y asumiendo que las estructuras sufrieron un sismo severo, en síntesis el sistema constructivo muros de corte frente al sistema constructivo pórtico resistente a momento, tiene un valor agregado en un porcentaje del 2,43%, por encima, dicho porcentaje que no es representativo en comparación a la seguridad que brinda.

- En cuanto a la hipótesis, se puede corroborar que se cumple, los muros de corte aportan a la reducción derivas de piso y efectos de torsión y tiene un mayor costo.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda continuar comparando estos sistemas estructurales utilizando edificios con variación en elevación y planta.

- Utilizar el sistema muros de corte en zonas sísmicas con aceleración alta.

Bibliografía

Aguiar, R. (2006). *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras.* Quito: Centro de Investigaciones Científicas. ESPE.

American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-14) Versión en español y en unidades usales en USA.* Farmington Hills-Michigan: American Concrete Institute.

Código Ecuatoriano de la Construcción. (1951). Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.

Código Ecuatoriano de la Construcción. (1977). *Requisitos Generales de Diseño y Requisitos de Hormigón Armado.* Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.

Código Ecuatoriano de la Construcción. (2001). *"Peligro Sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente".* Quito: Instituto Ecuatoriano de Normalización.

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Cargas (NoSísmicas).* Quito.

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Estruturas de Hormigón Armado.* Quito.

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción.* Quito.

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente.* Quito.

Egred, J. (1999). *Catálogo Sísmico del Ecuador.* Quito: Corporación Editora Nacional.

González, Ó. M. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto* (4ta ed.). México D.F.: Limusa.

Joel, C. (2016). *Análisis y Diseño estructural de muros de corte en una edificación de 7 niveles modelado en el programa de Etabs bajo las disposiciones de la NEC-15 y ACI 318-14* (Tesis de pregrado) Universidad de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador.

McCormac , J. C., & Brown, R. H. (2008). *Diseño de concreto reforzado.* (8va ed.). México D.F.: Alfaomega.

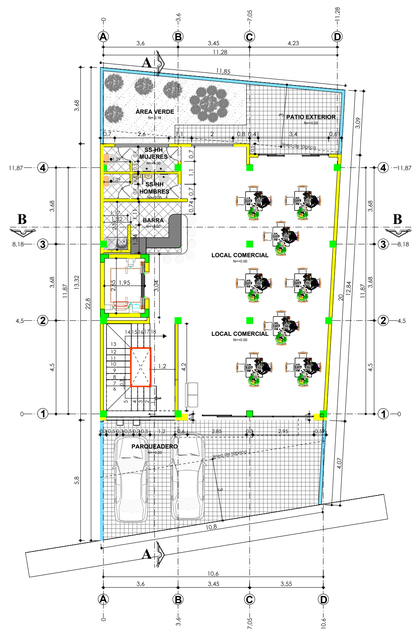
Romo Proaño, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado.* Quito: Libro virtual de la escuela politécnica del ejército – ecuador.

ANEXOS

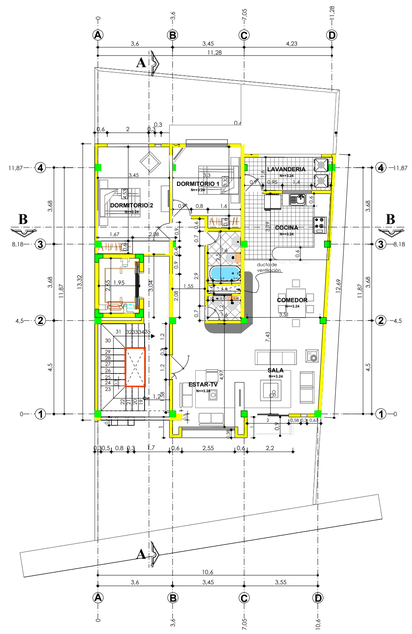
Lista de Anexos

1. **Planos Arquitectónicos.**
2. **Resumen Diseño de Miembros Estructurales.**
3. **Planos Estructurales.**
4. **Rubros.**
5. **Estudio de Suelos.**
6. **Informe de Aprobación y Contenido del Protocolo al Trabajo de Titulación.**
7. **Permiso del Autor de Tesis para Subir al Repositorio Institucional.**

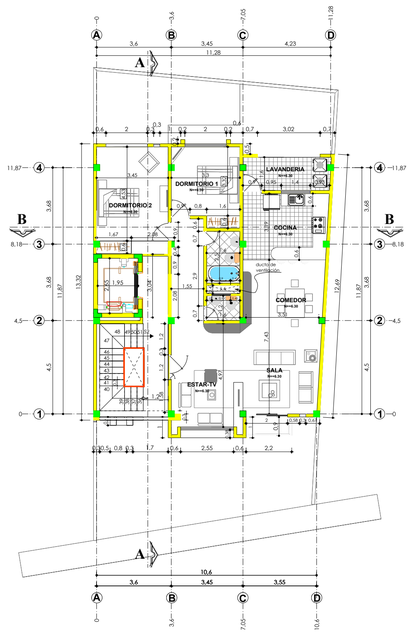
ANEXO 1
PLANOS ARQUITECTÓNICOS



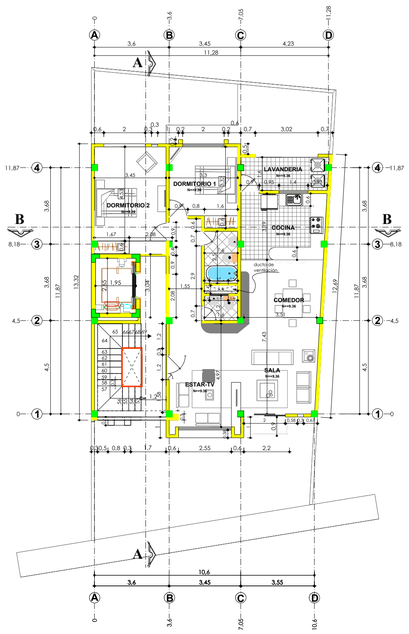
1 PLANTA BAJA
AO 1:100



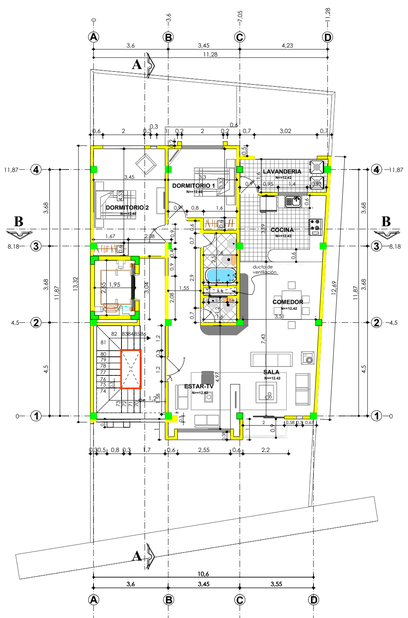
1 1 PLANTA ALTA
AO 1:100



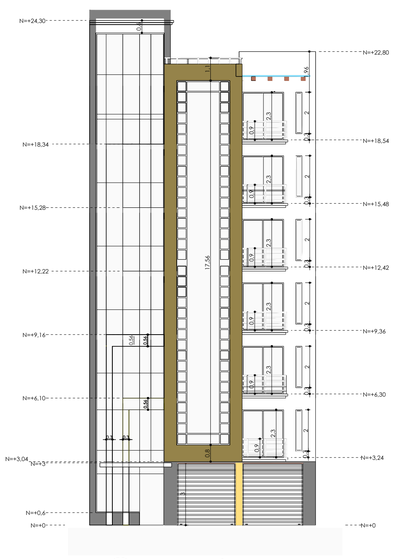
1 2 PLANTA ALTA
AO 1:100



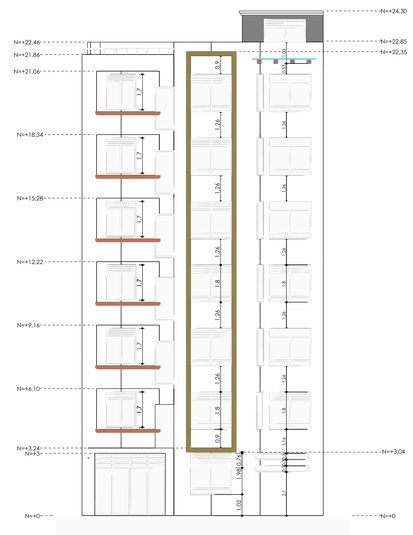
1 3 PLANTA ALTA
AO 1:100



1 4 PLANTA ALTA
AO 1:100



1 ELEVACIÓN FRONTAL
AO 1:100



1 ELEVACIÓN POSTERIOR
AO 1:100

UBICACIÓN SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES

CIMIENTOS	MAMPOSTERIA DE PIEDRA
ESTRUCTURA	HORMIGON ARMADO
PAREDES	MAMPOSTERIA BLOQUE
CUBIERTA	LOSA
PISOS	BALDOSA - CERÁMICA
PUERTAS	MADERA
VENTANAS	ALUMINIO Y VIDRIO
CIELO RASOS	ENLUCIDOS - ESTUCO

ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

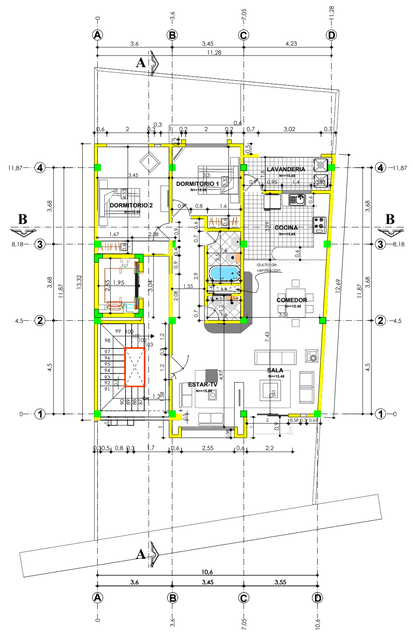
DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA

JUAN CARLOS MORA C.

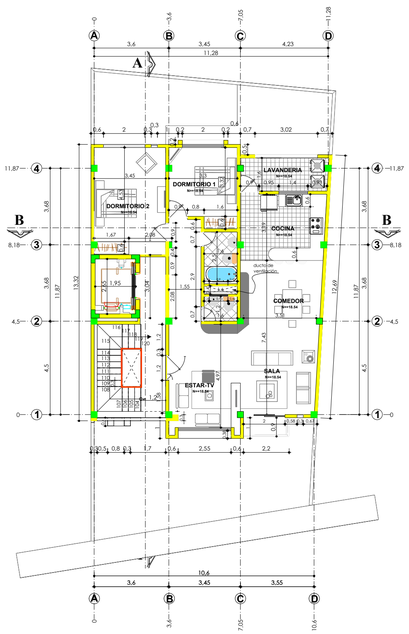
CONTIENE:
Plantas Arquitectónicas-Ubicación
Elevaciones -
Especificaciones Técnicas.

FECHA: JULIO DEL 2018

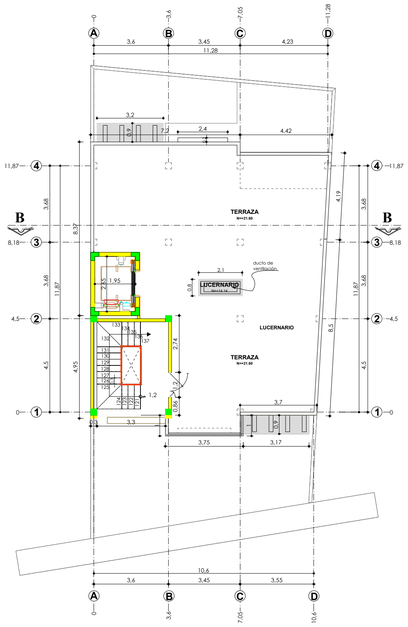
HOJA : 1 2



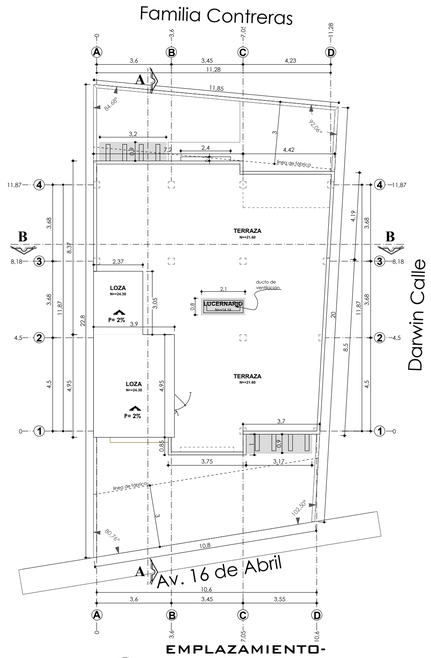
1 / A0 5 PLANTA ALTA 1:100



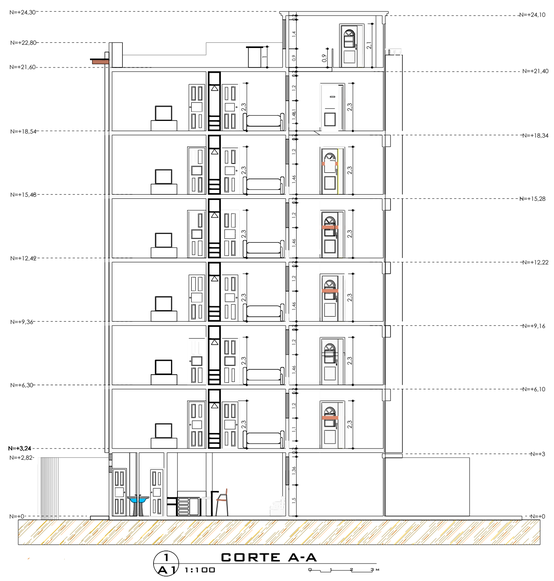
1 / A0 6 PLANTA ALTA 1:100



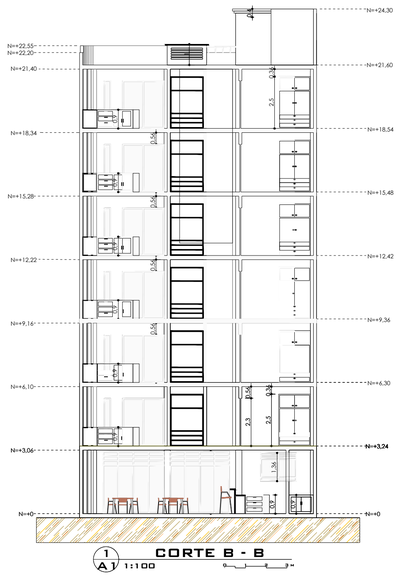
1 / A0 PLANTA TERRAZA 1:100



1 / A0 EMPLAZAMIENTO- PLANTA DE CUBIERTAS 1:100



1 / A1 CORTE A-A 1:100



1 / A1 CORTE B - B 1:100

UBICACIÓN SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES

CIMIENTOS	MAMPOSTERIA DE PIEDRA
ESTRUCTURA	HORMIGON ARMADO
PAREDES	MAMPOSTERIA BLOQUE
CUBIERTA	LOSA
PISOS	BALDOSA - CERÁMICA
PUERTAS	MADERA
VENTANAS	ALUMINIO Y VIDRIO
CIELO RASOS	ENLUCIDOS - ESTUCO

ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA SEDE AZOGUES

DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA

JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:
Plantas Arquitectónicas-Ubicación Emplazamineto- Cortes - Especificaciones Técnicas.

FECHA: JULIO DEL 2018

HOJA : 2 2

ANEXO 2

RESUMEN DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

Diseño de Losas, Sistema Pórtico Resistente a Momento y Muros de Corte

En la ilustración 1, se da a conocer la ubicación de las losas de la 1 a la 13, las mismas que corresponden a los niveles del N+3,24 al N+18,54.

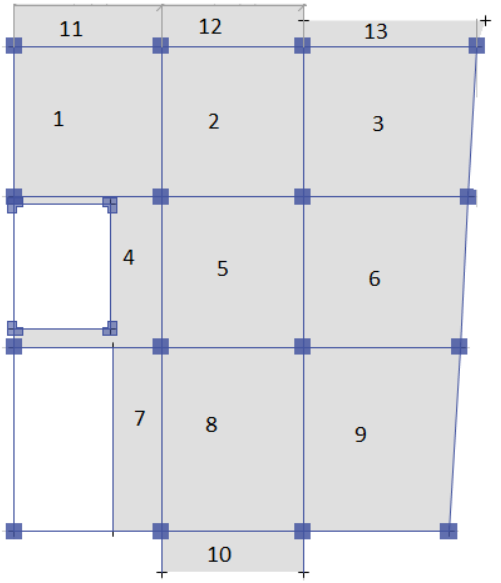


Ilustración 1. Ubicación de losas, que corresponden a los siguientes niveles: del N+3,24 al N+18,54.

En la ilustración 2, se da a conocer la ubicación de las losas 14 y 15, las mismas que corresponden al nivel N+21.24. Y en la tabla 1, los coeficientes con los cuales se diseñaron las losas.

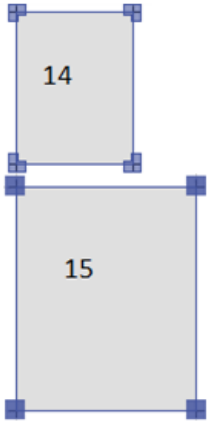
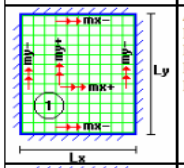
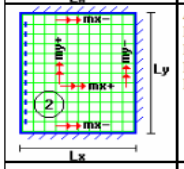
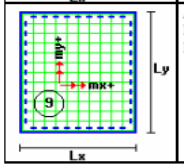


Ilustración 2. Ubicación de losas, que corresponden al nivel N+21,24.

Tabla 1. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001\ q.\delta.L_x^4 / (E.h^3)$	δ	200	241	281	315	336	339
	$M_{y-} = 0.0001\ q.m_{y-}.L_x^2$	m_{y-}	564	659	752	830	878	887
	$M_{y+} = 0.0001\ q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	258	319	378	428	459	464
	$M_{x-} = 0.0001\ q.m_{x-}.L_x^2$	m_{x-}	564	577	574	559	538	520
	$M_{x+} = 0.0001\ q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	258	242	208	157	126	123
	$\Delta = 0.0001\ q.\delta.L_x^4 / (E.h^3)$	δ	265	347	443	545	635	691
	$M_{y-} = 0.0001\ q.m_{y-}.L_x^2$	m_{y-}	597	736	899	1071	1222	1317
	$M_{y+} = 0.0001\ q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	269	362	473	590	694	759
	$M_{x-} = 0.0001\ q.m_{x-}.L_x^2$	m_{x-}	718	779	819	829	808	773
	$M_{x+} = 0.0001\ q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	354	368	359	318	239	179
	$\Delta = 0.0001\ q.\delta.L_x^4 / (E.h^3)$	δ	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$M_{y+} = 0.0001\ q.m_{y+}.L_x^2$	m_{y+}	765	932	1101	1250	1361	1416
	$M_{x+} = 0.0001\ q.m_{x+}.L_x^2$	m_{x+}	765	737	665	547	439	397

Fuente: Romo, 2008, p. 270.

Diseño de Losas, Sistema Pórtico Resistente a Momento y Muros de Corte

Las longitudes de cada losa y detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo. El armado es similar para ambos sistemas. La resistencia a la compresión del hormigón es de 210 kg/cm^2 y la fluencia del acero de 4200kg/cm^2, para todos los elementos estructurales.

q	1064	**Diseño de Losa**						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
1	2	3,6	3,68	0,98	597	269	718	354

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
1	15	22	**Muy (-)**	823	0,99	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	371	0,45	**Asy (+)**	1,47	14
	15	22	**Mux(-)**	990	1,19	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	488	0,59	**Asy (+)**	1,47	14

q	1064							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
2	1	3,45	3,68	0,94	564	258	564	258
Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
2	20	22	**Muy (-)**	714	0,86	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	327	0,39	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	714	0,86	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	327	0,39	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	1064	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
3	3	3,68	4,23	0,87	577	242	659	319

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ø long**
3	20	22	**Muy (-)**	831	1,00	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	349	0,42	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	950	1,14	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	460	0,55	**Asy (+)**	1,47	14

q	1064							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
4	3	3,05	4,4	0,69	548	185	888	464

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ø long**
4	20	22	**Muy (-)**	1064	1,28	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	744	0,89	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	0	0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	0	0,00	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	1064	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
5	1	3,45	3,68	0,94	564	258	564	258

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
5	20	22	**Muy (-)**	714	0,86	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	327	0,39	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	714	0,86	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	327	0,39	**Asy (+)**	1,47	14

q	1064							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
6	2	3,68	3,9	0,94	779	368	736	362

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
6	20	22	**Muy (-)**	1122	1,35	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	530	0,64	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	1061	1,28	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	522	0,63	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	1064	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
7	3	3,25	3,3	0,98	597	269	718	354

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
7	20	22	**Muy (-)**	1064	1,28	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	744	0,89	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	0	0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	0	0,00	**Asy (+)**	1,47	14

q	1064							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
8	1	3,45	4,5	0,77	830	428	559	157

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
8	20	22	**Muy (-)**	1051	1,26	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	542	0,65	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	708	0,85	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	199	0,24	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	1064	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
9	13	3,7	4,5	0,82	899	473	819	359

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
9	20	22	**Muy (-)**	1309	1,58	**Asy (-)**	1,58	16
	100	22	**Muy(+)**	689	0,83	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	1193	1,44	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	523	0,63	**Asy (+)**	1,47	14

q	1064							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
10	13	1,8	4,4	0,41	764	737	1278	733

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
10	20	22	**Muy (-)**	536	0,64	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	342	0,41	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	0	0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	0	0,00	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	1064	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
11	13	1,8	4,4	0,41	764	737	1278	733

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
11	20	22	**Muy (-)**	813	0,98	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	387	0,47	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**		0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**		0,00	**Asy (+)**	1,47	14

q	Losa Tipo							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
12	13	1,8	4,4	0,41	764	737	1278	733

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
12	20	22	**Muy (-)**	1030	1,24	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	260	0,31	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**		0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**		0,00	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	Losa Tipo	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
13	13	1,8	4,4	0,41	764	737	1278	733

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
13	20	22	**Muy (-)**	778	0,94	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	490	0,59	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	0	0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	0	0,00	**Asy (+)**	1,47	14

q	Losa Tipo							
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
14	13	2,35	3,05	0,77	0	1101	0	665

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
14	20	22	**Muy (-)**	0	0,00	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	647	0,78	**Asy (+)**	1,47	14
	20	22	**Mux(-)**	0	0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	391	0,47	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

q	Losa Tipo	Diseño de Losa						
Paño de Losa	**Losa Tipo**	**Lx**	**Ly**	**Lx/Ly**	**my (-)**	**my(+)**	**mx(-)**	**mx(+)**
15	13	3,6	4,5	0,80	0	1101	0	665

Paño de Losa	**b**	**d**	**Momentos**					**Ǿlong**
15	20	22	**Muy (-)**	0	0,00	**Asy (-)**	1,47	14
	100	22	**Muy(+)**	1518	1,83	**Asy (+)**	1,83	16
	20	22	**Mux(-)**	0	0,00	**Asx (-)**	1,47	14
	100	22	**Mux(+)**	917	1,10	**Asy (+)**	1,47	14

Donde, **b:** ancho del nervio/ancho loseta de compresión (cm), **d:** peralte efectivo (cm), **Mu:** momento último (Kg*m), **Lx:** longitud en el sentido x (m), **Ly:** longitud en el sentido y (m), ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **m**: coeficientes para el diseño de losas nervadas y **q:** carga distribuida uniforme (Kg/m^2).

Diseño de Columnas, Sistema Pórtico Resistente a Momento

Las longitudes de cada columna y detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo.

Miembro Estructural	Nombre	Ejes	Nivel	b (cm)	h (cm)	Ag (cm2)	Ølong	u	Øest	sep. (cm)	As Total (cm2)	Cuantía	Rec (cm)	Pu (Kg)
Columna	C1	A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3, A4, B4, C4 y D4	Del N- 1.50 al N+12,42	45	45	2025	16	12	10	10	24,12	1,19%	2,5	**259100**
Columna	C2	A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3, A4, B4, C4 y D4	Del N+12.42 al N+21,24	40	40	1600	14	12	10	8	18,46	1,15%	2,5	**203400**
Columna	C3	A'2', B'2', A'3' y B'3'	Del N- 1.50 al N+21,24	20	30 x 30	1000	14	8	10	8	12,31	1,23%	2,5	**128900**

Donde, **b:** es base, **h:** altura, **As**: área de acero de refuerzo longitudinal, **Ag**: área de hormigón, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, ***ϕest***: diámetro del estribo, **rec**: recubrimiento, **Pu**: carga axial de diseño máxima y **sep**: separación de los estribos.

Diseño de Vigas, Sistema Pórtico Resistente a Momento

Las longitudes de las vigas y detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo, el recubrimiento es de 2,5cm en todas las vigas.

							As Inferior					As Superior								
Miembro Estructural	**Nombre**	**Ejes**	**Nivel**	**b (cm)**	**h (cm)**	**Ag (cm2)**	**Ø long**	**u**	**Ø long**	**u**	**As (cm2)**	**Ø long**	**u**	**Ø long**	**u**	**As (cm2)**	**Ø est**	**M(+) (Kg/m)**	**M(-) (Kg/m)**	**Vu (Kg)**
Viga	35x45	Del A al D y del 1 al 4	Del N+3.24 al N+9.36	35	45	1575	14	2	16	1	5,09	14	2	16	1	5,09	10	1544	3024,2	4265,0
Viga	25x35	Del A al D y del 1 al 4	Del N+3.24 al N+18.53	25	35	875	14	2	0	0	3,08	14	2	0	0	3,08	10	0,00	623,8	958,9
Viga	25'x35'	Del A al D y del 1 al 4	Del N+3.24 al N+18.54	25	35	875	16	3	0	0	6,03	16	3	0	0	6,03	10	580,4	570,0	25,43
Viga	30x40	Del A al D y del 1 al 4	Del N+12.42 al N+18.54	30	40	1200	16	2	0	0	4,02	14	3	0	0	4,62	10	1196,8	2815,47	4089,00
Viga	20x40	Del A', B', 2' y 3'	Del N+3.24 al N+21.24	20	40	800	14	2	0	0	3,08	14	2	0	0	3,08	10	139,17	458,26	635,22

Donde, **b:** es base, **h:** altura, **As**: área de acero de refuerzo longitudinal, **Ag**: área de hormigón, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, ***ϕest***: diámetro del estribo, **M(+)**: momento último positivo, **M(-)**: momento último negativo y **Vu**: cortante último.

Diseño de Zapatas, Sistema Pórtico Resistente a Momento

Las dimensiones de las zapatas y los detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo, el recubrimiento es de 7,5cm en todas las zapatas. Y la carga admisible del suelo es de 1,68 kg/cm^2. El área de los plintos superaba al 25% del área de cimentación, por tal razón se diseñaron zapatas corridas a partir de los resultados que se presentan en la siguiente tabla, como se ve en los planos estructurales.

Miembro Estructural	Nombre	Ejes	Nivel	b (cm)	L (cm)	h (cm)	Ø long	u	Asx (cm2)	Ø long	u	Asy (cm2)	Mx (Kg*cm)	My (Kg*cm)	Pu (Kg)	ex	ey
Zapata	P1	A1, A2 y A3	N-1.50	170	170	40	14	10	15,39	14	10	15,39	60040	44100	47561,40	1,262	0,927
Zapata	P2	B1, C1, D1, B2, D2, B3, D3, A4, B4, C4 y D4	N-1.50	240	240	40	14	15	23,10	14	15	23,10	82000	90370	93959,50	0,873	0,962
Zapata	P3	C2 y C3	N-1.50	270	270	40	14	19	29,26	12	27	35,37	44040	18710	123421,90	0,357	0,152

Donde, **b:** es ancho, **L:** largo**, h:** altura, **As(x)**: área de acero de refuerzo longitudinal en x, **As(y)**: área de acero de refuerzo longitudinal en y, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **Pu**: carga axial de diseño máxima, **Mx**: momento último en x, **My**: momento último en y, **ex**: excentricidad en x y **ey**: excentricidad en y.

Diseño de Escalera, Sistema Pórtico Resistente a Momento y Muros de Corte.

Para el diseño de la escalera se tomó el criterio de una escalera autosoportante, empleando una losa maciza de 18 cm de espesor. Las dimensiones de la escalera y los detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo, los detalles del diseño se presentan a continuación.

Miembro Estructural	Nombre	Ejes	Nivel	L (cm)	b (cm)	e (cm)	rec (cm)	Ø long	u	As Total (cm2)	M_A (Kg*m)	M_B (Kg*m)	M_E (kg*m)	M_V (kg*m)	Vu (Kg)
Escalera	Escalera 1	Del A al B, del 1 al 2	Del N+0.00 al N+18.54	270	150	18	2,5	14	4	5,09	5130,34	5130,34	1576,24	1053,10	1149,54

Donde, **b:** es ancho, **L:** largo**, e:** espesor, **As**: área de acero de refuerzo longitudinal, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, M_A: momento último en el apoyo superior, M_B: momento último positivo, M_E: momento último en el apoyo E, M_V: momento último en el volado, y **Vu**: cortante último.

En la ilustración 3 se muestra un esquema de la escalera, y los puntos críticos analizados para el diseño.

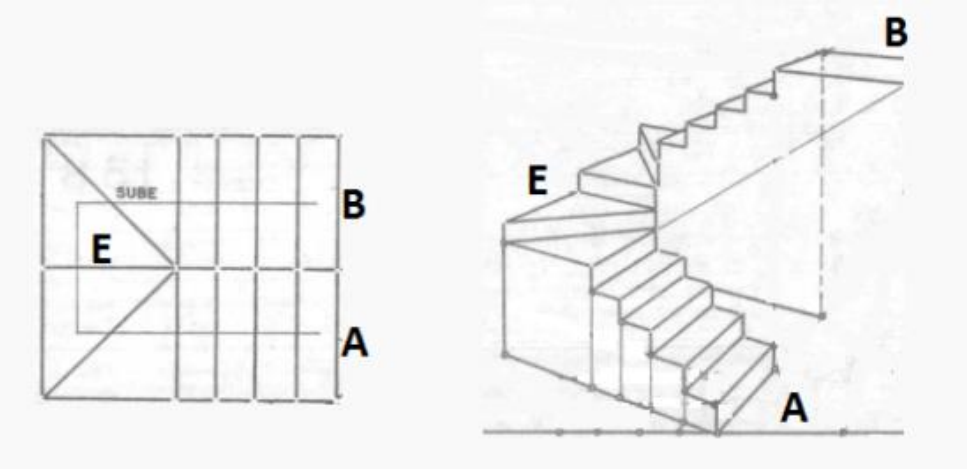


Ilustración 3. Esquema Escalera.

Diseño de Columnas, Sistema Muros de Corte.

Las longitudes de cada columna y detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo.

Miembro Estructural	Nombre	Ejes	Nivel	b (cm)	h (cm)	Ag (cm2)	Ø long	u	Ø est	sep. (cm)	As Total (cm2)	Cuantía	rec (cm)	Pu (Kg)
Columna	C2	A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3, A4, B4, C4 y D4	Del N- 1.50 al N+21,24	40	40	1600	14	12	10	8	18,46	1,15%	2,5	**203400**

Donde, **b:** es base, **h:** altura, **As**: área de acero de refuerzo longitudinal, **Ag**: área de hormigón, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, ***ϕest***: diámetro del estribo, **rec**: recubrimiento, **Pu**: carga axial de diseño máxima y **sep**: separación de los estribos.

Diseño de Vigas, Sistema Muros de Corte.

Las longitudes de las vigas y detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo, el recubrimiento es de 2,5cm en todas las vigas.

							As Inferior			As Superior						
Miembro Estructural	**Nombre**	**Ejes**	**Nivel**	**b (cm)**	**h (cm)**	**Ag (cm2)**	**Ø long**	**u**	**As (cm2)**	**Ø long**	**u**	**As (cm2)**	**Ø estri**	**M(+) (Kg*m)**	**M(-) (Kg*m)**	**Vu (Kg)**
Viga	25x30	Del A al D y del 1 al 4	Del N+3.24 al N+18.53	25	30	750	14	2	3,08	14	2	3,08	10	0	575,28	6257,60
Viga	35x40	Del A al D y del 1 al 4	Del N+3.24 al N+18.53	35	40	1400	14	3	4,62	14	3	4,62	10	886,50	2013,83	4382,58
Viga	Asc	Del A', B', 2' y 3'	N+21.24	25	30	750	14	2	3,08	14	2	3,08	10	0	575,28	6257,60

Donde, **b:** es base, **h:** altura, **As**: área de acero de refuerzo longitudinal, **Ag**: área de hormigón, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, ***ϕest***: diámetro del estribo, **M(+)**: momento último positivo, **M(-)**: momento último negativo y **Vu**: cortante último.

Diseño de Zapatas, Sistema Muros de Corte.

Las dimensiones de las zapatas y los detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo, el recubrimiento es de 7,5cm en todas las zapatas. Y la carga admisible del suelo es de 1,68 kg/cm^2. El área de los plintos superaba al 25% del área de cimentación, por tal razón se diseñaron zapatas corridas a partir de los resultados que se presentan en la siguiente tabla, como se ve en los planos estructurales.

Miembro Estructural	Nombre	Ejes	Nivel	b (cm)	L (cm)	h (cm)	Ø long	u	Asx (cm2)	Ø long	u	Asy (cm2)	Mx (Kg*cm)	My (Kg*cm)	Pu (Kg)	ex	ey
Zapata	P2	A1, A2, A3, A4, D1, D2, D3 y D4	N-1.50	150	150	30	14	15	12,32	14	15	12,32	29660	68810	34039,60	0,871	2,021
Zapata	P3	B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3 y C4	N-1.50	220	220	35	14	13	20,02	16	11	22,11	364740	40050	75059,10	4,859	0,534
Zapata	P4	A1, A2, A3, A4, B2, C2, C4, D1, D3 y D4	N-1.50	120	120	30	14	6	9,24	14	6	9,24	7570	13510	17856,10	0,424	0,757

Donde, **b:** es ancho, **L:** largo**, h:** altura, **As(x)**: área de acero de refuerzo longitudinal en x, **As(y)**: área de acero de refuerzo longitudinal en y, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, **Pu**: carga axial de diseño máxima, **Mx**: momento último en x, **My**: momento último en y, **ex**: excentricidad en x y **ey**: excentricidad en y.

Diseño de Muros de Corte, Sistema Muros de Corte.

Las dimensiones de muros de corte y los detalles de los armados del acero, se muestran en el siguiente anexo, el recubrimiento es de 2,5cm en todos los elementos.

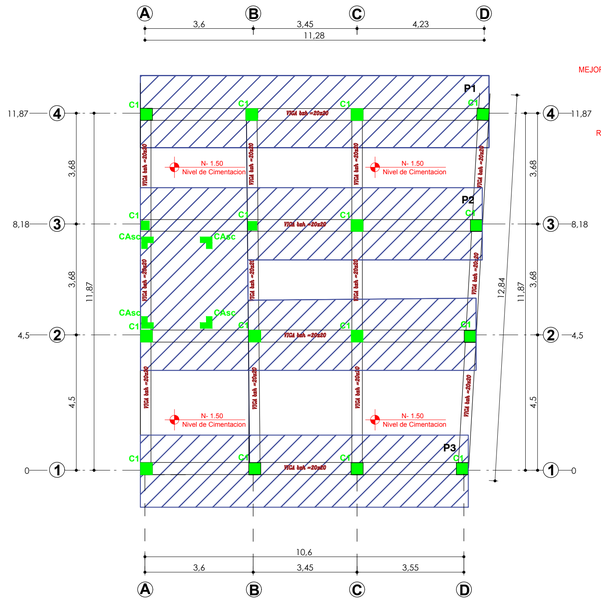
								As Flexión				As Corte Horizontal		As Corte Horizontal				
Miembro Estructural	**Nombre**	**Ejes**	**Nivel**	**hw (cm)**	**h (cm)**	**lw (cm)**	**Ag (cm2)**	**Ø long**	**u**	**As req (cm2)**	**As (cm2)**	**Ø est**	**sep (cm)**	**Ø est**	**sep (cm)**	**Nu (kg)**	**Mu (kg*m)**	**Vu (Kg)**
Muro de Corte 1	M1	A1	Del N-1.50 al N+18.53	1853	20	265	5300	18	**6**	14,13	**15,27**	10	31	10	30	49052,76	40970,812	11763,71
Muro de Corte 2	M1	D3	Del N-1.50 al N+18.53	1853	20	265	5300	18	**6**	14,13	**15,27**	10	31	10	30	11511,72	513107,28	5533,42
Muro de Corte 3	M1	C2	Del N-1.50 al N+18.53	1853	20	265	5300	18	**6**	14,13	**15,27**	10	31	10	30	72502,73	22843,2	16071,71
Muro de Corte 4	M2	D4	Del N-1.50 al N+18.53	1853	20	215	4300	16	**6**	11,47	**12,06**	10	31	10	30	9915,87	7497,435	2426,89
Muro de Corte 5	M3	B2	Del N-1.50 al N+18.53	1853	20	200	4000	16	**6**	10,67	**12,06**	10	31	10	30	45352,63	16442,22	6743,88
Muro de Corte 6	M4	C4	Del N-1.50 al N+18.53	1853	20	115	2300	14	**5**	6,75	**7,70**	10	28	10	30	14125,92	2317,8992	3535,75
Muro de Corte 7	M5	A2	Del N-1.50 al N+21.24	2124	20	150	3000	16	**4**	8,00	**8,04**	10	31	10	30	24083,36	7818,72	6310,47
Muro de orte 8	M5	A1	Del N-1.50 al N+21.24	2124	20	150	3000	16	**4**	8,00	**8,04**	10	31	10	30	18914,29	14243,04	5700,53

Donde, **h:** es espesor, **hw:** altura, **lw**: longitud horizontal de muro, **As**: área de acero de refuerzo longitudinal, **Ag**: área de hormigón, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, ***ϕest***: diámetro del estribo, **Nu**: carga axial de diseño máxima, **Mu**: momento último, **Vu**: Cortante último y **sep**: separación de los estribos.

								As Flexión				As Corte Horizontal		As Corte Horizontal				
Miembro Estructural	**Nombre**	**Ejes**	**Nivel**	**hw (cm)**	**h (cm)**	**lw (cm)**	**Ag (cm2)**	**Ø long**	**u**	**As req (cm2)**	**As (cm2)**	**Ø est**	**sep (cm)**	**Ø est**	**sep (cm)**	**Nu (kg)**	**Mu (kg*m)**	**Vu (Kg)**
Muro de Corte 9	M5	B2	Del N-1.50 al N+21.24	2124	20	150	3000	16	**4**	8,00	**8,04**	10	31	10	30	18914,29	14243,04	5700,53
Muro de Corte 10	M6	A3	Del N-1.50 al N+21.24	2124	20	100	2000	12	**5**	5,33	**5,65**	10	31	10	30	16398,56	8111,13	5515,86
Muro de Corte 11	M6	2'	Del N-1.50 al N+21.24	2124	20	100	2000	12	**5**	5,33	**5,65**	10	31	10	30	16900,38	9179,34	5172,56
Muro de Corte 12	M6	3'	Del N-1.50 al N+21.24	2124	20	100	2000	12	**5**	5,33	**5,65**	10	31	10	30	21273,1	942482,21	6522,09

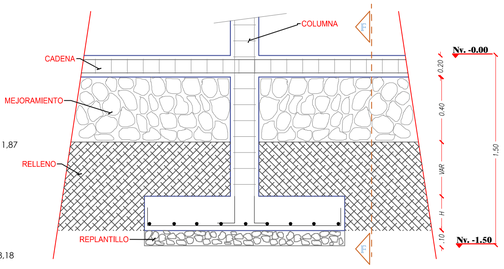
Donde, **h:** es espesor, **hw:** altura, **lw**: longitud horizontal de muro, **As req**: área de acero de refuerzo requerido, **As**: área de acero de refuerzo, **Ag**: área de hormigón, ***ϕlong***: diámetro longitudinal, ***ϕest***: diámetro del estribo, **Nu**: carga axial de diseño máxima, **Mu**: momento último, **Vu**: Cortante último y **sep**: separación de los estribos.

ANEXO 3
PLANOS ESTRUCTURALES



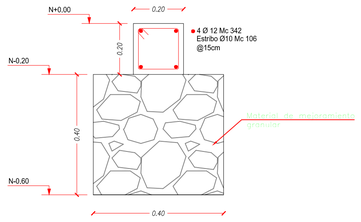
CIMENTACION - IMPLANTACION

ESCALA: HOR. 1:100



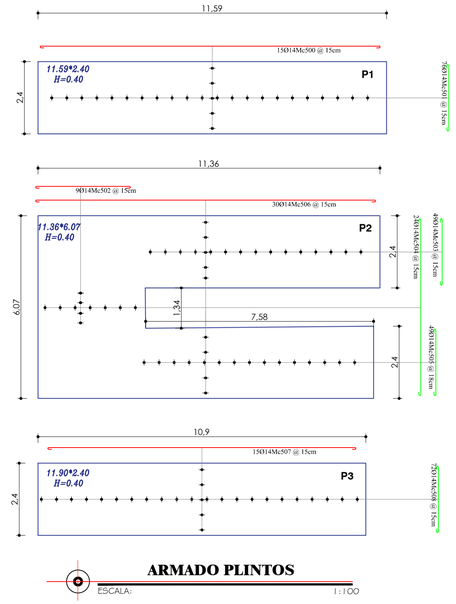
SECCION PLINTO

ESCALA: 1:IND



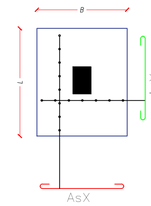
CORTE CADENA F-F

ESCALA: 1:IND



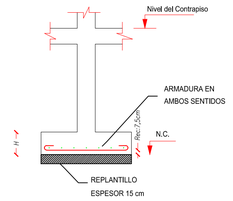
ARMADO PLINTOS

ESCALA: 1:100



PLINTO TIPO: PLANTA

ESCALA: S.E.



PLINTO TIPO: Elevación

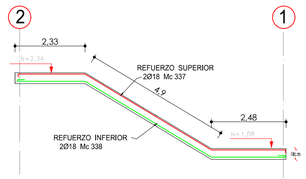
ESCALA: S.E.

PLANILLA DE HIERROS CIMENTACIONES									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES				DESARROLLO	
				a	b	c	g	PARCIAL	TOTAL
500	I	14	15	11,45	0,06			11,56	173,43
501	I	14	76	2,25	0,06			2,36	179,51
502	I	14	9	3,20	0,06			3,31	29,81
503	I	14	49	2,25	0,06			2,36	115,74
504	I	14	24	5,95	0,06			6,06	145,49
505	I	14	49	2,25	0,06			2,36	115,74
506	I	14	30	7,45	0,06			7,56	226,86
507	I	14	15	10,75	0,06			10,86	162,93
508	I	14	72	2,25	0,06			2,36	170,06
CADENAS									
108	I1	12	64	12				12,00	768
106	O	10	56	0,15	0,15		0,06	0,66	36,96
RESUMEN DE HIERROS CIMENTACIONES									
ø		m		kg/m				kg	
10		36,96		0,617				22,80	
12		768,00		0,888				681,98	
14		1319,57		1,208				1594,04	
								2298,83	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

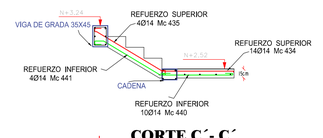
Capacidad portante del suelo	14,68 T/m2
Recubrimiento en cimentaciones	7 cm
Resistencia cilindrica del hormigon a la rotura	f'c = 210 Kg/cm2
Limite de fluencia del acero	fy = 4200 Kg/cm2
Hormigon de replantillo	f'c = 140 Kg/cm2

Para las juntas y traslapes se han seguido todas las normas del NEC-SE-DS-2015



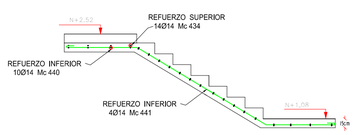
VIGA GRADA 0.25 x 0.18

ESCALA: HOR. 1:100 VER. 1:20



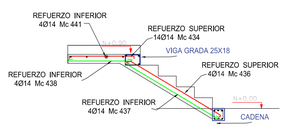
CORTE C´- C´

ESC: 1:50



CORTE B´- B´

ESC: 1:50

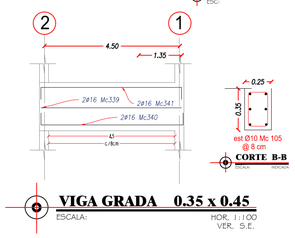


CORTE A´- A´

ESC: 1:50

UBICACION GRADA

ESC: 1:50

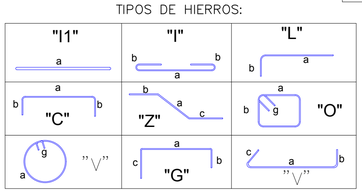


VIGA GRADA 0.35 x 0.45

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.

PLANILLA DE HIERROS ESCALERA									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES				DESARROLLO	
				a	b	c	g	PARCIAL	TOTAL
434	C	14	84	1,15	0,15			1,45	121,80
435	C	14	24	1,4	0,15			1,55	37,20
436	C	14	24	1,5	0,15			1,65	39,60
437	I	14	24	1,5	0,06			1,556	37,34
438	I	14	24	1,15	0,06			1,206	28,94
439	I	14	24	4,45	0,06			4,506	108,14
440	I	14	60	1,15	0,06			1,206	72,36
441	I	14	24	1,35	0,06			1,406	33,74
VIGAS GRADA									
337	Z	18	12	4,9	2,30	2,45	0,15	9,8	117,60
338	Z	18	12	4,9	2,30	2,45	0,15	9,8	117,60
339	C	16	12	4,45	0,20			4,65	55,80
340	I	16	12	4,45	0,06			4,514	54,17
341	C	16	12	4,45	0,20			4,65	55,80
ESTRIBOS									
104	O	10	960	0,2	0,13		0,06	0,72	691,20
105	O	10	448	0,2	0,3		0,06	1,06	470,64
RESUMEN DE HIERROS ESCALERA									
ø		m		kg/m				kg	
10		1161,84		0,617				716,86	
14		479,14		1,208				578,80	
16		165,77		1,578				261,58	
18		235,20		1,998				469,93	
								2027,16	

TIPOS DE HIERROS:



NOTAS
PARA REPLANTEO DE EJES REFERIRSE A PLANOS ARQUITECTONICOS

CUADRO DE COLUMNAS

ESC: 1:20

NOTA: Las longitudes de las varillas longitudinales en las columnas son globales y deberan traslaparse un metro en medio del piso y solo la mitad en el mismo sitio.

TIPO / NIVEL	C1 - C2 (C1 - D1, C2 - D2, A3 - B3 - C3 - D3, A4 - B4 - C4 - D4)	C1 - C2 (A1 - B1 - A2 - B2)	CAsc (A'2' - B'2' - A'3' - B'3')
Nv+21.24			
Nv+18.54	6Ø14 Mc204, 6Ø14 Mc205; 40 / 2.5 35 2.5; EØ10 Mc217 @ 10 cm; EØ10 Mc216 @ 10 cm; 12 Ø14	6Ø14 Mc206, 6Ø14 Mc207; 40 / 2.5 35 2.5; EØ10 Mc217 @ 10 cm; EØ10 Mc216 @ 10 cm; 12 Ø14	4Ø14 Mc212, 4Ø14 Mc213; 20 / 2.5 25 2.5; EØ10 Mc218 @ 8 cm; 8 Ø14
Nv+15.48			
Nv+12.42			
Nv+9.36	6Ø16 Mc202, 6Ø16 Mc203; 45 / 2.5 40 2.5; EØ10 Mc215 @ 10 cm; EØ10 Mc214 @ 10 cm; 12 Ø16	6Ø16 Mc202, 6Ø16 Mc203; 45 / 2.5 40 2.5; EØ10 Mc215 @ 10 cm; EØ10 Mc214 @ 10 cm; 12 Ø16	4Ø14 Mc210, 4Ø14 Mc211
Nv+6.30			
Nv+3.24			
Nv+0.00	6Ø16 Mc200, 6Ø16 Mc201	6Ø16 Mc200, 6Ø16 Mc201	4Ø14 Mc208, 4Ø14 Mc209
Nv-1.50			

PLANILLA DE HIERROS COLUMNAS									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES				DESARROLLO	
				a	b	c	g	PARCIAL	TOTAL
200	L	16	144	6,30	0,20			6,50	936,00
201	L	16	144	10,30	0,20			10,50	1512,00
202	I1	16	144	7,15	0,20			7,35	1058,40
203	I1	16	144	8,65	0,20			8,85	1274,40
204	L	14	144	5,90	0,20			6,10	878,40
205	L	14	144	2,50	0,20			2,70	388,80
206	L	14	48	8,30	0,20			8,50	408,00
207	L	14	48	5,20	0,20			5,40	259,20
208	L	14	32	6,30	0,20			6,50	208,00
209	L	14	32	10,30	0,20			10,50	336,00
210	I1	14	32	7,15	0,20			7,35	235,20
211	I1	14	32	8,65	0,20			8,85	283,20
212	L	14	32	8,30	0,20			8,50	272,00
213	L	14	32	5,20	0,20			5,40	172,80
ESTRIBOS									
214	O	10	2224	0,4	0,13		0,06	1,12	2490,88
215	O	8	2032	0,4	0,4		0,048	1,65	3348,74
216	O	10	1084	0,35	0,35		0,06	1,46	1582,64
217	O	8	990	0,35	0,12		0,048	0,99	978,12
218	O	10	4136	0,25	0,15		0,06	0,86	3556,96
RESUMEN DE HIERROS COLUMNAS									
ø		m		kg/m				kg	
8		4326,86		0,395				1709,11	
10		7630,48		0,617				4708,01	
14		3441,60		1,208				4157,45	
16		4780,80		1,578				7544,10	
								18118,67	

NOTAS
Todas las medidas estan dadas en metros a menos que se indique lo contrario
Las medidas indicadas en el plano prevalecen a la escala

DISEÑO ESTRUCTURAL
EDIFICACIÓN CON EL SISTEMA PORTICO RESISTENTE A MOMENTO

ESCALA : Las Indicadas

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

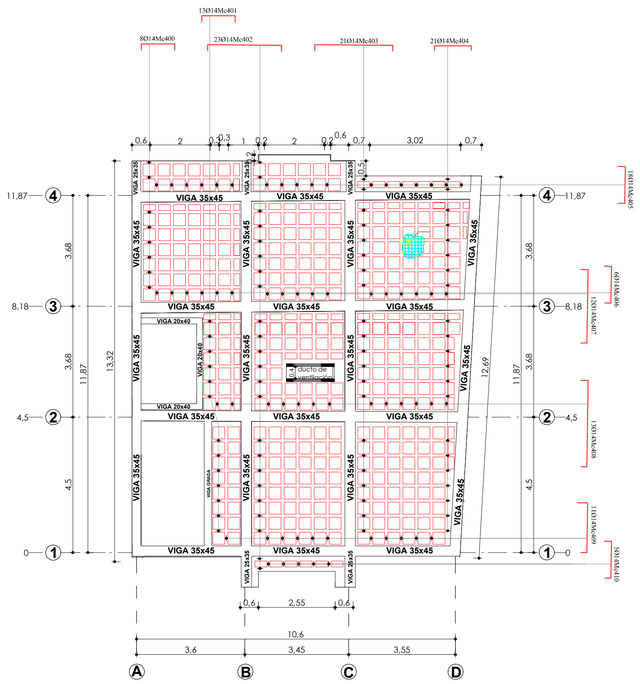
DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA
REVISIÓN: ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Phd

JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:
CIMENTACIÓN, ESCALERA, COLUMNAS
- ACERO DE REFUERZO

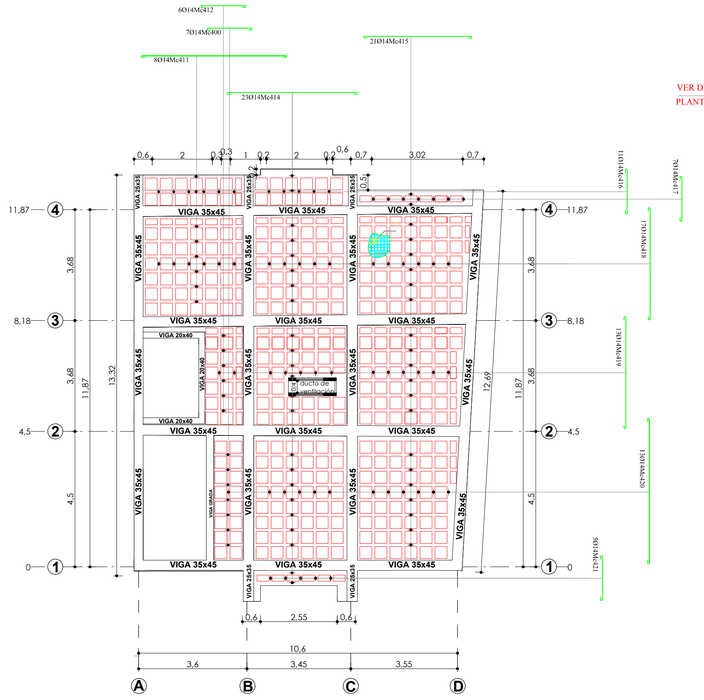
FECHA: JULIO DEL 2018

HOJA : 1/3



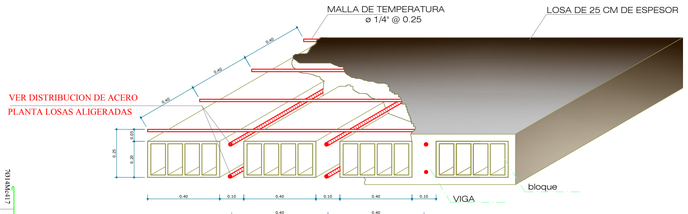
ACERO SUPERIOR LOSA NIVEL +3.24, 6.30 y 9.36

ESCALA: HOR. 1:100



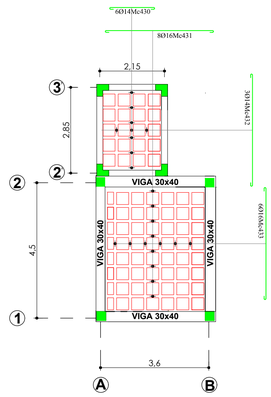
ACERO INFERIOR LOSA NIVEL +3.24, 6.30 y 9.36

ESCALA: HOR. 1:100



DETALLE DE ALIGERADO

ESCALA: HOR. 1:10



ACERO INFERIOR LOSAS CUBIERTA N+21.24

ESCALA: HOR. 1:100

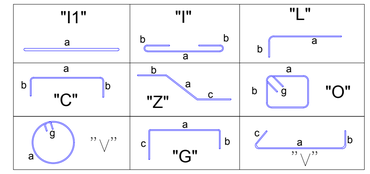
PLANILLA DE HIERROS LOSA

Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES a	b	c	g	DESARROLLO PARCIAL	TOTAL
400	C	14	40	1,15	0,20			1,55	62,00
401	C	14	65	0,6	0,20			1,00	65,00
402	C	14	115	2,5	0,20			2,90	333,50
403	C	14	105	2,5	0,20			2,90	304,50
404	C	14	105	1,25	0,20			1,65	173,25
405	C	14	90	2,9	0,20			3,30	297,00
406	C	14	30	1,25	0,20			1,65	49,50
407	C	14	60	2,5	0,20			2,90	174,00
408	C	14	65	2,7	0,20			3,10	201,50
409	C	14	55	1,35	0,20			1,75	96,25
410	C	14	25	0,975	0,20			1,38	34,38
411	I	14	40	3,55	0,07			3,68	147,20
412	I	14	30	1,4	0,07			1,53	45,90
413	I	14	35	1,15	0,07			1,28	44,80
414	I	14	115	3,4	0,07			3,53	405,95
415	I	14	105	4,15	0,07			4,28	449,40
416	I	14	55	1,05	0,07			1,18	64,90
417	I	14	35	0,45	0,07			0,58	20,30
418	I	14	85	3,65	0,07			3,78	321,30
419	I	14	65	3,65	0,07			3,78	245,70
420	I	14	65	4,45	0,07			4,58	297,7
421	I	14	25	0,95	0,07			1,08	27
422	C	14	8	1,15	0,20			1,55	12,4
423	C	14	6	0,75	0,20			1,15	6,9
424	C	14	8	1,15	0,20			1,55	12,4
425	C	14	6	0,75	0,20			1,15	6,9
426	C	14	3	0,75	0,20			1,15	3,45
427	C	14	3	0,75	0,20			1,15	3,45
428	C	14	6	1,35	0,20			1,75	10,5
429	C	14	6	1,35	0,20			1,75	10,5
430	I	14	6	2,1	0,07			2,23	13,38
431	I	16	8	3,55	0,07			3,68	29,44
432	I	14	3	2,8	0,07			2,93	8,79
433	I	16	6	4,45	0,07			4,58	27,48

RESUMEN DE HIERROS LOSA

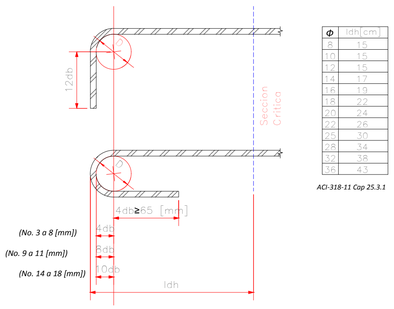
ø	m	kg/m	kg
14	3340,70	1,209	4775,18
16	56,92	1,578	89,82
			4865,00

TIPOS DE HIERROS:



DETALLES DE GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO

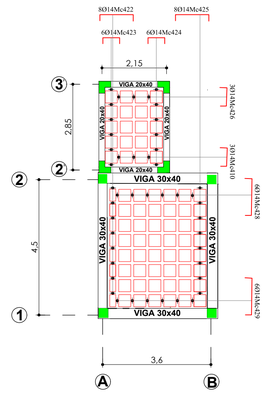
ESCALA: S/E



Φ	ldh cm
8	15
10	15
12	15
14	17
16	19
18	22
20	24
22	26
25	30
28	34
32	38
36	43

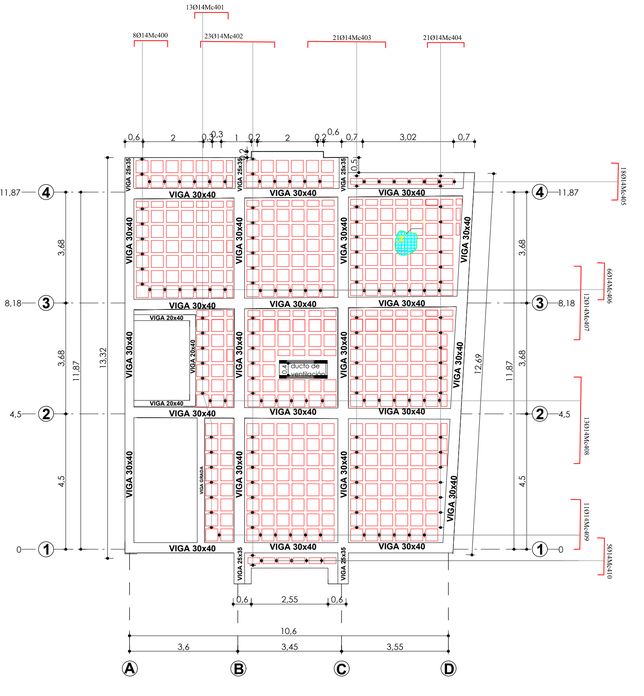
ACI-318-11 Cap 25.3.1

ACI-318-11 Cap25.4.3



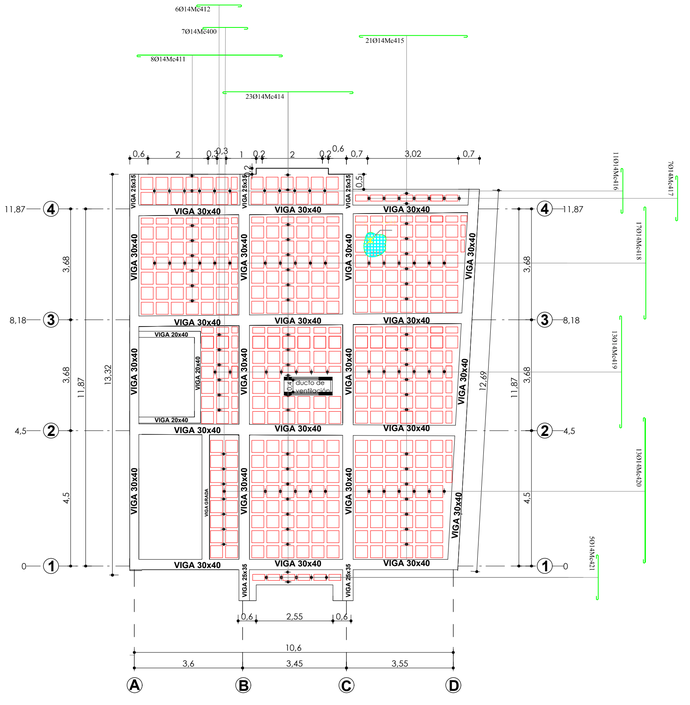
ACERO SUPERIOR LOSAS CUBIERTA N+21.24

ESCALA: HOR. 1:100



ACERO SUPERIOR LOSA NIVEL +12.42, 15.48 y 18.54

ESCALA: HOR. 1:100



ACERO INFERIOR LOSA NIVEL +12.42, 15.48 y 18.54

ESCALA: HOR. 1:100

NOTA 1

EN LA ZONA DE TRASLAPE LA DISTANCIA MAXIMA ENTRE ESTRIBOS SERA DE d/4 ACI-318-08 Cap. 4.2.8

NOTAS

Todas las medidas estan dadas en metros a menos que se indique lo contrario
Las medidas indicadas en el plano prevalecen a la escala

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Resistencia cilindrica del hormigon a la rotura f'c = 210 Kg/cm2
Limite de fluencia del acero fy = 4200 Kg/cm2
Hormigon de replantillo f'c = 140 Kg/cm2

Para las juntas y traslapes se han seguido todas las normas del NEC-SE-DS-2015

DISEÑO ESTRUCTURAL
EDIFICACIÓN CON EL SISTEMA PORTICO RESISTENTE A MOMENTO

ESCALA : Las Indicadas

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

DIGITALIZACION:	JUAN CARLOS MORA
DISEÑO:	JUAN CARLOS MORA
REVISIÓN:	ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Phd

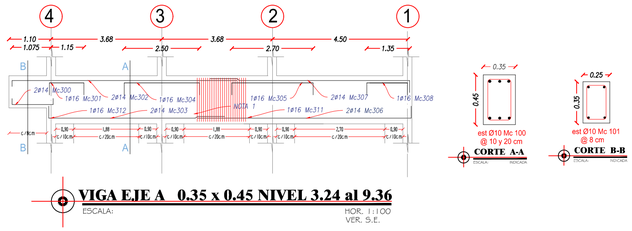
JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:

LOSAS NERVADAS
- ACERO DE REFUERZO

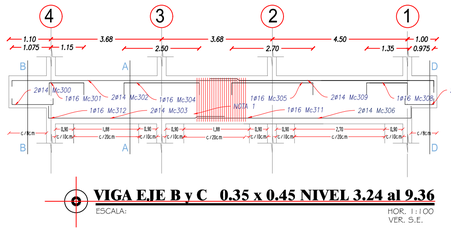
FECHA: JULIO DEL 2018

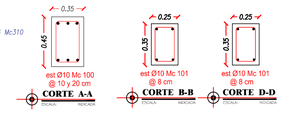
HOJA : 2/3



VIGA EJE A 0.35 x 0.45 NIVEL 3.24 al 9.36

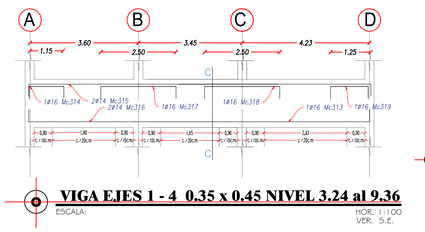
ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.

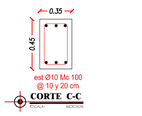




VIGA EJE B y C 0.35 x 0.45 NIVEL 3.24 al 9.36

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



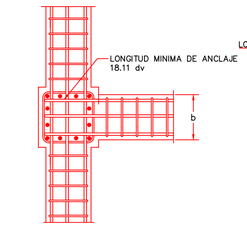


VIGA EJES 1 - 4 0.35 x 0.45 NIVEL 3.24 al 9.36

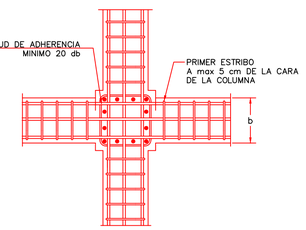
ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.

PLANILLA DE HIERROS VIGAS									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES a	b	c	g	DESARROLLO PARCIAL	TOTAL
300	I	14	36	1,08	0,07			1,21	43,38
301	C	16	32	1,15	0,20			1,55	49,60
302	I	14	24	7,5	0,07			7,63	183,12
303	I	14	32	5,3	0,20			5,70	182,40
304	C	16	16	2,5	0,20			2,90	46,40
305	C	16	16	2,7	0,20			3,10	49,60
306	I	14	24	7,1	0,07			7,23	173,52
307	C	14	8	6,1	0,20			6,50	52,00
308	C	16	16	1,35	0,20			1,75	28,00
309	C	14	16	6,9	0,20			7,30	116,80
310	I	14	24	0,98	0,07			1,11	26,64
311	I	16	16	7,1	0,07			7,23	115,68
312	I	16	16	5,3	0,07			5,43	86,88
313	I	16	16	11,35	0,07			11,48	183,68
314	C	14	16	1,15	0,20			1,55	24,80
315	C	14	32	11,35	0,20			11,75	376,00
316	I	14	32	11,35	0,07			11,48	367,36
317	C	14	16	2,5	0,20			2,90	46,40
318	C	14	16	2,5	0,20			2,90	46,40
319	C	14	16	1,25	0,20			1,65	26,40
320	C	14	16	1,15	0,20			1,55	24,80
321	I	16	16	5,3	0,20			5,70	91,20
322	C	14	8	2,5	0,20			2,90	23,20
323	I	16	12	7,1	0,20			7,50	90,00
324	C	14	8	2,7	0,20			3,10	24,80
325	C	14	4	6,1	0,20			6,50	26,00
326	C	14	8	1,35	0,20			1,75	14,00
327	C	14	8	6,9	0,20			7,30	58,40
328	I	16	16	11,35	0,20			11,75	188,00
329	C	14	8	1,15	0,07			1,28	10,24
330	C	14	8	2,5	0,07			2,63	21,04
331	C	14	8	2,5	0,07			2,63	21,04
332	C	14	8	1,25	0,07			1,38	11,04
333	C	14	28	2,15	0,07			2,28	63,84
334	I	14	28	2,15	0,20			2,55	71,40
335	C	14	28	2,85	0,07			2,98	83,44
336	I	14	28	2,85	0,20			3,25	91,00
342	C	14	8	6,2	0,20			6,60	52,80
343	C	14	8	6,95	0,20			7,35	58,80
344	I	14	8	7	0,20			7,40	59,20
345	I	16	4	7	0,07			7,13	28,52
346	C	14	4	3,55	0,20			3,95	15,80
347	I	16	4	3,55	0,07			3,68	14,72
348	C	14	2	1,25	0,20			1,65	3,30
349	C	14	2	1,35	0,20			1,75	3,50
350	C	14	4	4,45	0,20			4,85	19,40
351	I	16	4	4,45	0,07			4,58	18,32
ESTRIBOS									
100	O	10	4160	0,3	0,4		0,06	1,52	6323,20
101	O	10	276	0,2	0,3		0,06	1,12	309,12
102	O	10	2148	0,25	0,35		0,06	1,32	2828,76
103	O	10	469	0,15	0,35		0,06	1,12	525,28

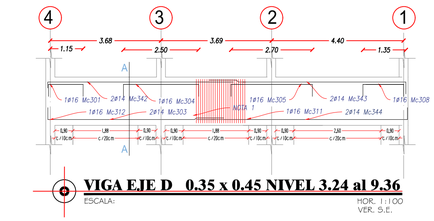
RESUMEN DE HIERROS VIGAS			
ø	m	kg/m	kg
10	9986,36	0,617	6161,58
14	2422,26	1,208	2926,09
16	990,60	1,578	1563,17
			10650,84

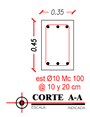


PLANTA



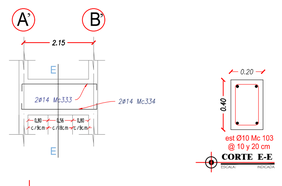
PLANTA





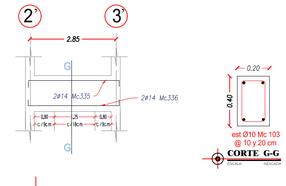
VIGA EJE D 0.35 x 0.45 NIVEL 3.24 al 9.36

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



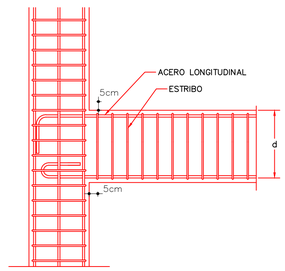
VIGA Asc EJE 2'-3' 0.20 x 0.40

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.

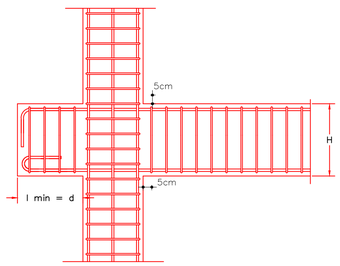


VIGA Asc EJE A´ y B´ 0.20 x 0.40

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



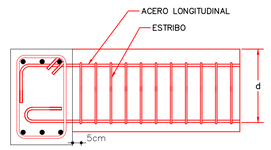
COL ESQ.



COL INTERNA

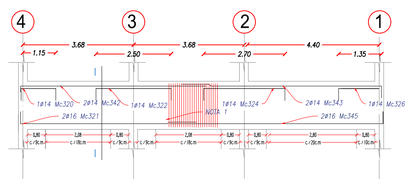
CONEXION VIGA-COLUMNA

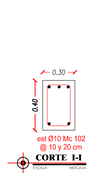
ESCALA: IND



CONEXION VIGA-VIGA

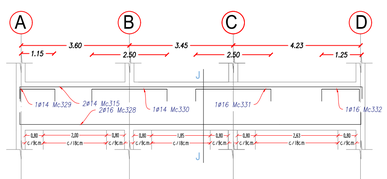
ESCALA: IND

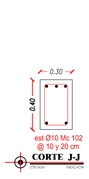




VIGA EJE D 0.30 x 0.40 NIVEL 12.42 al 18.54

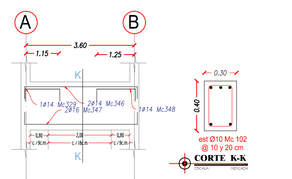
ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.





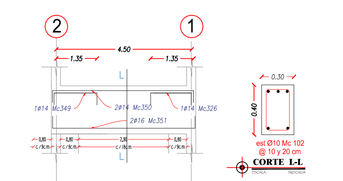
VIGA EJES 1 - 4 0.30 x 0.40 NIVEL 12.42 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



VIGA EJE 1 y 2 0.30 x 0.40 NIVEL 21.24

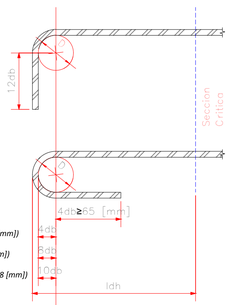
ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



VIGA EJE A y B 0.30 x 0.40 NIVEL 21.24

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.

DETALLES DE GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO



ACI-318-11 Cap25.4.3

Φ	ldh [cm]
8	15
10	15
12	15
14	17
16	19
18	22
20	24
22	26
25	30
28	34
32	38
36	43

ACI-318-11 Cap 25.3.1

NOTAS
Todas las medidas estan dadas en metros a menos que se indique lo contrario
Las medidas indicadas en el plano prevalecen a la escala

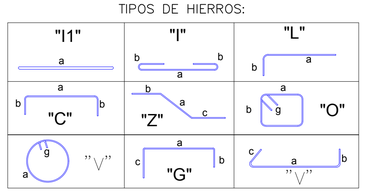
ESPECIFICACIONES TECNICAS

Resistencia cilindrica del hormigon a la rotura	f'c = 210 Kg/cm2
Limite de fluencia del acero	fy = 4200 Kg/cm2
Hormigon de replantillo	f'c = 140 Kg/cm2

Para las juntas y traslapes se han seguido todas las normas del NEC-SE-DS-2015

NOTA 1
EN LA ZONA DE TRASLAPE LA DISTANCIA MAXIMA ENTRE ESTRIBOS SERA DE d/4 — ACI-318-14 Cap 18.6.3.3

TIPOS DE HIERROS:



DISEÑO ESTRUCTURAL
EDIFICACIÓN CON EL SISTEMA PORTICO RESISTENTE A MOMENTO

ESCALA : Las Indicadas

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

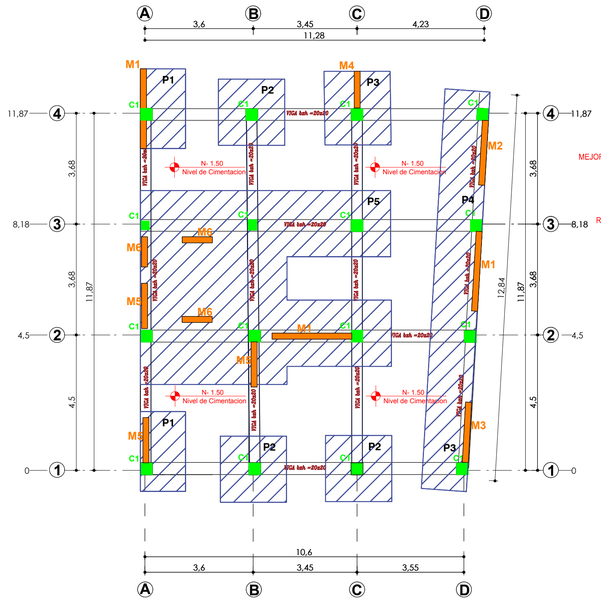
DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA
REVISIÓN: ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Phd

JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:
VIGAS
- ACERO DE REFUERZO

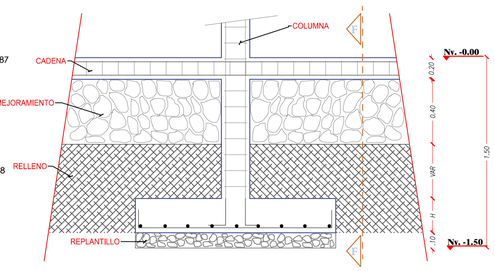
FECHA: JULIO DEL 2018

HOJA : 3/3



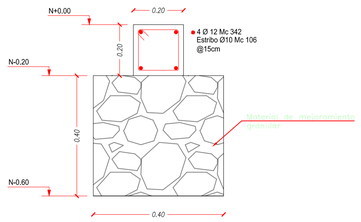
CIMENTACION - IMPLANTACION

ESCALA: HOR. 1:100



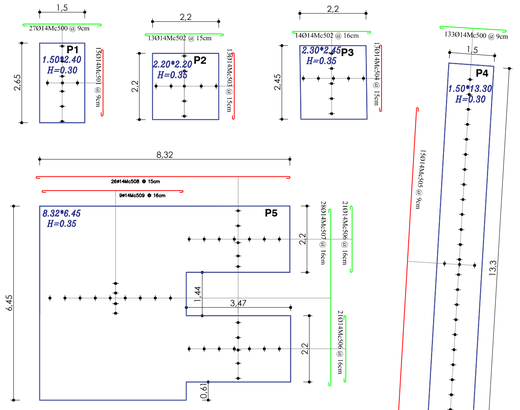
SECCION PLINTO

ESCALA: 1:IND



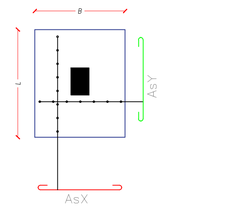
CORTE CADENA F-F

ESCALA: 1:IND



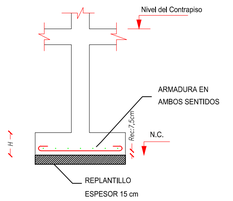
ARMADO PLINTOS

ESCALA: 1:100



PLINTO TIPO: PLANTA

ESCALA: S.E.



PLINTO TIPO: Elevación

ESCALA: S.E.

PLANILLA DE HIERROS CIMENTACIONES

Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES a	b	c	g	DESARROLLO PARCIAL	TOTAL
500	I	14	187	1,34	0,06			1,45	271,52
501	I	14	39	2,50	0,06			2,61	101,87
502	I	14	53	2,05	0,06			2,16	114,59
503	I	14	39	2,05	0,06			2,16	84,32
504	I	14	13	2,30	0,06			2,41	31,36
505	I	14	15	13,15	0,06			13,26	198,93
506	I	14	42	2,05	0,06			2,16	90,80
507	I	14	28	6,30	0,06			6,41	179,54
508	I	14	26	8,15	0,06			8,26	214,81
509	I	14	9	4,80	0,06			4,91	44,21
CADENAS									
108	I1	12	64	12				12,00	768
106	O	10	56	0,15	0,15	0,06		0,72	40,32

RESUMEN DE HIERROS CIMENTACIONES

ø	m	kg/m	kg
10	40,32	0,617	24,88
12	768,00	0,888	681,98
14	1331,94	1,208	1608,99
			2315,85

PLANILLA DE HIERROS MUROS DE CORTE

Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES a	b	c	g	DESARROLLO PARCIAL	TOTAL
600	L	18	18	6,30	0,20			6,50	117,00
601	L	18	18	10,30	0,20			10,50	189,00
602	I1	18	18	7,15	0,20			7,35	132,30
603	I1	18	18	8,65	0,20			8,85	159,30
604	L	18	18	5,90	0,20			6,10	109,80
605	L	18	18	2,50	0,20			2,70	48,60
606	L	10	60	6,30	0,20			6,50	390,00
607	L	10	60	10,30	0,20			10,50	630,00
608	I1	10	60	7,15	0,20			7,35	441,00
609	I1	10	60	8,65	0,20			8,85	531,00
610	L	10	39	5,90	0,20			6,10	237,90
611	L	10	39	2,50	0,20			2,70	105,30
612	L	16	12	6,30	0,20			6,50	78,00
613	L	16	12	10,30	0,20			10,50	126,00
614	I1	16	12	7,15	0,20			7,35	88,20
615	I1	16	12	8,65	0,20			8,85	106,20
616	L	16	12	5,90	0,20			6,10	73,20
617	L	16	12	2,50	0,20			2,70	32,40
618	L	14	5	6,30	0,20			6,50	32,50
619	L	14	5	10,30	0,20			10,50	52,50
620	I1	14	5	7,15	0,20			7,35	36,75
621	I1	14	5	8,65	0,20			8,85	44,25
622	L	14	5	5,90	0,20			6,10	30,50
623	L	14	5	2,50	0,20			2,70	13,50
624	L	16	12	6,30	0,20			6,50	78,00
625	L	16	12	10,30	0,20			10,50	126,00
626	I1	16	12	7,15	0,20			7,35	88,20
627	I1	16	12	8,65	0,20			8,85	106,20
628	L	16	12	8,30	0,20			8,50	102,00
629	L	16	12	5,20	0,20			5,40	64,80
630	L	12	15	6,30	0,20			6,50	97,50
631	L	12	15	10,30	0,20			10,50	157,50
632	I1	12	15	7,15	0,20			7,35	110,25
633	I1	12	15	8,65	0,20			8,85	132,75
634	L	12	15	8,30	0,20			8,50	127,50
635	L	12	15	5,20	0,20			5,40	81,00
636	L	10	21	8,30	0,20			8,50	178,50
637	L	10	21	5,20	0,20			5,40	113,40
ESTRIBOS									
700	O	10	201	0,15	2,60	0,06		5,56	1117,56
701	O	10	67	0,15	2,10	0,06		4,56	305,52
702	O	10	67	0,15	1,95	0,06		4,26	285,42
703	O	10	80	0,15	1,10	0,06		2,56	204,80
704	O	10	231	0,15	1,45	0,06		3,26	753,06
705	O	10	231	0,15	0,95	0,06		2,26	522,06

RESUMEN DE HIERROS MUROS DE CORTE

ø	m	kg/m	kg
10	5523,62	0,617	3408,07
12	706,50	0,888	627,37
14	210,00	1,208	253,68
16	1069,20	1,578	1687,20
18	756,00	1,998	1510,49
			3197,69

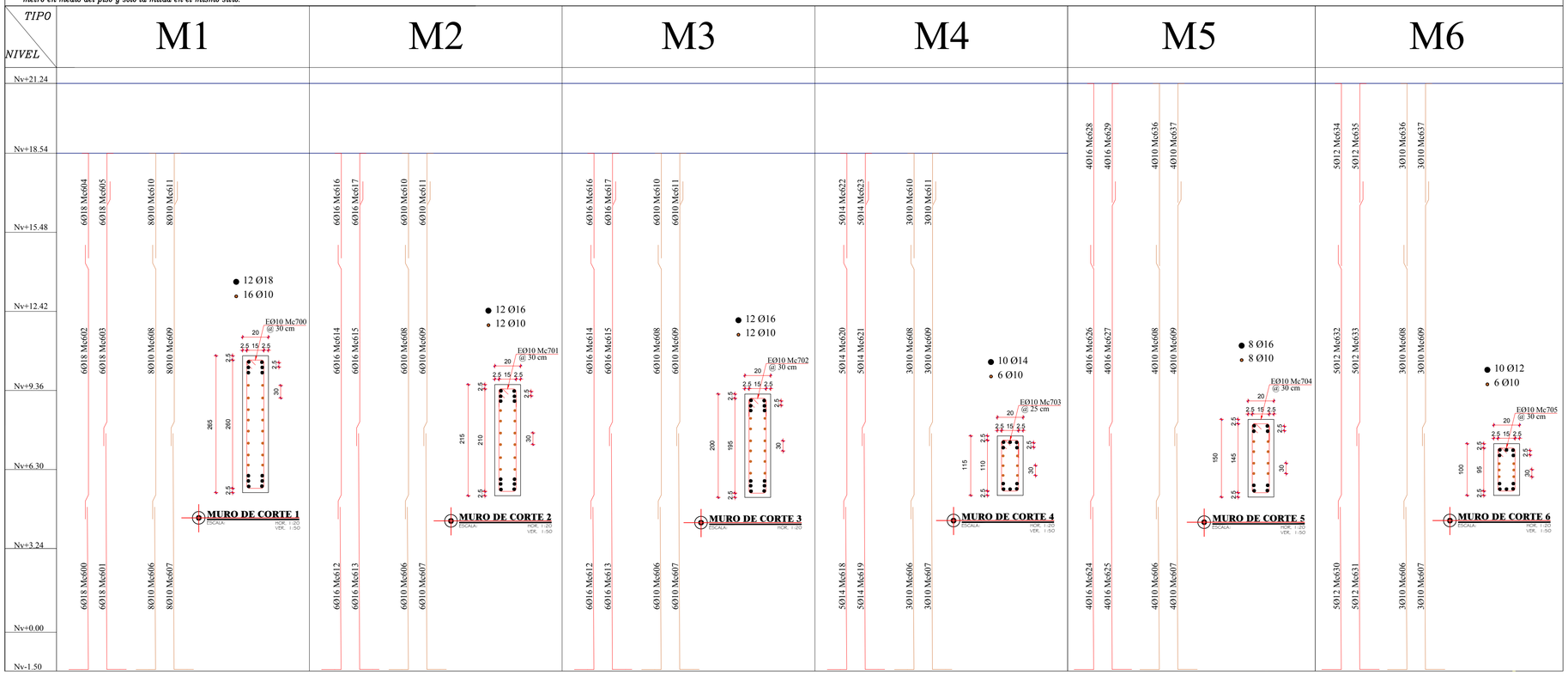
ESPECIFICACIONES TECNICAS

Capacidad portante del suelo **14,68 T/m2**
Recubrimiento en cimentaciones **7 cm**
Resistencia cilindrica del hormigon a la rotura **f'c = 210 Kg/cm2**
Limite de fluencia del acero **fy = 4200 Kg/cm2**
Hormigon de replantillo **f'c = 140 Kg/cm2**

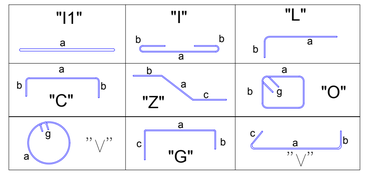
Para las juntas y traslapes se han seguido todas las normas del NEC-SE-DS-2015

CUADRO DE MUROS DE CORTE

NOTA: Las longitudes de las varillas longitudinales en los muros de corte son globales y deberan traslaparse un metro en medio del piso y solo la mitad en el mismo sitio.



TIPOS DE HIERROS:



NOTAS
PARA REPLANTEO DE EJES REFERIRSE A PLANOS ARQUITECTONICOS

NOTAS
Todas las medidas estan dadas en metros a menos que se indique lo contrario
Las medidas indicadas en el plano prevalecen a la escala

DISEÑO ESTRUCTURAL
EDIFICACIÓN CON EL SISTEMA MUROS DE CORTE

ESCALA : Las Indicadas

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

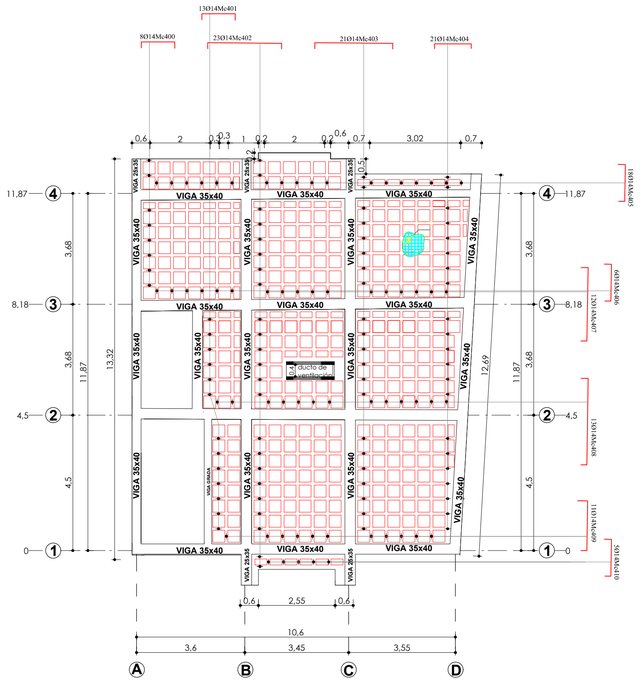
DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA
REVISIÓN: ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Phd

JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:
CIMENTACIÓN, MUROS DE CORTE
- ACERO DE REFUERZO

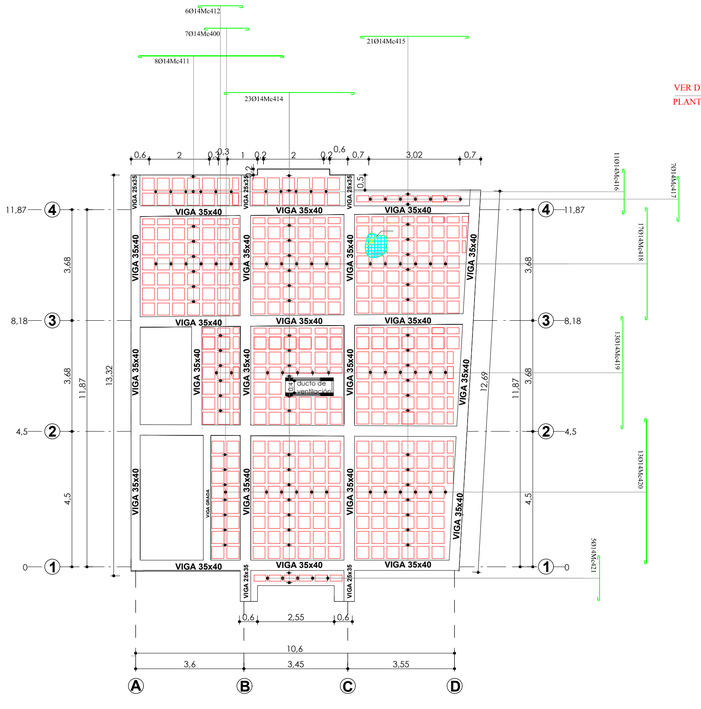
FECHA: JULIO DEL 2018

HOJA : 1/3



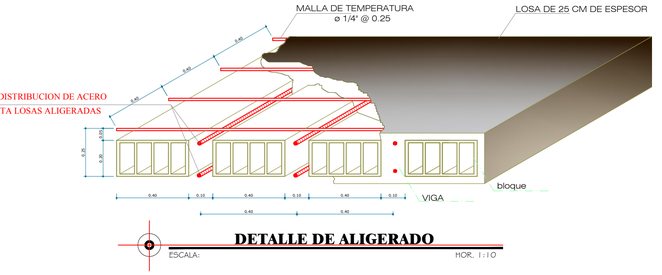
ACERO SUPERIOR LOSA NIVEL +3.24 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100



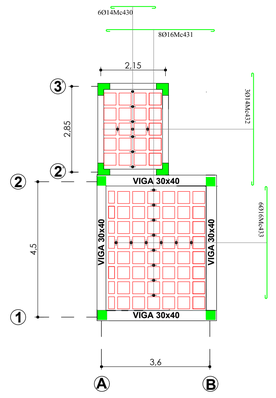
ACERO INFERIOR LOSA NIVEL +3.24 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100



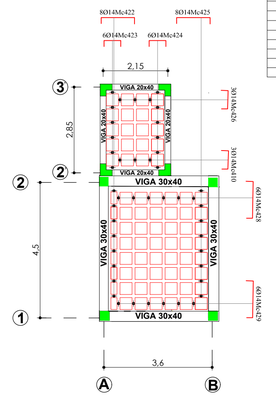
DETALLE DE ALIGERADO

ESCALA: HOR. 1:10



ACERO INFERIOR LOSAS CUBIERTA N+21.24

ESCALA: HOR. 1:100

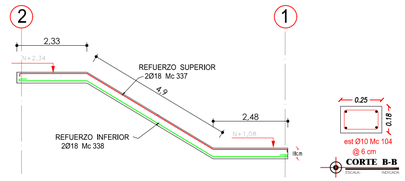


ACERO SUPERIOR LOSAS CUBIERTA N+21.24

ESCALA: HOR. 1:100

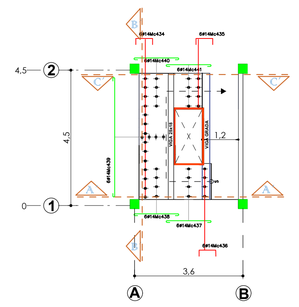
PLANILLA DE HIERROS LOSA									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES				DESARROLLO	
				a	b	c	g	PARCIAL	TOTAL
400	C	14	40	1,15	0,20			1,55	62,00
401	C	14	65	0,6	0,20			1,00	65,00
402	C	14	115	2,5	0,20			2,90	333,50
403	C	14	105	2,5	0,20			2,90	304,50
404	C	14	105	1,25	0,20			1,65	173,25
405	C	14	90	2,9	0,20			3,30	297,00
406	C	14	30	1,25	0,20			1,65	49,50
407	C	14	60	2,5	0,20			2,90	174,00
408	C	14	65	2,7	0,20			3,10	201,50
409	C	14	55	1,35	0,20			1,75	96,25
410	C	14	25	0,975	0,20			1,38	34,38
411	I	14	40	3,55	0,07			3,68	147,20
412	I	14	30	1,4	0,07			1,53	45,90
413	I	14	35	1,15	0,07			1,28	44,80
414	I	14	115	3,4	0,07			3,53	405,95
415	I	14	105	4,15	0,07			4,28	449,40
416	I	14	55	1,05	0,07			1,18	64,90
417	I	14	35	0,45	0,07			0,58	20,30
418	I	14	85	3,65	0,07			3,78	321,30
419	I	14	65	3,65	0,07			3,78	245,70
420	I	14	65	4,45	0,07			4,58	297,7
421	I	14	25	0,95	0,07			1,08	27
422	C	14	8	1,15	0,20			1,55	12,4
423	C	14	6	0,75	0,20			1,15	6,9
424	C	14	8	1,15	0,20			1,55	12,4
425	C	14	6	0,75	0,20			1,15	6,9
426	C	14	3	0,75	0,20			1,15	3,45
427	C	14	3	0,75	0,20			1,15	3,45
428	C	14	6	1,35	0,20			1,75	10,5
429	C	14	6	1,35	0,20			1,75	10,5
430	I	14	6	2,1	0,07			2,23	13,38
431	I	16	8	3,55	0,07			3,68	29,44
432	I	14	3	2,8	0,07			2,93	8,79
433	I	16	6	4,45	0,07			4,58	27,48

RESUMEN DE HIERROS LOSA			
ø	m	kg/m	kg
14	3949,70	1,209	4775,18
16	56,92	1,578	89,82
			4865,00



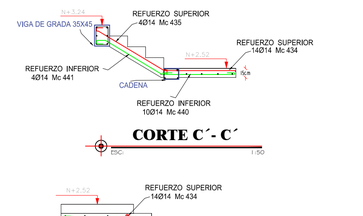
VIGA GRADA 0.25 x 0.18

ESCALA: HOR. 1:100 VER. 1:20



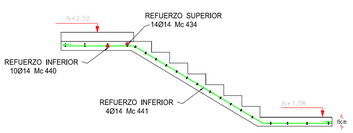
UBICACION GRADA

ESC 1:50



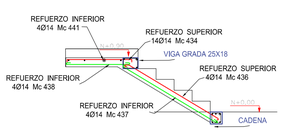
CORTE C´- C´

ESC 1:50



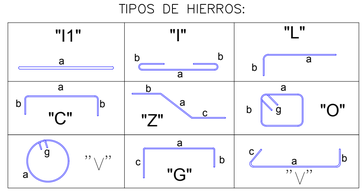
CORTE B´- B´

ESC 1:50



CORTE A´- A´

ESC 1:50



PLANILLA DE HIERROS COLUMNAS									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES				DESARROLLO	
				a	b	c	g	PARCIAL	TOTAL
200	L	14	144	6,30	0,20			6,92	996,00
201	L	14	144	10,30	0,30			10,50	1512,00
202	TI	14	144	7,15	0,30			7,35	1058,40
203	TI	14	144	8,65	0,20			8,85	1274,40
204	L	14	144	5,90	0,20			6,10	878,40
205	L	14	144	2,50	0,30			2,70	388,80
206	L	14	48	8,30	0,20			8,50	408,00
207	L	14	48	5,20	0,30			5,40	259,20
ESTRIBOS									
216	O	10	13516	0,35	0,35	0,06		1,46	19733,36
217	O	8	24366	0,35	0,12	0,048	0,99	24073,01

RESUMEN DE HIERROS COLUMNAS			
ø	m	kg/m	kg
8	24073,01	0,395	9509,08
10	19733,36	0,617	12175,48
14	6715,30	1,308	8111,96
			29796,52

PLANILLA DE HIERROS ESCALERA									
Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES				DESARROLLO	
				a	b	c	g	PARCIAL	TOTAL
434	C	14	84	1,35	0,15			1,65	121,00
435	C	14	24	1,4	0,15			1,55	37,20
436	C	14	24	1,5	0,15			1,65	39,60
437	I	14	24	1,5	0,06			1,556	37,34
438	I	14	24	1,15	0,06			1,206	28,94
439	I	14	24	4,45	0,06			4,506	108,14
440	I	14	60	1,15	0,06			1,206	72,36
441	I	14	24	1,35	0,06			1,406	33,74
VIGAS GRADA									
337	Z	18	12	4,5	2,80	2,45	0,15	9,8	117,60
338	Z	18	12	4,9	2,30	2,45	0,15	9,8	117,60
339	C	16	12	4,45	0,20			4,65	55,80
340	I	16	12	4,45	0,06			4,514	54,17
341	C	16	12	4,45	0,20			4,65	55,80
ESTRIBOS									
104	O	10	960	0,2	0,13	0,06	0,72	691,20
105	O	10	444	0,2	0,1	0,06	1,06	470,64

RESUMEN DE HIERROS ESCALERA			
ø	m	kg/m	kg
10	1161,84	0,617	716,86
14	479,14	1,208	578,80
16	365,77	1,578	265,58
18	235,20	1,998	469,99
			2027,16

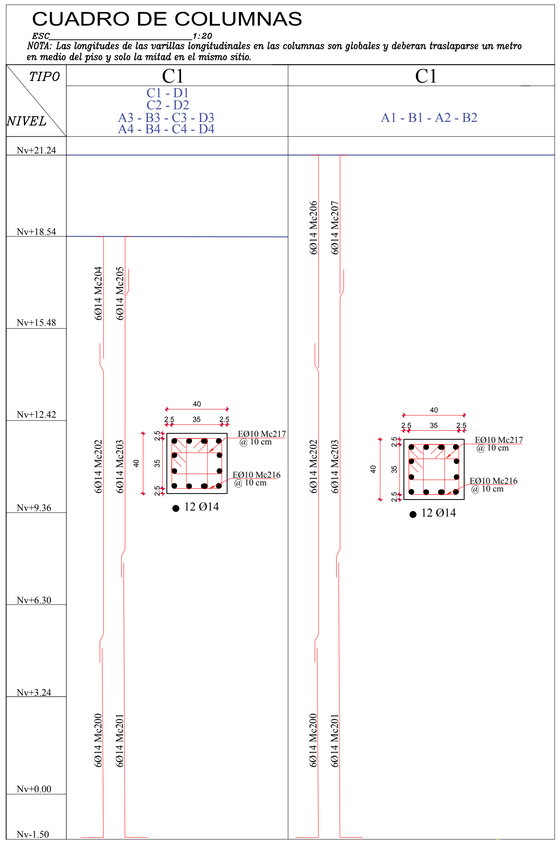
NOTAS

Todas las medidas estan dadas en metros a menos que se indique lo contrario
Las medidas indicadas en el plano prevalecen a la escala

CUADRO DE COLUMNAS

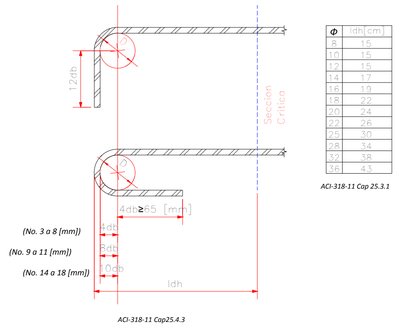
ESC_____1:20

NOTA: Las longitudes de las varillas longitudinales en las columnas son globales y deberan traslaparse un metro en medio del piso y solo la mitad en el mismo sitio.



DETALLES DE GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO

ESCALA S/E



ACI-318-11 Cap25.4.3

Φ	ldh [cm]
8	15
10	15
12	15
14	17
16	19
18	22
20	24
22	26
25	30
28	34
32	38
36	43

ACI-318-11 Cap 25.3.1

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Resistencia cilindrica del hormigon a la rotura **f'c = 210 Kg/cm2**
Limite de fluencia del acero **fy = 4200 Kg/cm2**
Hormigon de replantillo **f'c = 140 Kg/cm2**

Para las juntas y traslapes se han seguido todas las normas del NEC-SE-DS-2015

DISEÑO ESTRUCTURAL
EDIFICACIÓN CON EL SISTEMA MUROS DE CORTE

ESCALA : Las Indicadas

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA
REVISIÓN: ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Phd

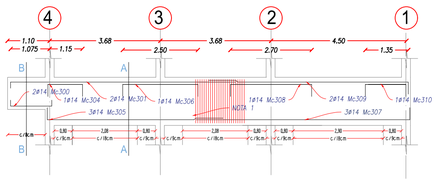
JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:

LOSAS NERVADAS, ESCALERA, COLUMNAS - ACERO DE REFUERZO

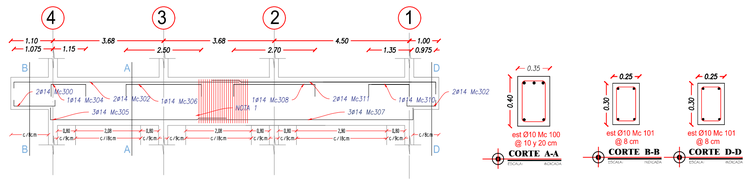
FECHA: JULIO DEL 2018

HOJA : 2/3



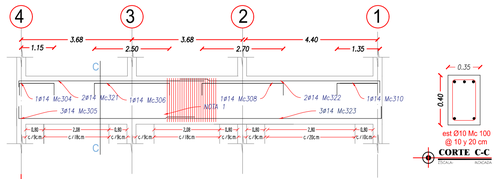
VIGA EJE A 0.35 x 0.40 NIVEL 3.24 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



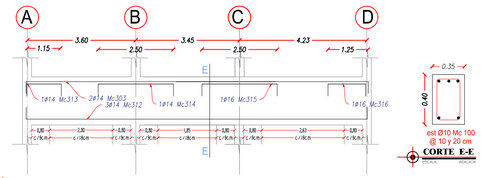
VIGA EJE B y C 0.35 x 0.40 NIVEL 3.24 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



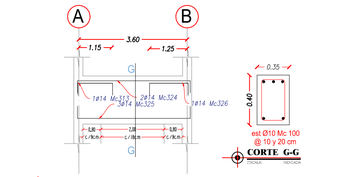
VIGA EJE D 0.35 x 0.40 NIVEL 3.24 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



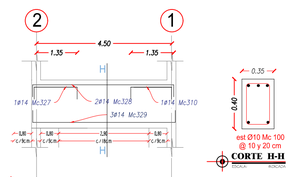
VIGA EJES 1 - 4 0.35 x 0.40 NIVEL 3.24 al 18.54

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



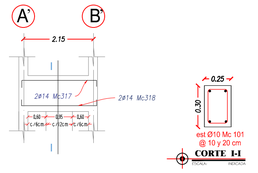
VIGA EJE 1 y 2 0.35 x 0.40 NIVEL 21.24

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



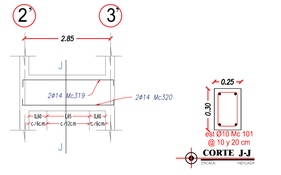
VIGA EJE A y B 0.35 x 0.40 NIVEL 21.24

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



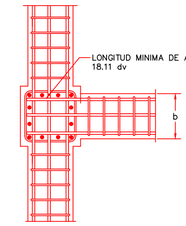
VIGA Asc EJE 2'-3' 0.25 x 0.30

ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.

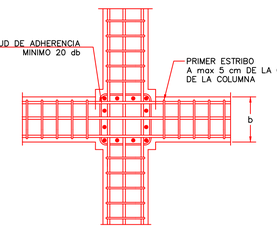


VIGA Asc EJE A´ y B´ 0.25 x 0.30

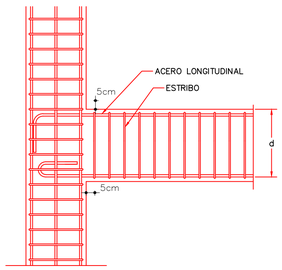
ESCALA: HOR. 1:100 VER. S.E.



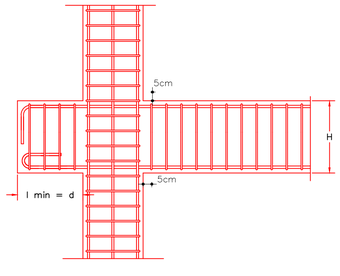
PLANTA



PLANTA



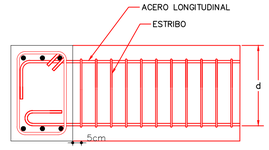
COL ESQ.



COL INTERNA

CONEXION VIGA-COLUMNA

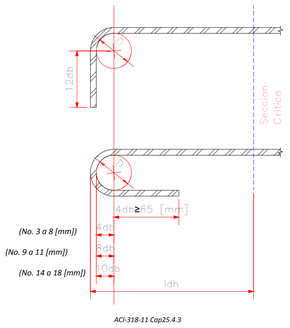
ESCALA: IND



CONEXION VIGA-VIGA

ESCALA: IND

DETALLES DE GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO



ACI-318-11 Cap25.4.3

Φ	ldh (cm)
8	15
10	15
12	15
14	17
16	19
18	22
20	24
22	26
25	30
28	34
32	38
36	43

ACI-318-11 Cap 25.3.1

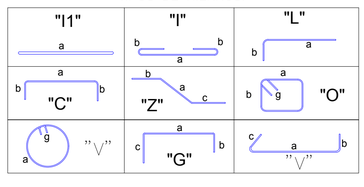
PLANILLA DE HIERROS VIGAS

Mc	Tipo	ø	Num	DIMENSIONES a	b	c	g	DESARROLLO PARCIAL	TOTAL
300	I	14	36	1,08	0,07			1,21	43,38
301	L	14	36	7,5	0,07			7,63	274,68
302	L	14	24	0,98	0,07			1,11	26,64
303	C	14	48	11,35	0,20			11,75	564,00
304	C	14	24	1,15	0,20			1,55	37,20
305	I	14	72	5,3	0,20			5,70	410,40
306	C	14	24	2,5	0,20			2,90	69,60
307	I	14	54	7,1	0,20			7,50	405,00
308	C	14	24	2,7	0,20			3,10	74,40
309	L	14	36	6,1	0,20			6,50	234,00
310	C	14	26	1,35	0,20			1,75	45,50
311	L	14	24	6,9	0,20			7,30	175,20
312	I	14	72	11,35	0,20			11,75	846,00
313	C	14	26	1,15	0,07			1,28	33,28
314	C	14	24	2,5	0,07			2,63	63,12
315	C	14	24	2,5	0,07			2,63	63,12
316	C	14	24	1,25	0,07			1,38	33,12
317	C	14	4	2,15	0,07			2,28	9,12
318	I	14	4	2,15	0,20			2,55	10,20
319	C	14	4	2,85	0,07			2,98	11,92
320	I	14	4	2,85	0,20			3,25	13,00
321	L	14	12	6,2	0,20			6,60	79,20
322	L	14	12	6,95	0,20			7,35	88,20
323	I	14	18	7	0,07			7,13	128,34
324	C	14	4	3,55	0,20			3,95	15,80
325	I	14	6	3,55	0,07			3,68	22,08
326	C	14	2	1,25	0,20			1,65	3,30
327	C	14	2	1,35	0,20			1,75	3,50
328	C	14	4	4,45	0,20			4,85	19,40
329	I	14	6	4,45	0,07			4,58	27,48
ESTRIBOS									
100	O	10	3186	0,3	0,35		0,06	1,42	4524,12
101	O	10	550	0,2	0,25		0,06	1,02	561,00

RESUMEN DE HIERROS VIGAS

ø	m	kg/m	kg
10	5085,12	0,617	3137,52
14	3830,18	1,208	4626,86
			7764,38

TIPOS DE HIERROS:



NOTAS
Todas las medidas estan dadas en metros a menos que se indique lo contrario
Las medidas indicadas en el plano prevalecen a la escala

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Resistencia cilindrica del hormigon a la rotura	f'c = 210 Kg/cm2
Limite de fluencia del acero	fy = 4200 Kg/cm2
Hormigon de replantillo	f'c = 140 Kg/cm2

Para las juntas y traslapes se han seguido todas las normas del NEC-SE-DS-2015

NOTA 1

EN LA ZONA DE TRASLAPE LA DISTANCIA MAXIMA ENTRE ESTRIBOS SERA DE d/4 — **ACI-318-14 Cap 18.6.3.3**

DISEÑO ESTRUCTURAL
EDIFICACIÓN CON EL SISTEMA MUROS DE CORTE

ESCALA : Las Indicadas

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
SEDE AZOGUES

DIGITALIZACION: JUAN CARLOS MORA
DISEÑO: JUAN CARLOS MORA
REVISIÓN: ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Phd

JUAN CARLOS MORA C.

CONTIENE:
VIGAS
- ACERO DE REFUERZO

FECHA: JULIO DEL 2018

HOJA : 3/3

ANEXO 4

RUBROS

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 1
Código: 507007
Descrip.: HORMIGON PREMEZCLADO f"c=210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	6,0000	0,20	0,5000	0,60
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	0,5000	0,88
					Subtotal de Equipo:	1,48

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201029	Hormigón Premezclado f"c=210 kg	m3	1,0000	92,25		92,25
					Subtotal de Materiales:	92,25

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
301001	Transporte de Hormigón	m3	1,0000	13,19	1,0000	13,19
					Subtotal de Transporte:	13,19

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		6,0000	3,51	0,5000	10,53
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	0,5000	1,78
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	0,5000	1,87
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	0,5000	1,76
					Subtotal de Mano de Obra:	15,94

Costo Directo Total: 122,86

COSTOS INDIRECTOS

20 % 24,57

Precio Unitario Total 147,43

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 2
Código: 507009
Descrip.: HORMIGON SIMPLE EN CADENAS, fc= 210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,2000	0,24
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	1,2000	4,36
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	1,2000	2,10
					Subtotal de Equipo:	6,70

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	360,0000	0,14		50,40
201008	Ripio	m3	0,7500	19,64		14,73
201010	Arena	m3	0,6000	19,64		11,78
201011	Agua	m3	0,2200	0,41		0,09
					Subtotal de Materiales:	77,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		8,0000	3,51	1,2000	33,70
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	1,2000	4,26
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	1,2000	4,49
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	1,2000	4,21
					Subtotal de Mano de Obra:	46,66

Costo Directo Total: 130,36

COSTOS INDIRECTOS

20 % 26,07

Precio Unitario Total 156,43

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 3
Código: 507010
Descrip.: HORMIGON SIMPLE EN COLUMNAS, fc= 210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,5000	0,30
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	1,5000	5,45
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	1,5000	2,63
					Subtotal de Equipo:	8,38

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	360,0000	0,14		50,40
201008	Ripio	m3	0,7500	19,64		14,73
201010	Arena	m3	0,6000	19,64		11,78
201011	Agua	m3	0,2200	0,41		0,09
					Subtotal de Materiales:	77,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		8,0000	3,51	1,5000	42,12
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	1,5000	5,33
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	1,5000	5,61
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	1,5000	5,27
					Subtotal de Mano de Obra:	58,33

Costo Directo Total: 143,71

COSTOS INDIRECTOS

20 % 28,74

Precio Unitario Total 172,45

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 4
Código: 507011
Descrip.: HORMIGON SIMPLE EN VIGAS, fc= 210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,7000	0,34
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	1,7000	6,17
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	1,7000	2,98
					Subtotal de Equipo:	9,49

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	360,0000	0,14		50,40
201008	Ripio	m3	0,7500	19,64		14,73
201010	Arena	m3	0,6000	19,64		11,78
201011	Agua	m3	0,2200	0,41		0,09
					Subtotal de Materiales:	77,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		8,0000	3,51	1,7000	47,74
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	1,7000	6,04
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	1,7000	6,36
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	1,7000	5,97
					Subtotal de Mano de Obra:	66,11

Costo Directo Total: 152,60

COSTOS INDIRECTOS

20 % 30,52

Precio Unitario Total 183,12

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 5
Código: 507012
Descrip.: LOSA ALIVIANADA fc= 210kg/cm2, e = 25 cm.
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	0,2500	0,05
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	0,1100	0,40
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	0,1100	0,19
					Subtotal de Equipo:	0,64

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	47,5000	0,14		6,65
201008	Ripio	m3	0,0913	19,64		1,79
201010	Arena	m3	0,0788	19,64		1,55
201011	Agua	m3	0,0325	0,41		0,01
201022	Bloque alivianado e=20cm	u	8,0000	0,67		5,36
					Subtotal de Materiales:	15,36

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		9,0000	3,51	0,1000	3,16
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	0,2500	0,89
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	0,2500	0,94
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	0,2500	0,88
					Subtotal de Mano de Obra:	5,87

Costo Directo Total: 21,87

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4,37

Precio Unitario Total 26,25

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 6
Código: 508001
Descrip.: ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2
Unidad: Kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	0,0900	0,02
					Subtotal de Equipo:	0,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201023	Alambre de amarre	kg	0,0520	0,71		0,04
201031	Hierro corrug. estruc.fy=4200	kg	1,0500	0,88		0,92
					Subtotal de Materiales:	0,96

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	0,0300	0,11
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	0,0600	0,21
409001	C1 Maestro de estructura mayor con certificado o títu		1,0000	3,93	0,0150	0,06
					Subtotal de Mano de Obra:	0,38

Costo Directo Total: 1,36

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,27

Precio Unitario Total 1,63

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 7
Código: 501009
Descrip.: REPLANTEO Y NIVELACION
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	0,0200	0,00
101002	Equipo de topografía	HORA	1,0000	4,00	0,0200	0,08
					Subtotal de Equipo:	0,08

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201002	Clavos	kg	0,0300	1,61		0,05
201007	Albalux	kg	0,0100	0,22		0,00
201004	Tabla de encofrado	u	0,1000	2,23		0,22
201005	Tira eucalipto 4cm*5cm	u	0,0600	1,10		0,07
					Subtotal de Materiales:	0,34

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		1,0000	3,51	0,0200	0,07
405001	C1 Topografo 2		1,0000	3,93	0,0200	0,08
					Subtotal de Mano de Obra:	0,15

Costo Directo Total: 0,57

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,11

Precio Unitario Total 0,68

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 8
Código: 502013
Descrip.: EXCAVACION MECANICA EN TERRENO SIN CLAS. h = 0 a 2m en seco
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	0,0700	0,01
101003	Retroexcavadora	HORA	1,0000	24,00	0,0700	1,68
					Subtotal de Equipo:	1,69

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
					Subtotal de Materiales:	0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	C1 Operador Grupo 1		1,0000	3,93	0,0700	0,28
410001	C3 Sin título Ayudante Maquinaria		1,0000	3,55	0,0700	0,25
					Subtotal de Mano de Obra:	0,53

Costo Directo Total: 2,22

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,44

Precio Unitario Total 2,66

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 9
Código: 503001
Descrip.: COMPACTACION DE TERRENOS
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	0,0500	0,01
101010	Compactador	HORA	1,0000	4,40	0,2500	1,10
					Subtotal de Equipo:	1,11

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
					Subtotal de Materiales:	0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	0,2500	0,89
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	0,0500	0,19
					Subtotal de Mano de Obra:	1,08

Costo Directo Total: 2,19

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,44

Precio Unitario Total 2,63

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 10
Código: 503002
Descrip.: RELLENO COMPACTADO CON MAT. CLASIF. OBRA
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,2000	0,24
101010	Compactador	HORA	1,0000	4,40	0,4000	1,76
					Subtotal de Equipo:	2,00

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
					Subtotal de Materiales:	0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		1,0000	3,51	0,8000	2,81
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	0,3000	1,07
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	0,1500	0,56
					Subtotal de Mano de Obra:	4,44

Costo Directo Total: 6,44

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1,29

Precio Unitario Total 7,73

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 11
Código: 503003
Descrip.: RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE MEJORAMIENTO
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,0000	0,20
101010	Compactador	HORA	1,0000	4,40	0,2500	1,10
					Subtotal de Equipo:	1,30

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201018	Material de mejoramiento	m3	1,3000	10,00		13,00
					Subtotal de Materiales:	13,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		1,0000	3,51	0,7500	2,63
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	0,2500	0,89
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	0,1500	0,56
					Subtotal de Mano de Obra:	4,08

Costo Directo Total: 18,38

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3,68

Precio Unitario Total 22,06

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 12
Código: 507008
Descrip.: HORMIGON SIMPLE EN ZAPATAS, fc= 210 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,0000	0,20
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	1,0000	3,63
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	1,0000	1,75
					Subtotal de Equipo:	5,58

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	360,0000	0,14		50,40
201008	Ripio	m3	0,7500	19,64		14,73
201010	Arena	m3	0,6000	19,64		11,78
201011	Agua	m3	0,2200	0,41		0,09
					Subtotal de Materiales:	77,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		8,0000	3,51	1,0000	28,08
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	1,0000	3,55
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	1,0000	3,74
402002	E2 Ayudante de albañil		1,0000	3,51	1,0000	3,51
					Subtotal de Mano de Obra:	38,88

Costo Directo Total: 121,46

COSTOS INDIRECTOS

20 % 24,29

Precio Unitario Total 145,75

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 13
Código: 501006
Descrip.: DESBROCE Y LIMPIEZA
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	0,0900	0,02
					Subtotal de Equipo:	0,02

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
					Subtotal de Materiales:	0,00

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		1,0000	3,51	0,0900	0,32
404001	C2 Maestro de obra		1,0000	3,74	0,0450	0,17
					Subtotal de Mano de Obra:	0,49

Costo Directo Total: 0,51

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0,10

Precio Unitario Total 0,61

Análisis de Precios Unitarios

02-jul-18

Item: 14
Código: 507017
Descrip.: REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE, e = 15 cm f`c=180 Kg / cm2
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	1,0000	0,20	1,2000	0,24
101015	Concretera	HORA	1,0000	3,63	1,0000	3,63
101016	Vibrador	HORA	1,0000	1,75	1,0000	1,75
					Subtotal de Equipo:	5,62

Materiales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201009	Cemento Portland	kg	48,0000	0,14		6,72
201008	Ripio	m3	0,1110	19,64		2,18
201010	Arena	m3	0,0825	19,64		1,62
201011	Agua	m3	0,0255	0,41		0,01
					Subtotal de Materiales:	10,53

Transporte

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
					Subtotal de Transporte:	0,00

Mano de Obra

Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402001	E2 Peón		6,0000	3,51	1,2000	25,27
401001	D2 Albañil		1,0000	3,55	1,2000	4,26
					Subtotal de Mano de Obra:	29,53

Costo Directo Total: 45,68

COSTOS INDIRECTOS

20 % 9,14

Precio Unitario Total 54,82

ANEXO 5

ESTUDIO DE SUELOS

UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

Estudio de Suelos

CONTENIDO

1. ANTECEDENTES.
2. OBJETIVOS.
3. ALCANCE.
4. UBICACIÓN.
5. DATOS GENERALES.
6. UBICACIÓN GEOLÓGICA.
7. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO (MUESTREO Y ENSAYOS).
8. NIVEL FREÁTICO.
9. CONTEXTO GEOLOGICO.
10. RIESGOS POR MOVIMIENTO DE MASAS DE TIERRA.
11. PERFILES ESTRATIGRAFICOS.
    Geología Regional.
    Geología Local.
12. TOMA DE MUESTRAS.
13. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE.
14. ANALISIS POR ASENTAMIENTOS INMEDIATOS.
15. NORMATIVA APLICADA.
16. CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES.
17. ANEXOS.

1. ANTECEDENTES

El Ecuador, por su situación geográfica, sísmica y geológica, está expuesto a varios fenómenos naturales que se vuelven destructivos en las actividades de desarrollo, y en especial en la planificación y utilización adecuada del territorio, fundamentalmente en los procesos constructivos que represente movimiento de tierras.

El presente proyecto se enmarca en el ámbito de la construcción privada, ya que en el sitio seleccionado, se pretende la implantación de un proyecto estructural conformado por elementos de hormigón armado, bajo la cual se determinará los parámetros básicos (ángulo de fricción y cohesión) del suelo para el futuro dimensionamiento de la cimentación, así como la determinación de los posibles asentamientos diferenciales o totales, considerando una estructura resistente.

Los resultados que se establecen en el informe, han sido obtenidas basándose en trabajos de campo y laboratorio, éstos han tenido como finalidad el de alcanzar un adecuado conocimiento de la zona en estudio, desde los puntos de vista: geológico y de mecánica de los suelos, enfocándose a través de la primera disciplina: la litología, sus condiciones estructurales y estabilidad de los depósitos y formaciones existentes, con la finalidad de definir sus rasgos físicos, establecer si éstos constituyen áreas vulnerables y emitir las acciones de mitigación que sean pertinentes.

Desde el punto de vista de la mecánica de los suelos, han sido analizadas las características que presentan los suelos que servirán de apoyo a las cimentaciones, orientadas a la determinación de las presiones admisibles para sus diseños, de tal manera que se garanticen con los esfuerzos generados, condiciones de seguridad con respecto a posibles fallas por corte y que las deformaciones a producirse por efectos de asentamientos sean de magnitudes tolerables.

2. OBJETIVOS

El objetivo principal de esta investigación es determinar las características del terreno, para luego definir el tipo de muro y/o cimentación apropiada, con la finalidad de emitir recomendaciones que garanticen la estabilidad del proyecto.

3. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

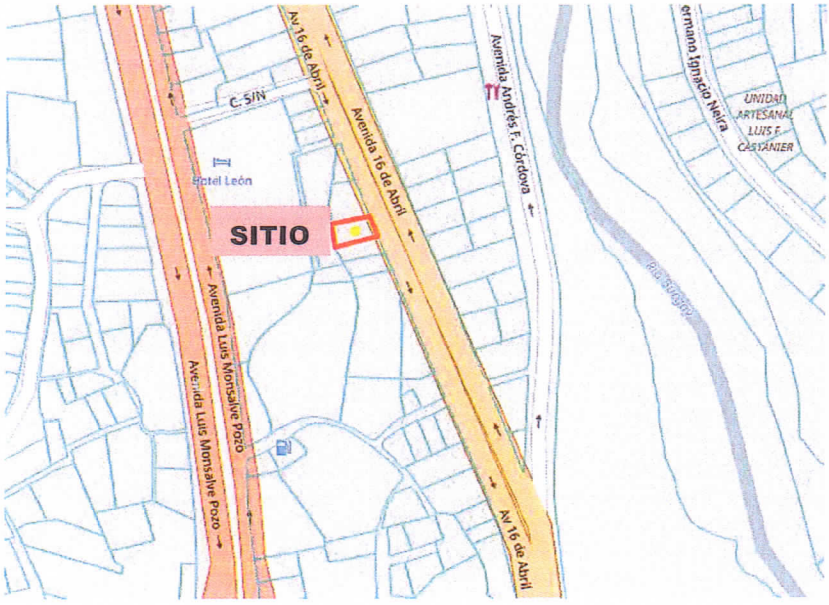
Dentro de los alcances del estudio se incluyen las siguientes actividades:

- Obtener información sobre las condiciones estratigráficas del sitio.
- Determinar las propiedades mecánicas de los suelos (granulometría, resistencia, compresibilidad, etc.).
- Establecer la profundidad de las aguas freáticas.
- Utilizar la información anterior para determinar el tipo de cimentación apropiada y las características de la misma (profundidad, capacidad portante, etc.).
- Determinar el comportamiento del sistema suelo-estructura (asentamientos, problemas potenciales) y los métodos constructivos más adecuados.

4. UBICACIÓN.

Av. 16 de Abril y Andrés F. Córdova

5010303030050000

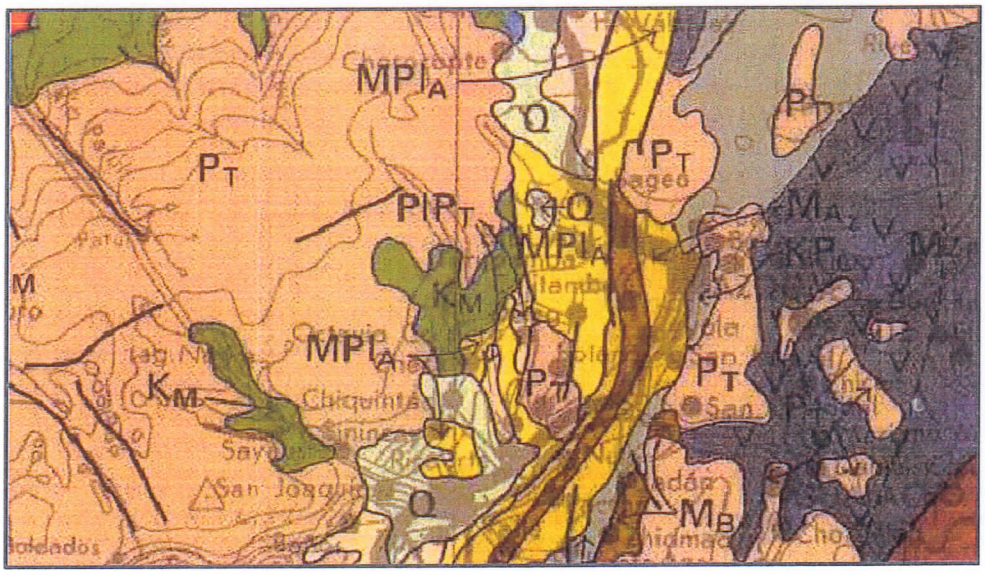


5. DATOS GENERALES.

COORDENADAS (WGS84):

PROPIETARIO:	ANGEL RODRIGO MENDEZ
SOLICITANTE:	ARQ. ENRIQUE QUINTEROS
UBICACIÓN P.C.A. SITIO:	0738989.00 m.
	8696116.00 m.

6. UBICACIÓN GEOLÓGICA.



FUENTE: MAPA SUELOS DEL ECUADOR

7. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO (MUESTREO Y ENSAYOS):

Al tomar en cuenta que el comportamiento de la estructura, está relacionada con las propiedades físicas y la resistencia de los suelos del lecho natural, para la obtención de la información geotécnica básica, se ha procedido a la exploración del subsuelo mediante la excavación de un pozo a cielo abierto, con una profundidad variable.

Con las diferentes muestras obtenidas se han realizado ensayos con fines clasificatorios y de capacidad portante del suelo, cuya finalidad ha sido la de permitir la identificación de los diferentes tipos de suelos presentes en las zonas del proyecto.

Carasterístocas generales de los pozos

Pozo	Profundidad	Ubicación	Coordenadas UTM WGS84
P.C.A. 1	4.00	Centro del predio	0738989.00 m 9696116.00 m

En el proceso de excavación se realizó la inspección manual-visual, ensayos de Situ, toma de muestras y pruebas de laboratorio, con la finalidad de obtener los parámetros requeridos para la determinación de la presión admisible para el diseño de fundaciones y evaluar la calidad del relleno existente en lo relacionado a su grado de densificación.

Las clasificaciones de los suelos que constituyen los diferentes estratos, fueron determinadas mediante el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS). Los grados de consistencia de los estratos de suelos finos existentes en el sitio del proyecto, han sido determinados "in situ".

8. NIVEL FREÁTICO:

El nivel freático dentro de las zonas afectadas por el proyecto y hasta la profundidad alcanzada en las excavaciones, ***SI*** ha sido localizado, sin embargo por las características geológicas y topográficas de éstas, se considera su posible ascensión ya que dicho predio se encuentra en una zona cercana al río Burgay.

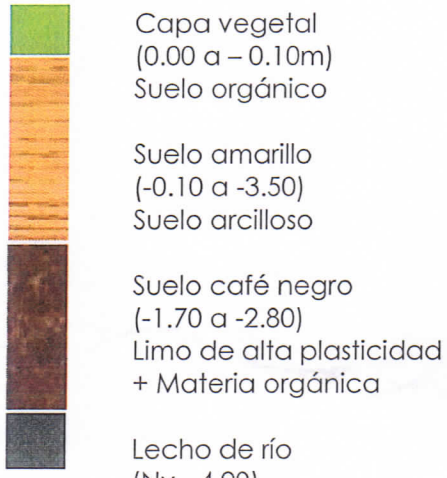
9. CONTEXTO GEOLOGICO

9.1. LITOLOGÍA

La zona establecida para la implantación del proyecto, en su mayor porcentaje corresponde a un área compuesta por estratos blandos plásticos. Las constantes excavaciones y la meteorización, hacen visibles los estratos de la zona, presentando variedad de potencia entre cada uno de ellos, el color varía entre arcilloso color amarillo a gris obscuro en el fondo.

9.2. CONDICIONES ESTRUCTURALES DEL RELLENO Y SU RECOMENDACIÓN

ACTUAL



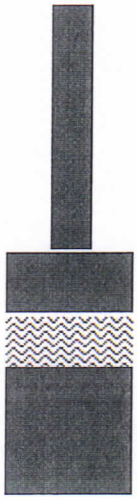
Capa vegetal
(0.00 a – 0.10m)
Suelo orgánico

Suelo amarillo
(-0.10 a -3.50)
Suelo arcilloso

Suelo café negro
(-1.70 a -2.80)
Limo de alta plasticidad
+ Materia orgánica

Lecho de río
(Nv. -4.00)

RECOMENDADO



Columna Hormigón armado
(+0.00 a -1.30m)

Cimentación (-1.80m)
Mejoramiento compactado
(Capa e=50cm)

Pedraplen
Sub-dren (-4.00)
Lecho de río

10. RIESGOS POR MOVIMIENTO DE MASAS DE TIERRA

En lo que respecta a su vulnerabilidad, desde el punto de vista de inestabilidad de masas de suelos, puede ser calificada como de: Peligrosidad baja, entendiéndose como tal, áreas amenazadas por posibles eventos de baja intensidad y probabilidad de ocurrencia, que puede implicar una pequeña amenaza de impacto en el proyecto, sin embargo por la morfología de la zona, es importante la construcción de subdrenes en la zona del predio, con la finalidad de impedir el contacto del agua con el suelo, ya que por sus características mecánicas, el mismo presenta peligros de asentamientos diferenciales y/o totales .

"Los posibles riesgos de inestabilidad estarán asociados fundamentalmente con la pluviosidad extrema y sismos. En efecto se recomienda realizar el cálculo estructural de la edificación por un profesional de la rama, así como tomar en consideración la ejecución de subdrenes mediante pedraplen y pozo de evacuación de aguas".

11. PERFILES ESTRATIGRAFICOS

Geología Regional.

Geomorfologicamente corresponde a la cuenca intermontaña cuyo mayor exponente es el valle de Cuenca, aunque algunos sectores de los valles de Gualaceo, Paute, Azogues, Biblián y Tarqui se incluyen en esta zona. Esta unidad se caracteriza por la presencia de un amplio valle de baja pendiente, tipo llanura con una ligera ondulación. Este relieve es el resultado de la acumulación de materiales detríticos derivados de la erosión de las zonas montañosas y colinas que rodean al valle. Los materiales se acumulan en terrazas.

Los procesos acumulativos no han sido exclusivamente por sedimentación de cantos rodados acarreados por los ríos sino también por fenómenos volcánicos de gran magnitud como el caso de la planicie de Paccha Mama, al Norte de Cuenca.

En la región de Cuenca – Azogues – Bibliàn se extiende una cuenca sedimentaria conocida como la Cuenca de Cuenca cuyo origen se remonta al Mioceno medio, cuando en un ambiente deltaico y marino se depositaron sedimentos procedentes de la Cordillera Real.

La secuencia sedimentaria comprende inicialmente sedimentos depositados en ambientes fluviales de llanura con lentes de canales aluviales así como extensos bancos de limos y arcillas de colores rojizos que en conjunto son conocidos como la Formación Biblián.

La cuenca siguió recibiendo sedimentos cada vez más finos en un medio de baja energía y en un ambiente marino salobre y lacustre. Estos sedimentos se conocen ahora como la Formación Loyola de edad miocénica media a tardía. Hacia el tope de la formación la serie se hace cada vez más arenosa indicando una subsidencia progresiva de la cuenca.

Geología Local.

Formación Guapán.- (Mg). Conocido también como Miembro Guapán. Aflora principalmente en el núcleo del sinclinal de Azogues y parcialmente a lo largo de la Quebrada Shullín. Afloramientos de la Formación pueden ser encontrados en los alrededores de la ciudad de Azogues y hacia el sur hasta el sector de Guarangu Grande.

El espesor estimado es de 150 m. El contacto con el Miembro Azogues es transicional. La edad asignada es del Mioceno Tardío más temprano.
Consiste principalmente de lutitas color oscuro, las cuales se alteran a colores claros. Al igual que la Formación Loyola, presenta patinas de limonita, azufre y yeso en planos de estratificación y discontinuidades.
Baja permeabilidad del macizo que mantiene húmedo al material y flujos guiados por las discontinuidades.

Depósitos aluviales.- (QA). Depósitos recientes post-glaciares (Holocéno). Son materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño varía desde la arcilla hasta las gravas gruesas, cantos y bloques. Las facies más gruesas presentan bordes redondeados. Se distribuyen en forma estratiforme, con cierta clasificación, variando su densidad. Estrechamente relacionado con la granulometría y presentan un nivel freático alto.

12. TOMA DE MUESTRAS

La toma de muestras se lo realizó mediante el tradicional mecanismo, excavación a cielo abierta, a una profundidad máxima de 4.00m.

P.C.A.

13. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Cuando una estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones (fundamentalmente asientos). El arte de cimentar consiste pues en obtener, a la vista de las características tanto del terreno como de la estructura, las condiciones más favorables de apoyo, de manera que los asientos no resulten perjudiciales.
Existen varias tipologías básicas de cimentaciones superficiales, entre ellas:

- ✓ Zapatas aisladas o arriostradas.
- ✓ Zapatas corridas rígidas.
- ✓ Zapatas corridas flexibles.
- ✓ Losas.

Condiciones que debe cumplir la cimentación

- ✓ Estabilidad global.
- ✓ Estabilidad frente al hundimiento.
- ✓ Estabilidad frente al deslizamiento.
- ✓ Estabilidad frente al vuelco.
- ✓ Capacidad estructural del cimiento.

$$q_u = c\,Nc\,Fcs\,Fcd\,Fci + q\,Nq\,Fqs\,Fqd\,Fqi + \frac{1}{2}\,\gamma\,B\,N\gamma\,F\gamma s\,F\gamma d\,F\gamma i$$

Dónde:

q = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

c = cohesión del terreno.

γ = peso específico del suelo.

B= ancho equivalente de la cimentación.

Nc , Nq , N γ = coeficientes de capacidad de carga.

Fcs, Fqs, F γ s = coeficientes de forma.

Fcd, Fqd, Fgd = factores de profundidad.

Fci, Fqi, Fgi = factores de inclinación de carga.

Una vez que se llegue al nivel de suelo firme "lecho de río", es recomendable reemplazar el suelo mediante capas de pedraplen y material de mejoramiento compactado.

Cohesión:	***0.05 Ton/m2***
Ángulo de fricción:	***22°***
Profundidad de cimentación:	***1.50 m***
Relación L/B cimentación:	***1***
Capacidad portante:	***1.688 kg/cm2***

14. ANALISIS POR ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Para el cálculo del asentamiento inmediato, considerando la capacidad de carga admisible, se aplica la expresión.

$$Si = \frac{qad\ x\ B\ x\ Ip\ x\ (1 - v^2)\ x\ f}{E}$$

En la cual:

Si	Asentamiento tolerable
qad	Presión admisible
B	Ancho de zapata máxima considerada
L	Largo de la zapata
Df	Profundidad de desplante.
Ip	Factor de influencia
f	Factor de profundidad de cimentación o enterramiento
E	Módulo de elasticidad.

Valores asumidos

qad	16.88 TN/m^2
B (ancho máximo de cimiento)	1,50 m
Df	1,50 m
L/B	1,00
Ip	0,90
f	0,95
E	4000 TN/m^2

$$Si = \frac{16.88\ x\ 1.50\ x\ 0.90\ x\ (1-0.30^2)\ x\ 0.95}{4000}$$

S_i = 4.92mm.

15. NORMATIVA APLICADA.

TIPOS DE ENSAYOS	*NORMA*

CONTENIDO DE AGUA

INEN: Co 09.02-312
MTOP: E-l22
AASHTO: T-93
ASTM: D-2216

GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO

INEN: No existe
MTOP: E-115
AASHTO: T-88
ASTM: D-422

LÍMITE LÍQUIDO

INEN: Co 09.02-312
MTOP: E-116
AASHTO: T-89
ASTM: D-423

LÍMITE PLÁSTICO

INEN: Co.09.02-312
MTOP: E-117
AASHTO: T-90
ASTM: D-424

CONO DE PENETRACION DINAMICO

INEN: No existe
MTOP: No existe
AASHTO: No existe
ASTM: No existe

CORTE DIRECTO

INEN: No existe
MTOP: No existe
AASHTO: T-236
ASTM: D-3080

DENSÍMETRO NUCLEAR

INEN: No existe
MTOP: No existe
AASHTO: T-310
ASTM: D-2922

16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- Los suelos llamados activos entrañan un peligro para la cimentación, ya que puede ocasionarse asientos en períodos de sequía y levantamientos en cuando se producen incrementos de humedad. Por lo ex-puesto, las características en lo referente a la expansibilidad de los suelos finos, ha sido analizado cualitativamente mediante el Potencial de Expansión, en función de la clasificación de suelos expansivos propuesta por la Boreau Reclamation y a través de ensayos para la determinación del porcentaje de hinchamiento libre y la presión de expansión, en función de éstos los suelos analizados pueden catalogarse como suelos de actividad expansivos. En efecto este tipo de suelos deben removerse de su sitio para ser reemplazado por un suelo que presente condiciones favorables de seguridad y estabilidad.

- En este Informe se presenta la descripción de los trabajos realizados en campo y laboratorio, los resultados de los análisis efectuados en el Estudio de Suelos llevado a cabo, con la finalidad de determinar las características del perfil del subsuelo. Para cada pozo se muestreo dos materiales, dando como resultado los siguientes cuados:

PCA.1 – Muestra Nro. 1

CLASIFICACIÓN:		HUMEDAD NATURAL:	14,00
SUCS	MH	LIMITE LIQUIDO:	64,04
AASHTO	A-7-5	ÍNDICE PLÁSTICO:	26,22
COLOR: AMARILLO		ÍNDICE DE GRUPO:	34,0
OBSERVACIONES: PRESENCIA DE NIVEL FREÁTCO N. -2.00 m.			
MH: LIMO ALTA PLASTICIDAD			
A-7-5: SUELO ARCILLOSO.			

HUMEDAD NATURAL DE CAMPO (ASTM D2216)					
N° TARRO	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
3	335,98	239,54	43,92	49,3	48,33
11	358,23	256,64	42,09	47,35	

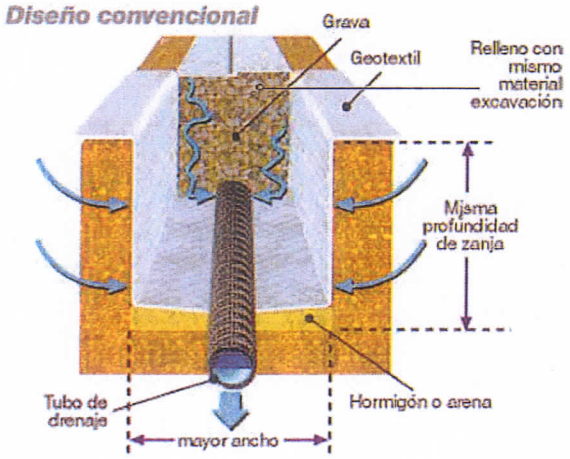
PCA.1 – Muestra Nro. 2

CLASIFICACIÓN:		HUMEDAD NATURAL:	23,31
SUCS	MH	LIMITE LIQUIDO:	65,88
AASHTO	A-7-5	ÍNDICE PLÁSTICO:	32,71
COLOR: NEGRO		ÍNDICE DE GRUPO:	39,0
OBSERVACIONES: PRESENCIA DE NIVEL FREÁTCO N. -2.00 m.			
MH: LIMO ALTA PLASTICIDAD			
A-7-5: SUELO ARCILLOSO.			

HUMEDAD NATURAL DE CAMPO (ASTM D2216)					
N° TARRO	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
6	210,56	149,66	44,87	58,12	54,28
9	239,99	173,94	42,99	50,44	

- Una vez determinado los parámetros básicos de los suelos como la cohesión y el ángulo de fricción, se determinó la capacidad portante del suelo, para la cual se estima una cimentación del tipo aislada a una profundidad máxima de 1.50 m., dando como resultado final un Q.adm. = ***1.688 Kg/cm2 (16.88 TN/m2.)***

- Se recomienda la construcción de sub-drenes tipo francés a nivel de la cimentación y hacia la zona de mayor influencia de agua conforme la topografía lo establezca. Toda el agua freática deberá ser depositado en la zona más baja del predio hacia un pozo totalmente impermeabilizado.



- Se recomienda compactar el estrato natural, luego rellenar con material de mejoramiento con las siguientes características: Estos deben ser de calidad adecuada y no deben contener desperdicios, raíces, materia vegetal, putrescible o perecedera u otro material inconveniente. Deben poseer un índice de soporte CBR no menor de 5% medido a la densidad máxima, y no deben presentar expansividad mayores al 4% determinado en el ensayo CBR ASTM d 1833/ AASHTO. Tampoco se permite el empleo de suelos que en el ensayo de compactación realizado, de acuerdo a lo prescrito en la Norma AASHTO T180, presenten densidades secas máximas, menores a 1400 kg/m3. (espesor mínimo para compactar 20cm). Finalmente sellar mediante mortero f'c=180 kg/cm2, un espesor de 7.5cm.

- El asentamiento se encuentra dentro del rango admisible para este tipo de estructura. Además deberá considerarse que el mayor porcentaje del mismo se producirá en la fase de construcción. En consideración al grado de pre-consolidación de los estratos, los asentamientos por este fenómeno, serán de magnitudes despreciables. La estructura se cimentará mediante zapatas aisladas cuadradas, las cuales deberán en todos los casos estar perfectamente arriostradas en las dos direcciones, con vigas adecuadamente armadas, las cuales podrán utilizarse como apoyo de paredes. Para sus diseños se considerará una presión admisible neta de 16.88 TN/m2. Su profundidad de desplante será de 1,50 m., a partir de la superficie del terreno.

- Para el caso de las paredes de la edificación se cimentará sobre vigas superficiales de hormigón armado, las mismas que se apoyarán sobre muros de hormigón ciclópeo (40% de piedra: 60% de hormigón simple f'c=210 kg/cm2), confinados a una profundidad de 1,00 m., medida a partir de la superficie del terreno. En todo caso estos deberán asentarse sobre terreno natural. Como alternativa estas podrán apoyarse únicamente sobre vigas de hormigón armado, a través de éstas las cargas se transmitirán a las columnas y de éstas a las zapatas.

- Los recubrimientos de pisos en las plantas bajas se deberán apoyar sobre losas de hormigón de 0,10 m. de espesor, las cuales llevarán una armadura para contrarrestar efectos de contracción por fraguado y temperatura, constituidos por mallas electro soldadas 5,00-10G, de acuerdo al manual de Andec, o su equivalente en otras marcas. Las losas se asentarán sobre una capa de material granular, tipo sub-base 2, cuyo espesor no podrá ser menor de 0,15 m., en ésta su grado de densificación deberá ser igual o mayor al 95%, con respecto a una prueba de compactación proctor estándar (AASHTO T 99). Su perímetro deberá ser aislado de las vigas de apoyo de las paredes, mediante la utilización de bandas de espumaflex de alta densidad.
- Los bordes exteriores de la vivienda deberán ser protegidos mediante veredas, apoyadas sobre una capa de sub-base con un espesor de 0,15 m., la cual deberá ser densificada, previo el hormigonado de las losas.
- Las aguas lluvias de las cubiertas deberán ser captadas por canales y a través de bajantes conducirlas al sistema de alcantarillado, en caso de la no existencia a zonas alejadas de la vivienda y de menor cota que ésta.
- Las aguas servidas en caso de carencia de canalización se recomiendan ser tratadas con un equipo Bio Digestor, existente en el mercado local, previo a su descarga.
- El cálculo estructural de la vivienda deberá ser realizado por un profesional especialista en esta rama. El cual deberá tener muy presente las recomendaciones establecidas en el presente informe.
- Las áreas dedicadas a espacios verdes deberán ser cubiertas con vegetación de porte bajo. En éstas no deberán colocarse tipo de vegetación, cuya necesidad de agua es significativa (eucaliptos, robles, álamos, fresnos...)

Ing. Paúl Illescas C.

DIRECTOR L.M.C.M.S (E)

Ing. Ricardo Romero G.

DIRECTOR ADMINISTRATIVO L.M.C.M.S (E)

UNIVERSIDAD CATÓLICA CUENCA SEDE AZOGUES
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ANEXO.

(CLASIFICACIÓN DE SUELOS)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA - SEDE AZOGUES

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSRUCCIÓN

Y MECÁNICA DE SUELOS -LMCMS-

ENSAYO: *CLASIFICACIÓN DE SUELOS, GRANULOMETRÍA DE SUELOS, LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO*

PROYECTO: *CONSTRUCCION DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA EL SEÑOR ANGEL RODRIGO MENDEZ*

UBICACIÓN: *AV. 16 DE ABRIL*
CLIENTE: *ARQ. ENRIQUE QUINTEROS*
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE MUESTREO: *08/03/2017*
FECHA DE ENSAYO: *08/03/2017*
CANTERA: *MATERIAL DE SITIO, POZO 1,*
MUESTRA Nº: *1*
NORMA EN ENSAYO: *ATSM - D 2487-06 / ASTM - D422-63 / ASTM - D4318-05*

GRANULOMETRÍA (ASTM D422-63)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	0	0	0	100
2 ½"	0	0	0	100
2"	0	0	0	100
1½"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0	0	0	100
3/8"	0	0	0	100
Nº4	0	0	0	100
Fondo	0	0	0	
Total Grueso		0		
Nº10	0.98	0.98	0.2	99.8
Nº40	0.89	1.87	0.37	99.63
Nº100	2.25	4.12	0.82	99.18
Nº200	2.43	6.55	1.31	98.69
Fondo	0	6.55	1.31	98.69
Total Fino		6.55		

PESO INICIO AGREGADO GRUESO:	0	ERROR:	0	%
PESO INICIO AGREGADO FINO:	500	Pasa Nº200:	98.69	%

RESULTADOS TOTALES:

GRAVA	0 %
ARENA	1 %
FINOS	99 %

CLASIFICACIÓN:		HUMEDAD NATURAL:	14.00
SUCS	MH	LIMITE LIQUIDO:	64.04
AASHTO	A-7-5	ÍNDICE PLÁSTICO:	26.22
COLOR: AMARILLO		ÍNDICE DE GRUPO:	34.0
OBSERVACIONES: PRESENCIA DE NIVEL FREÁTCO N. -2.00 m.			
MH: LIMO ALTA PLASTICIDAD			
A-7-5: SUELO ARCILLOSO.			

HUMEDAD NATURAL DE CAMPO (ASTM D2216)

Nº TARRO	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
3	335.98	239.54	43.92	49.3	48.33
11	358.23	256.64	42.09	47.35	

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

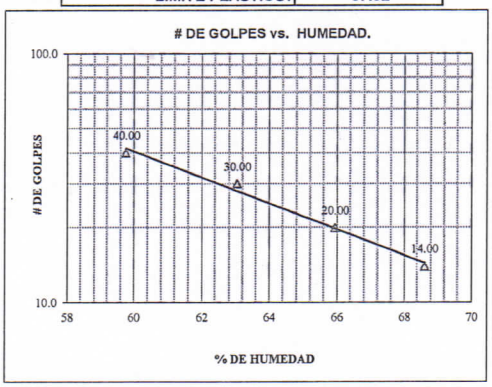
Nº TARRO	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% HUMEDAD	% PROMEDIO
4	59.6	54.18	15.58	14.04	14
17	71.1	64.58	17.89	13.96	

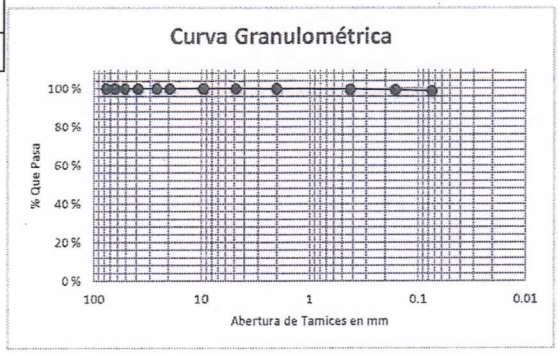
LIMITE LIQUIDO (ASTM 423-66)

Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
21	40	28.67	24.6	17.79	59.77
20	30	28.76	24.63	18.08	63.05
24	20	28.09	24.18	18.25	65.94
29	14	28.67	24.23	17.76	68.62
			LIMITE LIQUIDO:		64.04

LIMITE PLÁSTICO (ASTM D424-59)

Nº TARRO	PESO HÚMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
4	10.6	10.08	8.71	37.96
34	8	7.51	6.2	37.4
30	7.69	7.26	6.15	38.74
31	7.77	7.32	6.11	37.19
		LIMITE PLÁSTICO:		37.82





ING. PAUL ILLESCAS
RESPONSABLE

ING. RICARDO ROMERO
RESPONSABLE

UNIVERSIDAD CATÓLICA CUENCA SEDE AZOGUES
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ANEXO 6

INFORME DE APROBACIÓN Y CONTENIDO DEL PROTOCOLO AL TRABAJO DE TITULACIÓN

UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

INFORME DE LA REVISIÓN DEL PROTOCOLO AL TRABAJO DE TITULACIÓN DE LA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

Carrera:	Ingeniería Civil
Título del Trabajo:	Análisis comparativo del comportamiento y costos, de los sistemas constructivos pórtico resistente a momentos y muros de corte en hormigón armado.
Estudiante:	Juan Carlos Mora
Director:	Ing. Roberto Gamón Mg.
Fecha del informe:	04/04/2018

Señor Docente sírvase asignar SI o No a cada parte del trabajo.

En caso de necesidad, utilice la columna de observaciones o el espacio bajo cada tópico para ayudar al estudiante a realizar las correcciones.

CONTENIDOS	**CUMPLE**		
	SI	NO	
TÍTULO DEL PROYECTO			
¿Es concreto y preciso?	X		
¿Tiene la extensión solicitada? *Máximo 25 palabras*	X		
INTRODUCCIÓN			
¿Presenta una descripción general del problema?	X		
¿Describe brevemente los objetivos a alcanzar?	X		
¿Presenta una visión global de los resultados?	X		CON OBSERVACIONES
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA			
¿Contextualiza el problema en el cual se enmarca el proyecto? *No debe presentar la solución*	X		
DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA			
¿Describe la forma en la que va abordar el problema? *Solución*	X		
¿Delimita el problema considerando teorías, normativas, reglamentos, leyes, etc.?	X		
DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO *Este apartado será evaluado únicamente para investigaciones aplicadas sobre un área en particular*			

¿Delimita claramente la zona en donde se realizará el estudio? *Esta delimitación puede ser administrativa o geográfica*	X		
JUSTIFICACIÓN			
¿Identifica claramente las razones por las cuales es necesario realizar el estudio? *Debe estipular la importancia, conveniencia, relevancia social, utilidad metodológica, aporte que se pretende, sean estos teóricos o prácticos, la novedad, interés o aplicación de los conocimientos que se obtengan para el medio*	X		
¿Determina la factibilidad del estudio? *Indica aspectos favorables para la ejecución del proyecto y la disponibilidad de recursos*	X		
OBJETIVOS			
¿Cuenta el proyecto con 1 objetivo general y varios específicos?	X		
¿El objetivo general tiene relación con el título del proyecto?	X		
¿Se encuentran los objetivos redactados de forma que inicie con el verbo en infinitivo?	X		
¿Los objetivos específicos contribuyen de forma directa a alcanzar el objetivo general?	X		
¿Los objetivos específicos están definidos en forma cronológica, presentándose como hitos para alcanzar el objetivo general?	X		
MARCO TEÓRICO			
¿Demuestra coherencia con el eje temático del proyecto y los objetivos de la investigación?	X		
¿Redacta de forma clara y lógica, fundamentando sus ideas con fuentes bibliográficas?	X		
¿Utiliza citas bibliográficas?	X		
METODOLOGÍA *No se debe contemplar como actividad dentro del proceso metodológico la redacción del trabajo escrito del proyecto*			
¿Describe adecuadamente los procesos a ejecutar que le permitan alcanzar cada uno de los objetivos	X		

específicos?			
¿Las actividades propuestas son suficientes para alcanzar el objetivo propuesto?			
¿Determina los instrumentos y las técnicas a emplear en cada uno de los procesos?			
POBLACIÓN Y MUESTREO *Apartado obligatorio solo en proyectos experimentales*			
¿Define claramente cuál es el universo o población que forma parte del estudio?			
¿Define claramente la muestra a utilizar en el estudio?			
¿Determina el tipo de muestreo aplicado?			
HIPOTESIS *Apartado obligatorio para investigaciones experimentales*			
¿Estipula claramente lo que se pretende comprobar con el estudio?	X		CON OBSERVACIONES
¿Los objetivos del proyecto están orientados a satisfacer la hipótesis? *Los objetivos del proyecto deben llegar a demostrar si la hipótesis se cumple o no se cumple*	X		
RECURSOS			
¿Las actividades estipuladas en el cronograma corresponden con las actividades detalladas en la metodología?	X		
¿El cronograma cumple con el periodo límite establecido dentro de la Unidad de Titulación Especial?	X		
¿Cuenta con un detalle de presupuesto?	X		
BIBLIOGRAFÍA APROXIMADA			
¿Cuenta con un mínimo de 5 referencias bibliográficas?	X		
¿Se encuentran las referencias bibliográficas según lo estipula la norma APA?	X		
CONTEMPLACIONES GENERALES			
¿Se encuentra el proyecto dentro de una de las líneas y sub-líneas de investigación de la UCACUE?	X		
¿El documento cumple con el	X		

formato establecido por la Unidad Académica?			
¿Cuenta con el documento de aceptación por parte del director de tesis?	X		

¿PASA EL PROTOCOLO LA REVISIÓN DE FORMA?

Pasará esta fase si cumple con absolutamente todos los requerimientos estipulados o si tiene errores mínimos de forma.

SI: X *NO:* *Sujeto a observaciones.*

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

El presente protocolo de trabajo de titulación SI cumple con las especificaciones requeridas.

Atentamente,

ING. GEOVANNY GONZÁLEZ, ING. CRISTIAN VINTIMILLA, ING. RICARDO ROMERO
ÁREA DE TITULACIÓN UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO Y COSTOS, DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE EN HORMIGÓN ARMADO"

INGENIERÍA CIVIL

Autor

- Juan Carlos Mora Cabrera.

Director

- Ing. Roberto Gamón Torres, PhD.

Azogues, 20 de febrero de 2018.

Formato de proyecto elaborado en base a "Manual para la Investigación" de Olavo Escorcia Oyola

TABLA DE CONTENIDOS

TABLA DE CONTENIDOS **2**

DATOS GENERALES DEL PROYECTO **3**

DATOS DE LA ENTIDAD (POSIBLE CONVENIO O COMPROMISO) **4**

DIRECTOR Y ASESORES DEL TRABAJO DE TITULACIÓN **5**

INTRODUCCIÓN **6**

EL PROBLEMA **7**

6.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 7
6.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA 7
6.2.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO (OPTATIVO) 8

JUSTIFICACIÓN **9**

OBJETIVOS **9**

GENERAL *9*
ESPECÍFICOS *10*

MARCO TEORICO **10**

METODOLOGÍA **12**

RECURSOS **14**

1 BIBLIOGRAFÍA APROXIMADA **15**

INDICE GENERAL PRELIMINAR **16**

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

TÍTULO		
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO Y COSTOS, DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO Y MUROS DE CORTE EN HORMIGÓN ARMADO"		
TIPOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		
Investigación Básica ☐	Investigación Aplicada x	☐
TRABAJO DE TITULACIÓN		
Juan Carlos Mora Cabrera		
LÍNEA Y SUBLÍNEA DE INVESTIGACIÓN. Para mayor información sobre las líneas de investigación referirse al Anexo II "LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN UCACUE 2014"		
Línea de Investigación: Ciencias exactas, naturales y tecnológicas.		
Sublínea de Investigación: Estructuras		
TIEMPO DE EJECUCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN		
Duración del proyecto en meses	6 meses	

DATOS DE LA ENTIDAD (POSIBLE CONVENIO O COMPROMISO)

DATOS DE LA ENTIDAD					
Nombre:	GAD MUNICIPAL DE AZOGUES				
Dirección:	Calles Solano y Matovelle Esq.				
Teléfonos:	07 2240060		Correo Electrónico:	vsquicela@azogues.gob.ec	
Representante de la Entidad:	Dr. Virgilio Saquicela Espinoza			Cédula de Identidad:	0301233110
Teléfonos personales:	0984113269		Correo Electrónico:	virgiliosaquicela.e@hotmail.com	
Información descriptiva sobre la entidad	El Gobierno Autónomo Descentralizado de la ciudad de Azogues, se encarga de fomentar el desarrollo integral y sostenido del Cantón Azogues. Promoviendo el uso adecuado del territorio en todos los aspectos ambientales, sociales, económicos y culturales, en un marco legal permanentemente actualizado y operativo, que permita mejorar de forma continua las condiciones de todos los habitantes urbanos y rurales, en términos de servicios básicos, vialidad, infraestructura de salud, educación cultural y deportiva, donde la calidad de vida, el orden, el respeto y el embellecimiento de la ciudad, sean el reflejo de una administración participativa que impulsa propósitos de desarrollo.				

DIRECTOR Y ASESORES DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Función en el proyecto	**Director del Proyecto**			
Nombre:	Roberto Gamón Torres			
Carrera	Ingeniería Civil		Cédula de Identidad / Pasaporte	1752913887
Grado académico y/o especialización	Doctor en Ciencias Técnicas		Cargo actual	Docente auxiliar medio tiempo.
Teléfonos	0979325814	Correo Electrónico	r46gamto@gmail.com	

INTRODUCCIÓN

Los terremotos son uno de los eventos naturales que provocan grandes pérdidas de vida y de bienes materiales. En promedio, 10.000 personas fallecen cada año debido a estos fenómenos de la naturaleza, mientras que las pérdidas económicas van en el orden de los miles de millones de dólares y representa un elevado porcentaje del presupuesto nacional de los países afectados (Elnashai & Di Sarno, 2008). En el Ecuador se han dado grandes terremotos los cuales devastaron a varias ciudades a lo largo de la historia, esto revela las deficiencias de las construcciones, es por esto, que día a día se buscan nuevas técnicas y métodos de diseño o sistemas constructivos más eficientes, para dar mayor seguridad a las construcciones. En la ciudad de Azogues actualmente se construyen varias estructuras de 5 y 6 pisos, en especial en la Av. 24 de Mayo en el sector de la Y Sur y en la Av. 16 de Abril en los sectores aledaños al Consejo Nacional Electoral, a la Universidad Católica de Cuenca sede Azogues; por estos motivos, se ha visto la necesidad de realizar un análisis comparativo estructural-económico, aplicando los criterios establecidos en la Noma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el Código A.C.I 318-14 , entre dos estructuras, empleando los sistemas estructurales pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado. A fin de evitar estos percances, ya que, el sistema constructivo muros de corte, proporciona mayor rigidez a las edificaciones de gran altura y aportan a que el fallo o colapso de la estructura tarde un poco más de tiempo ante un evento sísmico, esto ayuda que los ocupantes del edificio dispongan de tiempo para abandonar el sitio durante un sismo.

Las ventajas de emplear el sistema estructural muros de corte son muy positivas; entre las cuales podemos mencionar: disminución de oscilación y vibración en los pisos, evita a que fallen pisos débiles, resisten la mayor parte de fuerzas laterales y una mínima parte las cargas gravitacionales. (Cedeño, 2016). Un factor importante a la hora de seleccionar un sistema constructivo es el económico, el cual determina si es o no viable la construcción. Este análisis se realizará a fin de establecer el comportamiento de los dos edificios, determinar si es viable implementar muros de corte en una construcción, pudiendo ofrecer una solución concreta y probada; a fin de asegurar un comportamiento correcto en las estructuras proyectadas, salvar vidas y evitar daños materiales severos.

EL PROBLEMA

6.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En la historia del Ecuador se han dado grandes sismos con magnitudes altas por ejemplo el terremoto de Esmeraldas el 31 de enero de 1906, uno de los dos sismos de mayor magnitud a nivel mundial 8.9 (Egred, 1999), el último de intensidad 7,8 sacudió la zona costera del norte de Ecuador el sábado 16 de abril de 2016, cuyo epicentro fue localizado en Muisne (magnitudes citadas corresponden a escala Richter). Los cuales devastaron en gran medida a estas ciudades y sus alrededores, esto revela las deficiencias de las construcciones.

Es por esto, que los ingenieros civiles buscan día a día nuevas técnicas y métodos de diseño o sistemas constructivos más eficientes, para asegurar un comportamiento seguro en las estructuras proyectadas. Uno de los factores que influyen en el empleo de sistemas constructivos es el costo, porque se prefiere ahorrar precios en los materiales empleados para la construcción. Por estas razones es necesario realizar un análisis comparativo estructural-económico entre los sistemas estructurales pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado, a fin de establecer si es viable el empleo del sistema muros de corte, así como dar conocer las ventajas de emplear este sistema. También se analizará su comportamiento estructural, para determinar los criterios que se ajusten a la localidad, ya que, dentro del casco urbano de la ciudad no existen construcciones que cuenten con el sistema constructivo antes mencionado.

6.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

En la ciudad de Azogues hoy por hoy se realizan de manera común construcciones de 5 y 6 pisos, en la Av. 24 de Mayo en el sector de la Y Sur y en la Av. 16 de Abril en los sectores aledaños al Consejo Nacional Electoral, a la Universidad Católica de Cuenca sede Azogues. Resulta necesario el diseño de las estructuras de hormigón armado empleando los sistemas constructivos: pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado, ambos edificios con una altura de 6 pisos, para este fin se emplearan los criterios establecidos en la Noma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, y el Código A.C.I 318-14. El objetivo del presente estudio es determinar las ventajas de

emplear muros de corte en un edificio de hormigón armado, su comportamiento y el costo que involucra incluir estos miembros estructurales en el edifico.

A fin de realizar el análisis comparativo estructural- económico de los edificios, en condiciones similares, se considerará un mismo proyecto arquitectónico ubicado en un predio en la Av. 16 de Abril en un Sector aledaño al Consejo Electoral, hecho que dará mayor validez a los resultados obtenidos.

6.2.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO (OPTATIVO)

El proyecto arquitectónico a emplear para el análisis estructural de los dos edificios de hormigón armado, se ubica en la Av. 16 de Abril en un Sector aledaño al Consejo Electoral, que es una de las principales avenidas de la ciudad de Azogues provincia del Cañar, la cual tiene un clima templado, se encuentra a 2.518 metros sobre el nivel del mar, las coordenadas (UTM WGS84 Z17) del predio son: 738981.57 E y 9696131.34 S, como se muestra en la ilustración 1.

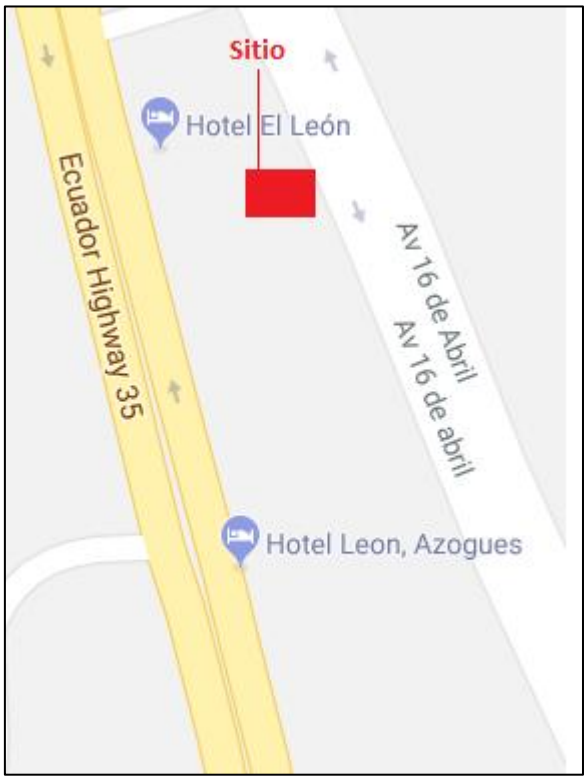


Ilustración 1. Ubicación del Proyecto.

JUSTIFICACIÓN

En el Ecuador se han dado grandes sismos de magnitudes altas, los cuales devastaron en gran medida varias ciudades del país, provocando grandes pérdidas de vida y de bienes materiales, esto revela las deficiencias de las construcciones. A fin de evitar estos percances, es necesario hacer un análisis estructural empleando sistemas constructivos más eficientes, de los cuales podemos mencionar el sistema constructivo: muros de corte, por que proporciona mayor rigidez a las edificaciones de gran altura y aportan a que el fallo o colapso de la estructura tarde un poco más de tiempo ante un evento sísmico gracias a su ductilidad y su capacidad de resistir esfuerzos cortantes, esto ayuda que los ocupantes del edificio dispongan de tiempo para abandonar el sitio durante un sismo. Los resultados de incluir el sistema antes mencionado son muy positivos, ya que, hace de la estructura más segura. Entre las ventajas podemos citar: disminución de oscilación y vibración en los pisos, evita a que no fallen pisos débiles, resisten la mayor parte de fuerzas laterales y una mínima parte las cargas gravitacionales (Cedeño, 2016).

Pudiendo ofrecer una solución concreta y probada, a fin de asegurar un comportamiento correcto en las estructuras proyectadas en presencia de un evento sísmico, salvar vidas y evitar daños materiales severos.

El estudio es factible, debido a que, las normativas y códigos a emplear en el diseño son de acceso libre, se cuenta con amplia bibliografía sobre el diseño del sistema constructivo muros de corte y pórtico resistente a momento. También se cuenta con el proyecto arquitectónico y el estudio de suelos del mismo, que servirán de base para realizar el análisis planteado.

OBJETIVOS

GENERAL

Analizar el costo y comportamiento estructural entre los sistemas pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado.

ESPECÍFICOS

- Diseñar las estructuras de hormigón armado empleando los sistemas constructivos: muros de corte y pórtico resistente a momento.
- Simular las estructuras de hormigón armado utilizando los sistemas constructivos: muros de corte y pórtico resistente a momento.
- Analizar el comportamiento de los dos sistemas constructivos en función de los parámetros de diseño: derivas de piso y torsión.
- Realizar un estudio comparativo de los costos entre el sistema muros de corte y pórtico resistente a momento.

MARCO TEORICO

Una estructura es un conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. (NEC–SE-DS, 2015, p.9)

La estructura de hormigón armado debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer de terminadas exigencias estéticas. (González, 2005, p.13).

El diseño sismoresistente consiste en otorgar a una estructura las propiedades necesarias para que esta no colapse durante un evento sísmico, entre las propiedades podemos mencionar la rigidez, ductilidad, geometría, etc. (NEC–SE-HM, 2015, p.24) Entre los materiales empleados para edificaciones simoresistentes tenemos: el hormigón armado.

El hormigón armado es un material estructural en el que se integran las propiedades del hormigón simple y del acero de refuerzo. Para que se produzca ese trabajo integrado es necesario que ambos materiales básicos estén íntimamente unidos e interaccionen a través de las fuerzas de adherencia que se desarrollan en sus superficies de contacto, se emplean comúnmente en el diseño de construcciones sismorresistentes. (Romo, 2008, p. 57).

Elementos que componen un modelo estructural:

Losa alivianada

Son elementos estructurales bidimensionales, en los cuales el espesor es pequeño comparado con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo tanto su comportamiento está dominado por la flexión. (Romo, 2008, p. 228).

Vigas.

Es un elemento estructural que se conecta con las columnas generalmente estarán sometidas a esfuerzos y deformaciones de compresión, tracción, cortante y de torsión. Los cuales pueden presentarse en mayor magnitud dependiendo del tipo de solicitaciones que se presenten en la viga. (Romo, 2008, p. 104).

Columnas.

Es uno de los elementos estructurales más indispensables se encuentran sometidos a compresión y también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones. (Romo, 2008, p. 373).

Zapatas.

Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas, en cuyo caso sirve de elemento integrador. Es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente. (Romo, 2008, p. 316).

Escalera.

Es un elemento estructural que sirve para salvar un desnivel, su comportamiento es como de una losa unidireccional, es decir los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal. (Romo, 2008, p. 230).

Muros de Corte.

Es una pared construida a todo lo alto de la estructura, diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano, su diseño otorga un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas. (NEC–SE-DS, 2015, p.10)

METODOLOGÍA

El presente trabajo se realizará basado en el enfoque de investigación cuantitativa, este presenta un análisis comparativo estructural de los sistemas constructivos muros de corte y pórtico resistente a momento en hormigón armado. Verificando su desempeño y su viabilidad en términos económicos. Para realizar el presente trabajo nos guiamos con lo siguiente.

Primeramente, se realiza el análisis y diseño estructural de los edificios de hormigón armado empleando los sistemas: muros de corte y pórtico resistente a momento, ambos edificios de 6 pisos, sustentándonos en un análisis estático equivalente y aplicando los criterios Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el Código ACI 318-14, usando el programa ETABS para la simulación enfocándonos en su comportamiento estructural. En base a los resultados se determinaran las ventajas y desventajas de ambos sistemas constructivos.

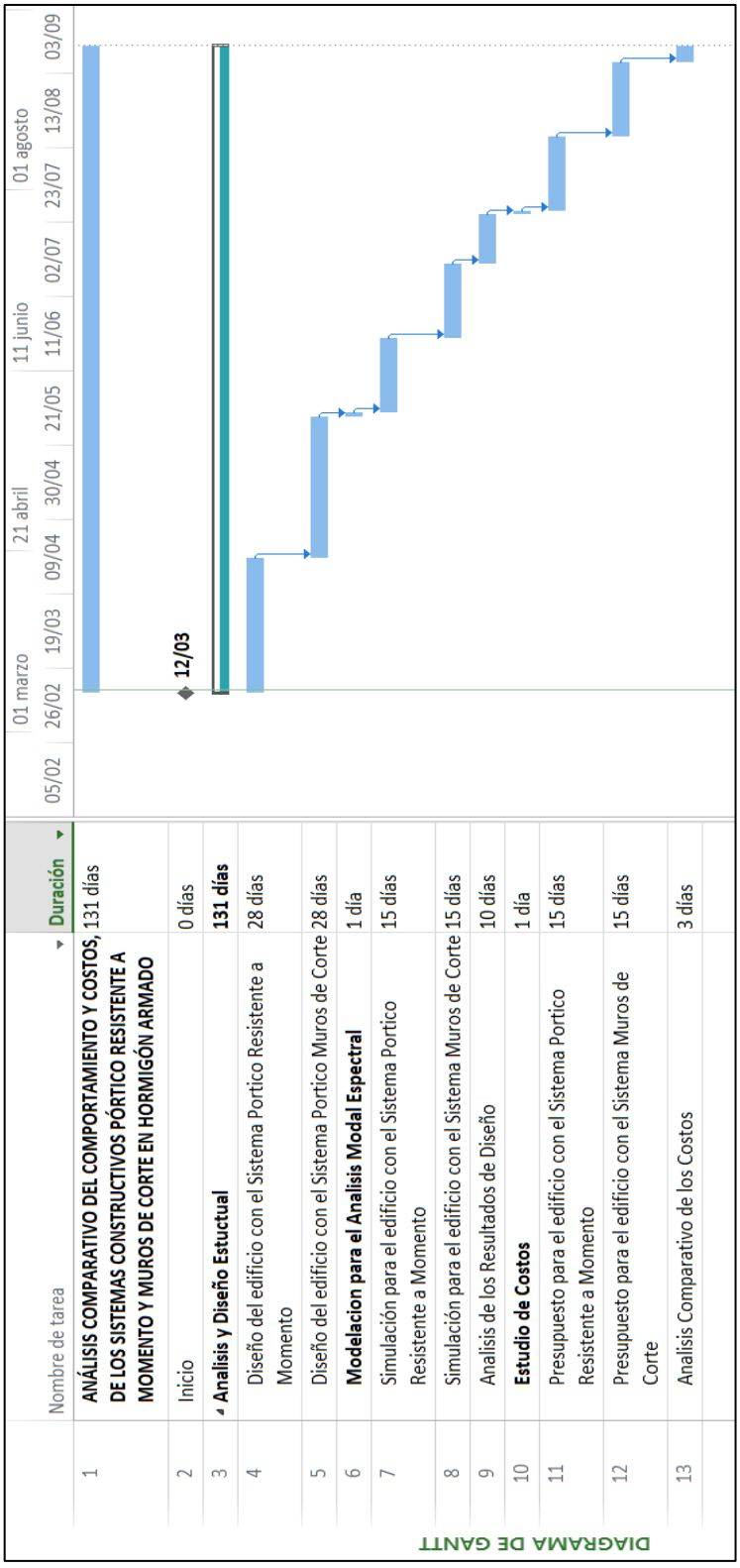
Una vez ya obtenido los resultados de diseño se realiza el estudio de costos, aplicado para los dos tipos de estructuras: muros de corte y pórtico resistente a momento, donde se comparará el aspecto económico considerando costos directos e indirectos, a fin de definir el costo de cada sistema constructivo.

HIPÓTESIS (OPTATIVO)

Si comparamos los sistemas constructivos muros de corte y pórtico resistente a momento, los muros de corte permitirán reducir derivas de piso, efectos de torsión, por lo tanto su costo aumenta en función de estos miembros estructurales.

RECURSOS

CRONOGRAMA



PRESUPUESTO

Equipo	Insumos	Cantidad	Valor	Costo
Cámara fotográfica		1	-----	-----
Computador		1	-----	-----
Normas de diseño		-----	-----	-----
Insumos de Escritorio	Papelería	-----	80	80
Impresión Planos		4	3.5	14
Fotocopias		200	0.15	30
			TOTAL $	**124**

1 BIBLIOGRAFÍA APROXIMADA

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Estructuras de Acero.* Quito.

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción.* Quito.

Cómite Ejecutivo de la Norma Ecuatorian de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico - Diseño sismo resistente.* Quito.

Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismoresistente de costrucciones de acero* (2da ed.). Santiago de Chile: Aleacero.

González, Ó. M. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto* (4ta ed.). México D.F.: Limusa.

McCormac , J. C., & Brown, R. H. (2008). *Diseño de concreto reforzado.* (8va ed.). México D.F.: Alfaomega.

McCormac , J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero.* (5ta ed.). México D.F.: Alfaomega.

Romo Proaño, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado.* Quito: Libro virtual de la escuela politécnica del ejército – ecuador.

INDICE GENERAL PRELIMINAR

CONTENIDO

Dedicatoria
Agradecimiento
Resumen
CAPITULO I
1.1 Introducción
1.2 Justificación
1.3 Objetivos
1.3.1 Objetivo General
1.3.2 Objetivos Específicos
1.4 Metodología
CAPÍTULO II
2.1 Estructuración
2.1.1 Estructuración de los edificios.
2.1.2 Tipología de los edificios.
2.1.3 Norma y códigos utilizados.
2.2 Análisis de cargas.
2.2.1 Cargas muertas.
2.2.2 Cargas vivas.
2.2.3 Combinaciones de carga.
2.3 Análisis sísmico.
2.3.1 Análisis Estático.
2.3.2 Análisis Dinámico.
CAPITULO III
3.1 Diseño de las Estructuras en Hormigón Armado
3.1.1 Losa alivianada.
3.1. 2 Vigas
3.1.2.1 Vigas principales
3.1.2.2 Vigas secundarias
3.1.3 Columnas
3.1.4 Escalera

3.1.5 Muros de Corte

3.1.6 Zapatas

3.1.7 Modelación para el Análisis modal espectral.

CAPÍTULO IV

4.1 Análisis de resultados.

4.2 Conclusiones y Recomendaciones

4.3 Bibliografía.

Fecha: Azogues 20 de febrero de 2017

Juan Carlos Mora Cabera
0302400783
ESTUDIANTE

Ing. Roberto Gamón Torres, PhD
1752913887
DIRECTOR

UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

ANEXO I. SOLICITUD DE APROBACION

Señor Ingeniero

FEDERICO CORDOVA

DECANO DE LA UNIDAD ACADEMICA DE INGENIERIA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCION

Su Despacho

Asunto: Denuncia de Trabajo de Titulación.

Fecha de solicitud: 20/02/2018

Solicita: Juan Carlos Mora Cabrera Firma:

Información General del Tema

Ingeniería Civil	X
Arquitectura	□
Diseño	□

Título Propuesto: Análisis comparativo del comportamiento y costos, de los sistemas constructivos pórtico resistente a momento y muros de corte en hormigón armado.

Línea de Investigación: Ciencias exactas, naturales y tecnológicas.

Sublínea de Investigación: Estructuras.

ANEXO 7

PERMISO DEL AUTOR DE TESIS PARA SUBIR AL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

PERMISO DEL AUTOR DE TESIS PARA SUBIR AL REPOSITIRIO INSTITUCIONAL

Yo Juan Carlos Mora Cabrera portador de la cédula de ciudadanía Nro. 0302400783 En calidad de autor y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación "Análisis comparativo del comportamiento y costos, de los Sistemas Constructivos Pórtico Resistente a Momento Y Muros de Corte en Hormigón Armado" de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de Los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Azogues, 24 de Julio del 2018

F: .....

Juan Carlos Mora Cabrera

CI: 0302400783