

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingeniería

**Evaluación Sísmica y Estructural Del Modelo Estándar de las
Unidades Educativas del Milenio
Proyecto Investigativo**

Juan José Tamayo Gordillo

Ingeniería Civil

Trabajo de titulación presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 18 de diciembre de 2018

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE CIENCIAS E INGENIERIA

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Evaluación Sísmica y Estructural del Modelo Estándar de las Unidades
Educativas del Milenio**

Juan José Tamayo Gordillo

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Fabrizio Yépez, Ph.D.

Firma del profesor

Quito, 18 de diciembre de 2018

Derechos de Autor

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma del estudiante: _____

Nombres y apellidos: Juan José Tamayo Gordillo

Código: 00115270

Cédula de Identidad: 1720110145

Lugar y fecha: Quito, diciembre de 2018

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mis padres de quienes he recibido apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida y de mi carrera estudiantil. Gracias a ellos y con esfuerzo propio he podido alcanzar mis metas hasta el día de hoy. Estoy convencido que sin su apoyo constante no hubiera sido posible.

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo de titulación es el de realizar una evaluación estructural y una evaluación sísmica preliminar del Modelo Estándar diseñado para construir las Unidades Educativas del Milenio en el Ecuador. El análisis busca obtener conclusiones iniciales sobre la eficiencia de un Modelo Estándar que pueda ser factible para ser replicado en todo el país, sin que éste pierda su eficiencia tanto económica como estructural debido a la alta variabilidad de factores geológicos, sismológicos y geotécnicos presentes en las diferentes regiones del Ecuador. Inicialmente se evaluarán aspectos estructurales del modelo, verificando que las secciones transversales, así como los materiales del sistema estructural y su diseño cumplan con las condiciones establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. También se realizará un análisis de la capacidad sismorresistente de la estructura en base a los criterios establecidos por la NEC-SE-DS 15 en cuanto a cortante basal, derivas de piso máximas y análisis de conexión viga-columna. A partir de los resultados obtenidos se establecerán conclusiones y recomendaciones sobre la eficiencia o ineficiencia del Modelo Estándar.

Palabras clave: Evaluación estructural, Evaluación sísmica, Modelo Estándar, NEC, Unidades Educativas del Milenio.

ABSTRACT

The aim of this work is to perform a preliminary structural and seismic evaluation of the Standard Model designed to build the Schools of the Millennium projects in Ecuador. The analysis will permit to obtain conclusions on the efficiency of the Standard Model which could be feasible to be applied in the whole country, without losing economical and structural efficiency due to the high variability of geological, seismological and geotechnical factors of the different Ecuadorian regions. Initially, structural aspects of the model will be assessed, verifying transverse sections, as well as the materials of the structural system and their design that must comply the requirements established by the Ecuadorian Construction Code NEC-15. In addition, an analysis of the seismic capacity of the structures will be performed, based on the NEC-SE-DS 15 criteria, especially in the issues related to base shear, maximum drifts and beam-column connection requirements. From those analyses, conclusions and recommendations regarding efficiency and weaknesses of the Standard Model will be stated.

Key words: Structural evaluation, Seismic Evaluation, Standard Model, Construction, NEC, Schools of the Millennium.

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 1	12
1. Introducción.	12
1.1 Antecedentes.	12
1.2 Descripción del Modelo Estándar.	12
1.2.1 Modelo arquitectónico estándar.	12
1.2.2 Modelo estructural estándar.....	13
1.2.3 Análisis de empuje horizontal del modelo estándar.	13
1.3 Objetivos.	14
1.4 Alcance.	14
1.5 Importancia	15
CAPITULO 2	16
2. Estructuras en las Unidades Educativas del Milenio.	16
2.1 Planos Arquitectónicos.	16
2.1.1 Bloque principal 12 aulas.....	16
2.1.2 Laboratorio de Física y Química.....	17
2.1.3 Laboratorio de Tecnologías e Idiomas	17
2.1.4 Educación Inicial	17
2.1.5 Sala de profesores.....	17
2.1.6 Salón administrativo	18
2.1.7 Biblioteca	18
2.1.8 Comedor.....	18
2.2 Planos Estructurales.....	19
2.2.1 Bloque 12 aulas.....	19
2.2.2 Laboratorio Física y Química	20
2.2.3 Laboratorio Tecnología e Idiomas.....	20
2.2.4 Educación Inicial	21
2.2.5 Sala de Profesores.....	21
2.2.6 Salón Administrativo	21
2.2.7 Bloque Biblioteca	22
2.2.8 Bloque Comedor.....	22
CAPITULO 3	24
3.1 Modelación Estructural	24
3.1.1 Interacción suelo-estructura.....	24
3.1.2 Condición de apoyo.....	25
3.2 Interacción suelo-estructura Unidad educativa Kasama.	27
3.2.1 Asignación del coeficiente de balasto	31
3.3 Interacción suelo-estructura Unidad educativa Cangahua.	33
3.3.1 Asignación de coeficientes de balasto.....	36
3.4 Verificación diseño sismo resistente.	39
3.4.1 Factor de reducción de ductilidad	41
3.4.2 Estimación Cortante Basal	41
3.4.3 Comprobación del Período Fundamental.....	42
3.5 Análisis de elementos sujetos a flexo compresión biaxial Kasama.	43
3.5.1 Sección C1	43

3.5.2 Sección C2	44
3.5.3 Sección C3	45
3.5.4 Sección C4	46
3.5.5 Muro de corte	47
3.6 Elementos sujetos a flexo compresión biaxial Cangahua.	48
3.6.1 Sección C1 45x60 cm	48
3.6.2 Sección C2 35x45 cm	49
3.6.3 Muro de corte	50
3.7 Chequeo de cuantía longitudinal y de cortante	52
3.7.1 Cangahua	52
3.7.2 Kasama	53
3.8 Análisis del diseño sismorresistente	55
3.8.1 Chequeo de derivas de piso	55
3.8.2 Bloque 12 aulas Cangahua	56
3.8.3 Laboratorio Física y Química Kasama.....	57
3.9 Análisis Modal Espectral	60
3.9.1 Cangahua	60
3.9.2 Kasama	62
3.10 Chequeo de conexión viga-columna	65
3.10.1 Cangahua conexión A1 esquina.....	67
3.10.2 Conexión interior Cangahua B5	75
3.10.3 Conexión Cangahua C4.....	82
3.10.4 Conexión Kasama A1	88
3.10.5 Conexión Kasama B2	94
3.10.6 Conexión C5 Kasama.....	100
Conclusiones	106
Diseño Sismorresistente	106
Diseño estructural	109
Recomendaciones	111
Bibliografía.....	113
Anexo A: PLANOS ESTANDAR UEM.....	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficiente de balasto correspondiente a cada viga de cimentación.....	31
Tabla 2. Coeficiente de balasto correspondiente a cada viga de cimentación.....	36
Tabla 3. Factores Zona 6.....	39
Tabla 4. Factores de suelo y valores límite de vibración.....	40
Tabla 5. Factores cortante basal.....	41
Tabla 6. Coeficiente sísmico estático en cada dirección de análisis.....	42
Tabla 7. Periodos fundamentales NEC-15.....	42
Tabla 8. Comprobación Período Fundamental Kasama.....	42
Tabla 9. Comprobación Período Fundamental Cangahua.....	43
Tabla 10. Control de derivas estáticas.....	57
Tabla 11. Control de derivas dinámicas.....	57
Tabla 12. Control de deriva estática.....	58
Tabla 13. Control de deriva dinámica.....	59
Tabla 14. Participación modal de masas.....	61
Tabla 15. Participación modal de masas.....	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Asignación de grados de libertad.	26
Figura 2. Vista en planta vigas de cimentación.	27
Figura 3. Viga de cimentación tipo A.	28
Figura 4. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo A.	28
Figura 5. Viga de cimentación tipo B.	29
Figura 6. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo B.	29
Figura 7. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo C.	30
Figura 8. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo C.	30
Figura 9. Definición resorte tipo A.	32
Figura 10. Definición resorte tipo B.	32
Figura 11. Asignación de resortes en vigas de cimentación Kasama.	33
Figura 12. Vista en planta vigas de cimentación.	33
Figura 13. Viga de cimentación tipo A ejes 2-4-8.	34
Figura 14. Viga de cimentación tipo A ejes A-B.	34
Figura 15. Viga de cimentación tipo B ejes 1-3-6-7.	35
Figura 16. Viga de cimentación tipo C eje C.	35
Figura 17. Definición resorte tipo A.	37
Figura 18. Definición resorte tipo B.	37
Figura 19. Definición resorte tipo C.	38
Figura 20. Asignación de resortes en vigas de cimentación Cangahua.	38
Figura 21. Espectro de respuesta zona 6, $Z=1$	40
Figura 22. Sección transversal C1.	44
Figura 23. Diagrama de interacción C1.	44
Figura 24. Sección transversal C2.	45
Figura 25. Diagrama de interacción C2.	45
Figura 26. Sección transversal C3.	46
Figura 27. Sección transversal C3.	46
Figura 28. Sección transversal C4.	47
Figura 29. Diagrama de Interacción C4.	47
Figura 30. Sección transversal Muro tipo I.	48
Figura 31. Diagrama de interacción muro tipo I.	48
Figura 32. Sección transversal C1.	49
Figura 33. Diagrama de interacción C1.	49
Figura 34. Sección transversal C2.	50
Figura 35. Diagrama de interacción C2.	50
Figura 36. Sección transversal muro I.	51
Figura 37. Diagrama de interacción muro tipo I.	51
Figura 38. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A.	52
Figura 39. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje C.	53
Figura 40. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A-C.	53
Figura 41. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A.	54
Figura 42. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje C.	54
Figura 43. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A-C.	54

Figura 44. Deriva estática sentido Y.....	56
Figura 45. Deriva dinámica sentido Y.....	57
Figura 46. Deriva estática sentido X.....	58
Figura 47. Deriva estática Y.....	58
Figura 48. Deriva dinámica sentido X.....	59
Figura 49. Deriva dinámica sentido Y.....	59
Figura 50. Primer modo de vibración.....	60
Figura 51. Segundo modo de vibración.....	60
Figura 52. Tercer modo de vibración.....	61
Figura 53. Primer modo de vibración.....	62
Figura 54. Segundo modo de vibración.....	63
Figura 55. Tercer modo de vibración.....	63
Figura 56. Programa Concrete Joints.....	66
Figura 57. Interfaz Concrete Joints.....	66
Figura 58. Nodo Esquinero A1.....	67
Figura 59. Fuerzas actuantes en el nodo.....	72
Figura 60. Conexión interior B5.....	75
Figura 61. Fuerzas actuantes en el nodo.....	79
Figura 62. Conexión C4.....	82
Figura 63. Fuerzas actuantes en el nodo.....	86
Figura 64. Conexión A1.....	88
Figura 65. Fuerzas actuantes en el nodo.....	92
Figura 66. Conexión B2.....	94
Figura 67. Fuerzas actuantes en el nodo.....	98
Figura 68. Conexión C5.....	100
Figura 69. Fuerzas actuantes en el nodo.....	104
Figura 70. Espectro de respuesta $Z=0.5$	107
Figura 71. Espectros Zona 69.....	108

CAPITULO 1

1. Introducción.

1.1 Antecedentes.

En el año 2005 Ecuador, en conjunto con 147 países pertenecientes a la Organización de Naciones Unidas (ONU), suscribió la Declaración del milenio. En dicha declaración se establecen objetivos a lograrse con una fecha límite que culminó en el año 2015. Los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM) son metas que el mundo fijó con el fin de hacerle frente a la pobreza extrema en sus diferentes facetas. Uno de estos objetivos establecidos es lograr la enseñanza primaria universal. A partir de esta iniciativa, surge en nuestro país el proyecto gubernamental impulsado por el Ministerio de Educación denominado Unidades Educativas del Milenio, el cual busca establecer un modelo de educación integral que sea accesible para todos los niños y niñas del Ecuador. Incluye en el proyecto la construcción de las Unidades Educativas, que obedecen a un diseño arquitectónico tipo (Modelo Estándar), que independientemente del lugar donde se construirán, deben brindar los espacios necesarios para implementar el modelo de educación integral buscado.

1.2 Descripción del Modelo Estándar.

1.2.1 Modelo arquitectónico estándar.

El modelo arquitectónico estándar de las unidades educativas del milenio consta de 8 edificaciones principales las cuales se conforman de la siguiente manera: Bloque de aulas, laboratorio de física y química, laboratorio de tecnología e idiomas, educación inicial, sala de profesores, biblioteca, comedor, y sala administrativa. Adicionalmente se tienen 4 bloques secundarios los cuales están conformados por vestidor, cuarto de máquinas, cuarto de bombas y un Bar.

1.2.2 Modelo estructural estándar.

El diseño estructural disponible del modelo estándar menciona aplicar los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y la norma internacional ACI 318-11 para diseño en hormigón armado. El diseño de los bloques principales está concebido por un sistema dual, el cual está conformado por pórticos dúctiles con vigas y columnas de hormigón armado y adicionalmente por muros estructurales. Para los bloques secundarios, el diseño está conformado únicamente por estructuras aporticadas conformadas por vigas descolgadas y columnas de hormigón armado. Las losas o diafragmas horizontales presentes en el modelo son elementos diseñados para transmitir la carga que proviene del peso propio de la estructura, carga viva presente o semi presente dependiendo del uso de la estructura, cargas muertas adicionales por enlucido, mampostería, paredes y terminados de piso.

1.2.3 Análisis de empuje horizontal del modelo estándar.

El análisis y diseño por empuje horizontal, se realiza en base a los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) para diseño sismo resistente. Para el análisis de empuje horizontal, en el diseño original se tomaron como base las condiciones más desfavorables que se puedan presentar con el objetivo de obtener un modelo el cual, sin importar la variación de la ubicación del proyecto en las diferentes provincias del Ecuador, sea adecuado para sobrevivir ante las condiciones más críticas.

Por este motivo para el diseño estándar se asume que el tipo de suelo sobre el cual se edificará la unidad educativa será de tipo E. Para la determinación del cortante basal, se asume un factor $Z=1$. A pesar de que esto se realizó con el objetivo de crear un modelo que establezca condiciones más severas, la norma NEC-SE-DS establece que para la zona 6, el factor deberá tomar un valor máximo de $Z=0.5$.

Los factores de reducción R , se tomaron $R=8$, para el caso de pórticos especiales sismo resistentes conformados por hormigón armado y vigas descolgadas. Para el caso del sistema dual, debido a que el proyecto cuenta con “muros de corte bajos”, es decir con la relación de

aspecto $\frac{h}{l} < 2$, se asumió un factor de reducción $R=5$ ya que, debido a la geometría de los muros de corte, se espera falla por cortante más no por flexión. El factor de importancia I , se toma el correspondiente a estructuras de ocupación especial, por lo tanto, $I=1.3$.

El coeficiente Φ_p correspondiente a la configuración estructural en planta se toma $\Phi_p=1$ ya que la estructura tiene regularidad horizontal. Por otro lado, el coeficiente Φ_e correspondiente a la configuración estructural en elevación se toma $\Phi_e=1$ ya que la estructura cuenta con regularidad geométrica vertical. El factor r , correspondiente al tipo de suelo E es $r=1.5$, y finalmente el factor $\eta=2.48$ es el correspondiente a las provincias de la sierra y Esmeraldas. Es importante mencionar que, para el caso de los bloques principales, el diseño se realizó con dos factores de cortante basal en cada dirección.

En el sentido corto, o sentido “X”, se determinó el cortante basal tomando $R=8$. Para el sentido “Y” o sentido largo, se determinó el factor del cortante basal utilizando el factor $R=5$, por lo mencionado anteriormente en referencia al sistema dual con “muros de corte bajos”.

1.3 Objetivos.

El objetivo principal del presente trabajo de titulación es realizar un análisis estructural y sísmico preliminar del modelo estándar con el fin de verificar la eficacia y eficiencia del modelo propuesto, y adicionalmente determinar si cumple con todos los requerimientos necesarios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 para que se establezca como un modelo estándar que se pueda replicar a nivel nacional, sin que la eficiencia del diseño se vea afectada por la variación de los factores de diseño correspondientes a cada provincia y tipo de suelo del país.

1.4 Alcance.

El análisis que se realiza a continuación consta de un análisis sísmico estático equivalente y análisis modal espectral con base en la información presentada de planos arquitectónicos y estructurales establecidos por el diseñador original del Modelo Estándar, con

el fin de extraer conclusiones y recomendaciones. El análisis se realiza únicamente de dos estructuras correspondientes a los bloques principales. Es importante mencionar que cada bloque principal analizado no pertenece a la misma unidad educativa. El primer análisis correspondiente al bloque de 12 aulas corresponde a la unidad educativa del milenio ubicada en Cangahua, en la provincia de Cayambe. El segundo modelo de análisis corresponde al laboratorio de física y química ubicado en Kasama provincia de los Tsáchilas. El motivo de análisis de dos bloques ubicados en diferentes regiones es evaluar el Modelo Estándar en diferentes condiciones.

1.5 Importancia

Según la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15), las escuelas son estructuras de ocupación especial las cuales pueden servir como albergue o refugio ante un desastre natural severo como un evento sísmico o la erupción de un volcán. Adicionalmente el diseño de este tipo de estructuras contempla que durante un desastre natural estén presentes una cantidad de personas considerable en su interior por lo tanto es indispensable garantizar la seguridad y la vida de sus ocupantes. Adicionalmente, el proyecto propuesto de las UEM se ha construido y se construirán en serie a lo largo de todo el país por lo tanto es de suma importancia realizar el análisis desde el punto de vista sísmico y estructural garantizando que cumpla con todos los requisitos de las normas NEC.

CAPITULO 2

2. Estructuras en las Unidades Educativas del Milenio

En el siguiente capítulo se busca realizar una descripción de los planos arquitectónicos y estructurales presentados originalmente por el diseñador del modelo estándar. Todos los datos presentados a continuación fueron obtenidos de memorias arquitectónicas y estructurales del proyecto. El análisis, la obtención de resultados y conclusiones se realizará en base a las memorias de cálculo y en base a planos arquitectónicos y estructurales descritos a continuación. Las imágenes de los planos se presentan en anexos.

2.1 Planos Arquitectónicos.

Los diseños arquitectónicos correspondientes al modelo estándar de las Unidades Educativas del milenio nacen del concepto de “aula modular” el cual abarca un diseño reticular modular aplicado a los diferentes ambientes presentes en la Unidad Educativa, como los bloques de aulas, laboratorios, salones administrativos, comedores, biblioteca etc. Mediante el diseño de “aula modular” lo que se busca es distribuir adecuadamente los espacios escolares, las áreas administrativas y las áreas de servicios, de tal manera que se satisfagan las necesidades pedagógicas y facilitar además la construcción optimizando procesos constructivos, recursos humanos y disminuyendo el desperdicio de materiales (Según memoria arquitectónica del modelo estándar.

2.1.1 Bloque principal 12 aulas

El bloque principal de 12 aulas consta de dos edificaciones de dos plantas con siete vanos en dirección horizontal y dos vanos en dirección vertical como se muestra en el Anexo 1. La edificación cuenta con distribución simétrica tanto en planta como en elevación. El bloque de aulas cuenta con tres aulas por planta y un espacio correspondiente para servicios higiénicos tanto de hombres como de mujeres.

2.1.2 Laboratorio de Física y Química

El laboratorio de física y química está conformado por una edificación de una sola planta con elevación de 4 m. La estructura está conformada por 5 vanos en la dirección horizontal y 3 en la dirección vertical. En el interior está dividido por dos espacios, uno correspondiente para cada materia respectivamente, además cuenta con dos espacios para preparación de archivos, la edificación cuenta con una terraza inaccesible y un “porche” en la parte frontal. Se puede observar el plano arquitectónico en el Anexo 2.

2.1.3 Laboratorio de Tecnologías e Idiomas

Está conformado por una estructura con una sola planta en elevación. La estructura está conformada por 5 vanos en la dirección horizontal y dos en la dirección vertical. El interior está dividido en dos espacios para aulas y un cuarto de “Racks”. Se puede observar el detalle del plano arquitectónico en el anexo 3.

2.1.4 Educación Inicial

Está conformado por una estructura con una sola planta en elevación. La estructura está conformada por 5 vanos en la dirección horizontal y dos en la dirección vertical. El interior está dividido en dos espacios para aulas y un espacio destinado a servicios higiénicos. Se puede observar el detalle del plano arquitectónico en el anexo 4.

2.1.5 Sala de profesores

Está conformado por una estructura con una sola planta en elevación. Cuenta con 5 vanos horizontales y 3 verticales. El espacio interior está dividido entre sala de reuniones, rector vespertino, inspección, espacio para servicios higiénicos y un “porche” en la zona frontal del bloque. Se puede observar el detalle del plano arquitectónico en el anexo 5.

2.1.6 Sal3n administrativo

Est3 conformado por una estructura con una sola planta en elevaci3n. Cuenta con 4 vanos horizontales y 2 verticales. El espacio interior est3 dividido entre sala de secretaria, rectorado, atenci3n a estudiantes, sala de estar, sala de reuniones, sala de primeros auxilios y espacio para servicios higi3nicos y un “porche” en la zona frontal del bloque. Se puede observar el detalle del plano arquitect3nico en el anexo 6.

2.1.7 Biblioteca

Est3 conformado por una estructura con una sola planta en elevaci3n. Cuenta con 4 vanos horizontales y 2 verticales. El espacio interior est3 dividido entre sala de secretaria, rectorado, atenci3n a estudiantes, sala de estar, sala de reuniones, sala de primeros auxilios y espacio para servicios higi3nicos y un “porche” en la zona frontal del bloque. Se puede observar el detalle del plano arquitect3nico en el anexo 6.

2.1.8 Comedor

Est3 conformado por una estructura con una sola planta en elevaci3n. Cuenta con 4 vanos horizontales y 2 verticales. El espacio interior est3 dividido entre sala de secretaria, rectorado, atenci3n a estudiantes, sala de estar, sala de reuniones, sala de primeros auxilios y espacio para servicios higi3nicos y un “porche” en la zona frontal del bloque. Se puede observar el detalle del plano arquitect3nico en el anexo 6.

2.2 Planos Estructurales.

El cálculo estructural de todos los elementos de las Unidades Educativas del milenio se realizó en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y el ACI-318-11. El sistema estructural de los bloques principales está basado en un sistema dual el cual consta de elementos de hormigón armado con muros de corte “bajos”. Para los bloques secundarios el sistema estructural consta de pórticos de hormigón armado. Los materiales utilizados fueron hormigón normal con resistencia de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, acero con límite de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. En cuanto a recubrimientos, la cimentación utiliza un mínimo de 7cm, y para el resto de la estructura se utilizó 4cm. El esfuerzo admisible del suelo de cimentación sobre el cual se basa el diseño estructural es de $q_a=10 \text{ T/m}^2$

2.2.1 Bloque 12 aulas

Es una estructura de hormigón armado que cuenta con muros estructurales en los ejes 2,4 y 8. Presenta 7 vanos en la dirección horizontal y dos vanos en la dirección vertical. Las vigas principales presentes a lo largo de los ejes A, B, y C están conformadas por las secciones V3 y VB con secciones transversales de 35x55cm y 20x55cm respectivamente. Las vigas secundarias V1 y V2 presentes en los ejes 1,2,3,4,5,6,7,8 presentan secciones transversales de 30x50cm. El armado longitudinal superior e inferior en las vigas principales V3 y VB consta de varillas de 16 y 18 mm. En las vigas secundarias V1 y V2 se presenta un armado similar con varillas de 16 y 18mm. Para el nivel uno y dos en los ejes A, B, I, J (1,2,3,4,5,6,7,8) las columnas presentan una sección transversal “C1” de 45x60cm con refuerzo longitudinal de 18mm, las columnas presentan 1.3% de cuantía de refuerzo longitudinal. Para los ejes C, H (1,2,3,4,5,6,7,8) las columnas “C2” presentan una sección transversal de 35x45cm con refuerzo longitudinal de 18 mm, la sección presenta 1.6% de cuantía de refuerzo longitudinal.

2.2.2 Laboratorio Física y Química

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes 1 y 6. Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A y B presentan secciones transversales de 35x50cm y 30x50cm respectivamente con refuerzo longitudinal superior e inferior de 16mm en las esquinas y 14mm como varillas intermedias. Las vigas secundarias V3 y V4 ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5,6) cuentan con una sección transversal de 30x45cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 14 y 16mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje A y B cuentan con una sección trasversal de 45x45cm. La sección “C1” presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección “C2” presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal. La columna “C3” ubicada en los ejes C (1,2,5,6) presenta una sección transversal de 40x40cm con refuerzo longitudinal de 16mm y cuantía del 1.5%. La columna “C4” ubicada en los ejes C (3,4) tiene una sección trasversal circular con un diámetro de 40cm y refuerzo principal de 16mm, la columna presenta una cuantía del 1.6% para refuerzo longitudinal.

2.2.3 Laboratorio Tecnología e Idiomas

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes 1 y 6. Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A y B presentan secciones transversales de 30x50cm con refuerzo longitudinal superior e inferior 16mm en las esquinas y 14mm como varillas intermedias. Las vigas secundarias V3 y V4 ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5,6) cuentan con una sección transversal de 30x50cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 16 y 18mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje A y B cuentan con una sección trasversal de 50x40cm. La sección “C1” presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección “C2” presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal.

2.2.4 Educación Inicial

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes 1 y 6. Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A y B presentan secciones transversales de 30x50cm con refuerzo longitudinal superior e inferior de 16mm. Las vigas secundarias V2 y V3 ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5,6) cuentan con una sección transversal de 30x50cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 16mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje A y B cuentan con una sección trasversal de 50x40cm. La sección “C1” presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección “C2” presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal.

2.2.5 Sala de Profesores

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes 1 y 6. Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A y B presentan secciones transversales de 35x55cm con refuerzo longitudinal superior e inferior de 14 y 16mm. Las vigas secundarias V2 y V3 ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5,6) cuentan con una sección transversal de 30x50cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 14 y 16mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje A y B cuentan con una sección trasversal de 50x40cm. La sección “C1” presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección “C2” presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal.

2.2.6 Salón Administrativo

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes 1 y 5. Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A y B presentan secciones transversales de 30x50cm con refuerzo longitudinal superior e inferior de 14 y 16mm. Las vigas secundarias V3 ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5) cuentan con una sección

transversal de 30x50cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 14 y 16mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje A y B cuentan con una sección transversal de 50x40cm. La sección “C1” presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección “C2” presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal.

2.2.7 Bloque Biblioteca

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes (1,2) y en los ejes (B, C). Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A,B y C presentan secciones transversales de 30x50cm. Las vigas “V1” cuentan con refuerzo longitudinal superior e inferior de 16mm. Las vigas “V2” tienen refuerzo longitudinal superior 18mm en las esquinas y 16mm como varillas intermedias. Las vigas secundarias “V3” y “V4” ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5) cuentan con una sección transversal de 30x50cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 16mm. La viga “V5” presenta refuerzo longitudinal superior de 16 y 18mm mientras que el refuerzo longitudinal inferior es de 16mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje A y B cuentan con una sección transversal de 50x40cm. La sección “C1” presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección “C2” presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal.

2.2.8 Bloque Comedor

Es una estructura de hormigón armado con muros de corte en los ejes 1 y 6. Las vigas principales o longitudinales “V1” y “V2” ubicadas en los ejes A y B presentan secciones transversales de 35x55cm con refuerzo longitudinal superior e inferior de 16mm en las esquinas y 14mm en varillas intermedias. Las vigas secundarias V2 y V3 ubicadas en los ejes transversales (1,2,3,4,5,6) cuentan con una sección transversal de 30x50cm y refuerzo longitudinal superior e inferior de 14 y 16mm. Las columnas “C1” y “C2” presentes en el eje

A y B cuentan con una sección transversal de 50x40cm. La sección "C1" presenta varillas de 16mm como refuerzo longitudinal y cuenta con el 1.2% de cuantía de acero mientras que la sección "C2" presenta refuerzo longitudinal de 18mm y una cuantía de 1.5% de refuerzo longitudinal.

CAPITULO 3

3.1 Modelación Estructural

En el presente capítulo se establece los parámetros a partir de los cuales se realizó el análisis del diseño original del Modelo Estándar. El modelo que se presenta a continuación considera estructuras con cimentación flexible, es decir, dentro del análisis que se realizó en el programa ETABS 2016 se incluyó la interacción suelo estructura y las vigas de cimentación, en lugar de considerar cimentación rígida, con el fin de representar adecuadamente las acciones sobre las vigas de cimentación y verificar su diseño. El objetivo de esta modificación fue entonces encontrar un modelo más preciso que tome en cuenta el efecto del suelo sobre la estructura. Los datos de geometría de vigas de cimentación, capacidad portante del suelo y coeficiente de balasto fueron obtenidos de la memoria técnica original del proyecto. El resto de los parámetros (armado, diseño sismorresistente, geometría de secciones transversales) se obtuvieron a partir del diseño del modelo original.

3.1.1 Interacción suelo-estructura

En esta sección se desarrollará la metodología empleada para considerar la interacción que se produce entre el suelo y la estructura por medio de la cimentación. El objetivo del siguiente análisis, como se mencionó anteriormente, es lograr un modelo más preciso el cual considere la flexibilidad del suelo. Para la modelación de la interacción suelo estructura, se toma en consideración la teoría propuesta por Winkler, en el cual supone que la viga está apoyada sobre resortes cuya rigidez es el coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo. En primer lugar, para la determinación del coeficiente de balasto se toma como referencia la ecuación propuesta por Bowles (Das, 2012).

$$K_s = 120 * Q_a \quad (4)$$

Donde:

K_s , es el coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo.

Q_a , es la capacidad portante del suelo.

Para el caso del modelo estándar de las unidades educativas del milenio, se establece que en todos los casos el suelo tendrá una capacidad portante de:

$$Q_a = 10 \frac{T}{m^3}$$

Por lo tanto, el coeficiente de balasto del suelo se determinó en base a la ecuación (4) como se muestra a continuación:

$$K_s = 120 * 10 \frac{T}{m^3} = 1200 \frac{T}{m^3}$$

Este será el valor de rigidez asumido para el modelo estándar con el cual se determinarán los resortes a lo largo de las vigas de cimentación.

3.1.2 Condición de apoyo

Para la modelación en el programa ETABS 2016 se restringe la condición de apoyo en los nodos de tal manera que se impida desplazamiento en la dirección de los ejes globales “X” y “Y”, pero se permite desplazamiento en el eje global “Z”, de manera que los resortes asignados a lo largo de las vigas de cimentación puedan generar traslaciones verticales en la estructura (Computer & Structures Inc., 2016). La asignación de los grados de libertad en el programa ETABS 2016 se muestra a continuación:

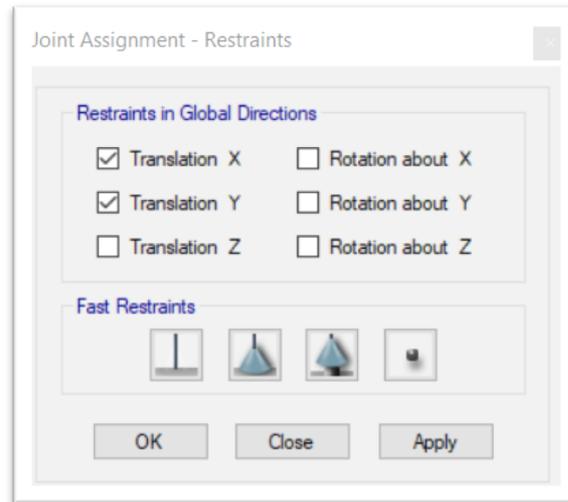


Figura 1. Asignación de grados de libertad.

Una vez asignados los grados de libertad a los nodos, se definieron los resortes que se asignarán a cada viga. Para el modelo estructural se trabajará con “Line Springs”, o resortes lineales los cuales son resortes que se asignan a lo largo de los ejes locales de las vigas de cimentación (Computer & Structures Inc., 2016). Los resortes lineales están establecidos en el ETABS 2016 para soportar tensión y compresión, aunque la resistencia a tensión en el suelo es despreciable (Computer & Structures Inc., 2016).

El programa distribuye los resortes en todos los nodos del elemento “frame”. La distribución de los resortes está asociada con la división automática interna que realiza el programa en cada elemento, por lo tanto, es indispensable asegurar una división de elementos adecuada en cada elemento “frame”. Para el caso de este modelo estructural, se trabajó con la división automática del programa (Computer & Structures Inc., 2016). Para determinar la rigidez del resorte correspondiente a cada viga de cimentación, se debe considerar el ancho de la viga que está en contacto con el suelo, y este valor se deberá multiplicar por el coeficiente de balasto definido anteriormente (Guerra A. & Chacón S, 2010).

Los resortes se asignarán a cada viga en el eje local que corresponda a la dirección vertical. El resorte para cada viga de cimentación se determina de la siguiente manera:

$$Spr = B_e(m) * K_s\left(\frac{T}{m^3}\right) \quad (5)$$

Donde:

Spr, representa el resorte asignado a cada viga de acuerdo con su geometría.

B_e , representa el ancho de la viga en contacto con el suelo.

K_s , representa el coeficiente de balasto del suelo.

3.2 Interacción suelo-estructura Unidad educativa Kasama.

Las vigas de cimentación consideradas en el siguiente modelo estructural son vigas tipo T invertidas y su geometría depende de si se trata de viga de cimentación interna o externa. La geometría de las vigas, así como la asignación de acero de refuerzo y el recubrimiento se realiza de acuerdo con los planos estructurales correspondientes. A continuación, se muestra la vista en planta de la cimentación. Se consideró la inercia agrietada de $0.5I_g$ conforme a lo requerido por la norma NEC-15 con respecto a vigas (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

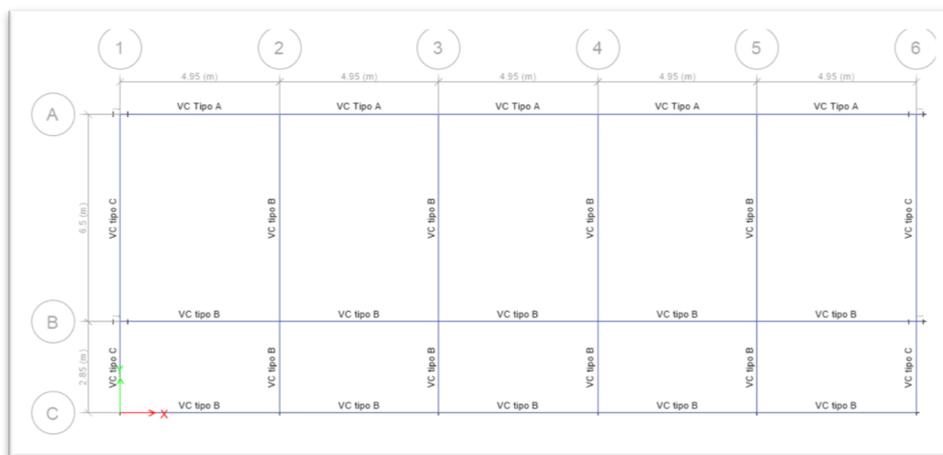


Figura 2. Vista en planta vigas de cimentación.

A continuación, se muestra la creación de las secciones transversales, incluyendo el acero de refuerzo y el recubrimiento requerido para las vigas de cimentación.

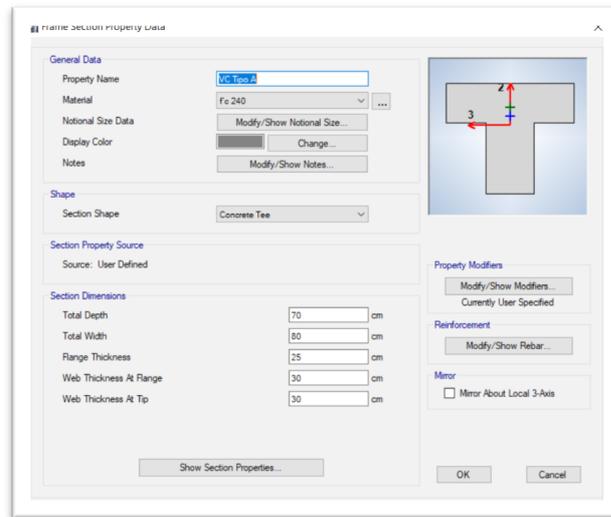


Figura 3. Viga de cimentación tipo A.

Una vez definidas las propiedades geométricas de la sección transversal, se procede a asignar el refuerzo correspondiente a la viga de cimentación, de acuerdo con los planos estructurales.

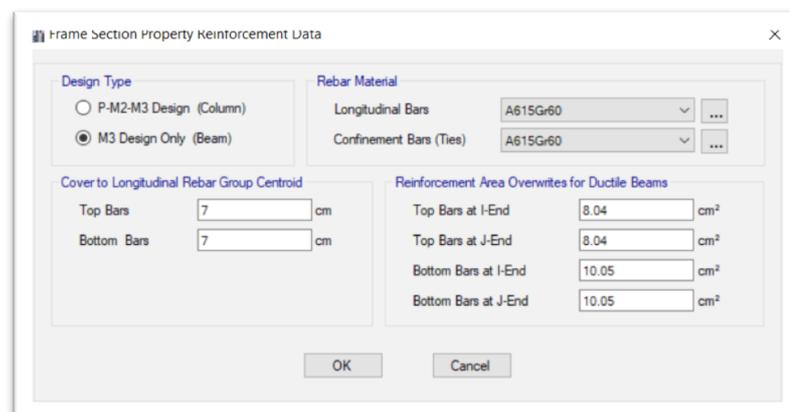


Figura 4. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo A.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: cm

Total Width: cm

Flange Thickness: cm

Web Thickness At Flange: cm

Web Thickness At Tip: cm

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

Mirror

Mirror About Local 3-Axis

Figura 5. Viga de cimentación tipo B.

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: cm

Bottom Bars: cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: cm²

Top Bars at J-End: cm²

Bottom Bars at I-End: cm²

Bottom Bars at J-End: cm²

Figura 6. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo B.

Figura 7. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo C.

Figura 8. Refuerzo y recubrimiento Viga de cimentación tipo C.

3.2.1 Asignación del coeficiente de balasto

Una vez se determinó todas las secciones transversales de cada tipo de viga de cimentación, se procede a definir y asignar los resortes a lo largo de las mismas. Los valores de rigidez correspondientes a cada resorte se calculan utilizando la ecuación (5), y los resultados se muestran en la Tabla 1.

Geometría	B_e (m)	K_s suelo (T/m ³)	K_s (T/m ²)
Viga tipo A	0.80	1200	960
Viga tipo B	0.60	1200	720
Viga tipo C	0.60	1200	720

Tabla 1. Coeficiente de balasto correspondiente a cada viga de cimentación.

Una vez determinados los valores de rigidez del resorte correspondiente a cada viga de cimentación, se asignó las propiedades del resorte lineal, en la dirección local 2, la cual corresponde a la dirección vertical de acuerdo con lo establecido por el programa ETABS 2016 (Computer & Structures Inc., 2016).

The dialog box 'Line Spring Property Data' is shown for property 'SprA'. It contains the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name: SprA
 - Property Display Color: [Grey swatch] Change...
 - Line Spring Notes: Modify/Show Notes...
- Spring Constants / Unit Length:**
 - Local 1 Direction: 0 tonf/m/m
 - Local 2 Direction (Linear): 960 tonf/m/m
 - Local 3 Direction (Linear): 0 tonf/m/m
 - Rotational About Local 1: 0 tonf/rad
- Nonlinear Option for Local 2 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only
- Nonlinear Option for Local 3 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only

Buttons: OK, Cancel

Figura 9. Definición resorte tipo A.

The dialog box 'Line Spring Property Data' is shown for property 'SprB'. It contains the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name: SprB
 - Property Display Color: [Blue swatch] Change...
 - Line Spring Notes: Modify/Show Notes...
- Spring Constants / Unit Length:**
 - Local 1 Direction: 0 tonf/m/m
 - Local 2 Direction (Linear): 720 tonf/m/m
 - Local 3 Direction (Linear): 0 tonf/m/m
 - Rotational About Local 1: 0 tonf/rad
- Nonlinear Option for Local 2 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only
- Nonlinear Option for Local 3 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only

Buttons: OK, Cancel

Figura 10. Definición resorte tipo B.

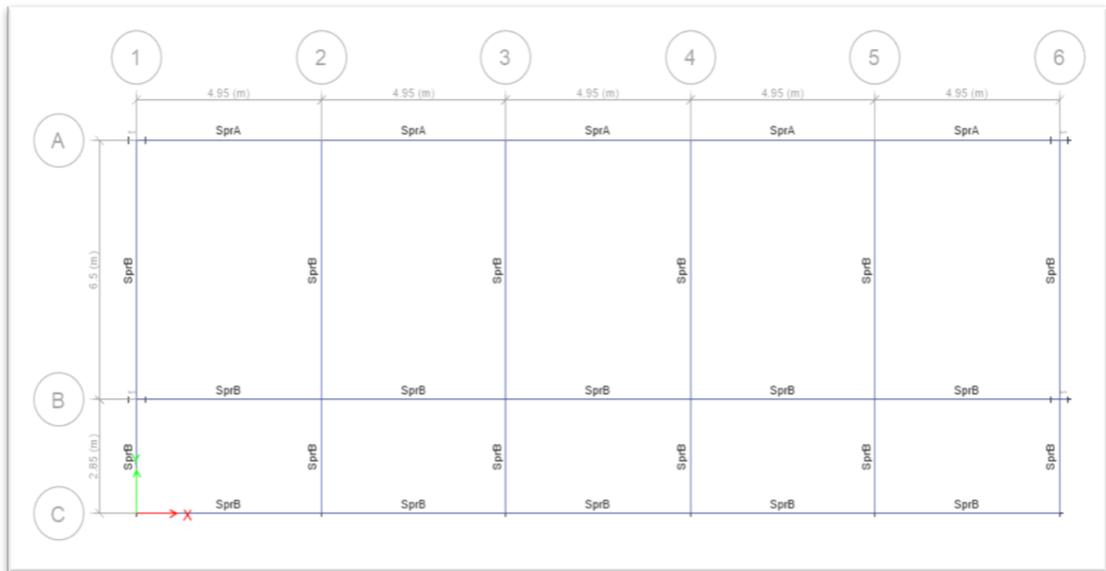


Figura 11. Asignación de resortes en vigas de cimentación Kasama.

3.3 Interacción suelo-estructura Unidad educativa Cangahua.

Las vigas de cimentación consideradas en el siguiente modelo estructural son vigas tipo T invertidas y su geometría depende de si se trata de viga de cimentación interna o externa. La geometría de las vigas, así como la asignación de acero de refuerzo y el recubrimiento se realiza de acuerdo con los planos estructurales correspondientes. A continuación, se muestra la vista en planta de la cimentación.



Figura 12. Vista en planta vigas de cimentación.

A continuación, se muestra la creación de las secciones transversales, incluyendo el acero de refuerzo y el recubrimiento requerido para las vigas de cimentación.

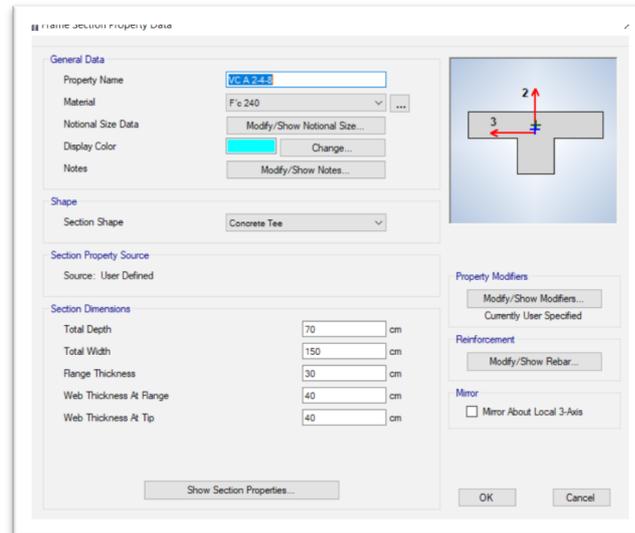


Figura 13. Viga de cimentación tipo A ejes 2-4-8.

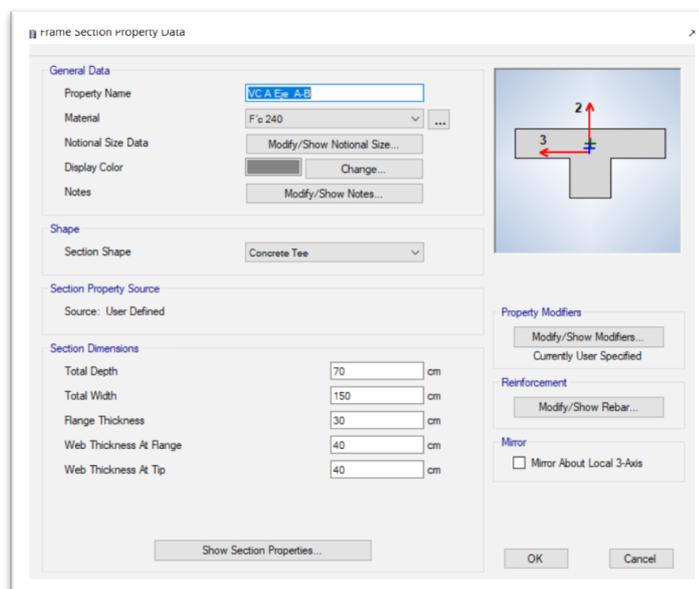


Figura 14. Viga de cimentación tipo A ejes A-B.

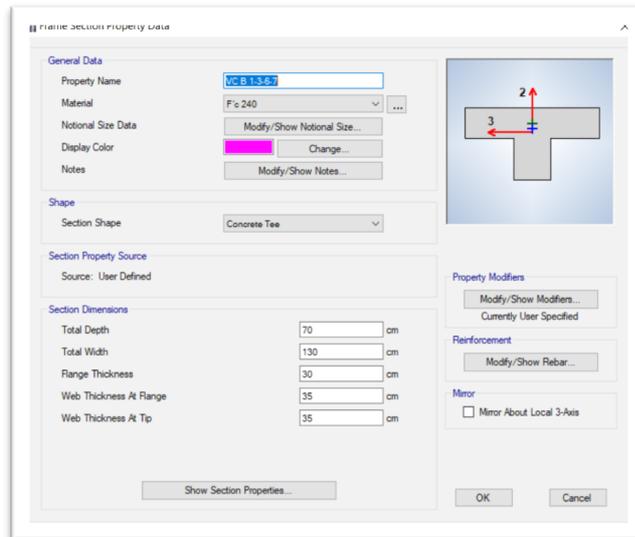


Figura 15. Viga de cimentación tipo B ejes 1-3-6-7.

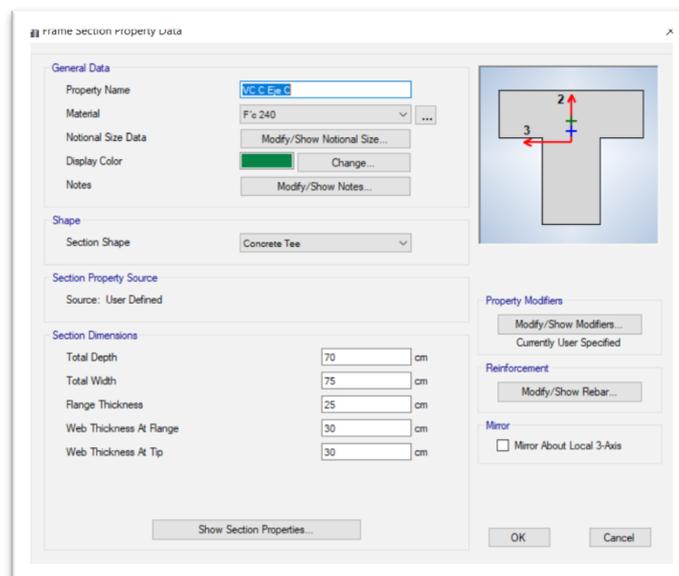


Figura 16. Viga de cimentación tipo C eje C.

3.3.1 Asignación de coeficientes de balasto

Una vez se determinó todas las secciones transversales de cada tipo de viga se procede a definir y asignar los resortes a lo largo de las vigas de cimentación. Los valores de rigidez correspondientes a cada resorte se calculan utilizando la ecuación (5), y los resultados se muestran en la Tabla 2.

Geometría	B_e (m)	K_s suelo (T/m^3)	K_s (T/m^2)
Viga tipo A	1.50	1200	1800
Viga tipo B	1.30	1200	1560
Viga tipo C	0.75	1200	900

Tabla 2. Coeficiente de balasto correspondiente a cada viga de cimentación.

The dialog box 'Line Spring Property Data' is shown for 'Spr A'. It contains the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name: Spr A
 - Property Display Color: Green (with 'Change...' button)
 - Line Spring Notes: (with 'Modify/Show Notes...' button)
- Spring Constants / Unit Length:**
 - Local 1 Direction: 0 tonf/m/m
 - Local 2 Direction (Linear): 1800 tonf/m/m
 - Local 3 Direction (Linear): 0 tonf/m/m
 - Rotational About Local 1: 0 tonf/rad
- Nonlinear Option for Local 2 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only
- Nonlinear Option for Local 3 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figura 17. Definición resorte tipo A.

The dialog box 'Line Spring Property Data' is shown for 'Spr B1'. It contains the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name: Spr B1
 - Property Display Color: Green (with 'Change...' button)
 - Line Spring Notes: (with 'Modify/Show Notes...' button)
- Spring Constants / Unit Length:**
 - Local 1 Direction: 0 tonf/m/m
 - Local 2 Direction (Linear): 1560 tonf/m/m
 - Local 3 Direction (Linear): 0 tonf/m/m
 - Rotational About Local 1: 0 tonf/rad
- Nonlinear Option for Local 2 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only
- Nonlinear Option for Local 3 Direction:**
 - None (Linear)
 - Compression Only
 - Tension Only

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figura 18. Definición resorte tipo B.

Line Spring Property Data

General Data

Property Name:

Property Display Color: Change...

Line Spring Notes:

Spring Constants / Unit Length

Local 1 Direction: tonf/m/m

Local 2 Direction (Linear): tonf/m/m

Local 3 Direction (Linear): tonf/m/m

Rotational About Local 1: tonf/rad

Nonlinear Option for Local 2 Direction

None (Linear) Compression Only Tension Only

Nonlinear Option for Local 3 Direction

None (Linear) Compression Only Tension Only

Figura 19. Definición resorte tipo C.



Figura 20. Asignación de resortes en vigas de cimentación Cangahua.

3.4 Verificación diseño sismo resistente.

A continuación, se realizó la verificación del diseño sismorresistente propuesto originalmente para el modelo estándar de las Unidades Educativas del milenio, en base al cual se obtendrán resultados para a su vez establecer conclusiones y recomendaciones. El diseño sismo resistente se realizó en base a la NEC-15, la cual establece los requerimientos y metodologías de diseño adecuadas para garantizar el diseño sismorresistente de la estructura. El presente análisis se realiza en base a la zona propuesta para el modelo estándar, la cual contempla la provincia de Esmeraldas, y el proyecto será construido sobre un suelo tipo E. El diseño contempla un periodo de retorno de 475 años. Dentro del modelo del programa ETABS 2016 se incluirá el análisis estático y dinámico de la estructura para realizar el control de derivas de piso máximas y verificar que el diseño de los elementos de hormigón armado sea el adecuado.

A continuación, se presentan los datos con los cuales se realizará el análisis.

Factores de Zona	
Factor Z	1
Zona	6
η (Esmeraldas)	2.48
Factor r suelos A, B, C, D	1
Factor r suelo E	1.5

Tabla 3. Factores Zona 6

Se obtienen los valores límite de vibración en el espectro sísmico elástico que representa el sismo de diseño en base a NEC-SE-DS sección 3.3.

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (6)$$

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

	NEC 2015
Fa=	0.85
Fd=	1.50
Fs=	2.00
To=	0.35
Tc=	1.94

Tabla 4. Factores de suelo y valores límite de vibración.

Se obtiene el espectro de diseño para la provincia de Esmeraldas para un suelo tipo E.



Figura 21. Espectro de respuesta zona 6, Z=1.

Los valores numéricos obtenidos del espectro elástico se asignan al programa ETABS 2016 para realizar el análisis dinámico de la estructura a partir de la función “NEC-ESM-E”. Es importante mencionar que el factor Z utilizado en el diseño original para la determinación del espectro no es el correcto, debido a que la norma NEC-SE-DS en la sección 3.3 establece que el factor para la zona sísmica 6 debe ser $Z=0.5$ (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

3.4.1 Factor de reducción de ductilidad

Para el presente modelo se consideró dos factores de reducción dependiendo el tipo de sistema estructural que se presente en la estructura. Como establece la NEC, para sistemas de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas y muros de corte el factor de reducción es $R=8$, sin embargo, debido a la relación $\frac{h}{l} \leq 2$, se espera que el muro de corte presente fallas por corte más no por flexión por este motivo el factor de reducción para el sistema dual se toma en consideración $R=5$. Para el caso de pórticos resistentes a momento con vigas descolgadas se tomará un factor de reducción $R=8$.

3.4.2 Estimación Cortante Basal

A continuación se presenta la metodología utilizada para el cálculo del coeficiente sísmico estático del Modelo Estándar. Los factores determinados son empleados para el diseño de todas las UEM sin importar su ubicación geográfica. En el modelo de análisis se presentan dos factores de coeficiente sísmico estático debido a que los coeficientes de reducción de resistencia (R) son diferentes en cada dirección de análisis debido a la configuración estructural. El cortante basal de diseño se estima en base a la ecuación presentada por la NEC-SE-DS-15:

$$V = \frac{I * S_a * T_a}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (8)$$

Cortante Basal			
Factor	Descripción	Criterio	Valor
Z	Factor de zona	Esmeraldas	1
I	Factor de importancia	Escuela	1.3
ϕ_p	Configuración en planta	Regular	1
ϕ_e	Configuración en elevación	Regular	1
Rx	Factor reducción de ductilidad	Sistema dual	8
Ry	Factor reducción de ductilidad	Sistema pórtico	5

Tabla 5. Factores cortante basal.

Una vez definidos los factores, se utilizó la ecuación (8) para calcular el coeficiente sísmico estático inicial en las dos direcciones de análisis.

Dirección de análisis	Coficiente Sísmico Estático
Global X	34%
Global Y	55%

Tabla 6. Coficiente sísmico estático en cada dirección de análisis.

3.4.3 Comprobación del Período Fundamental

El periodo fundamental de vibración se calcula en base a lo establecido por la NEC-15

$$T = C_t * (h_n)^\alpha \quad (9)$$

Donde:

C_t , coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n , altura máxima de la estructura, medida desde la base, en metros.

α , coeficiente que depende del tipo de sistema estructural.

Período Fundamental NEC-15	
C_t	0.055
α	0.75
h_n Kasama	4
h_n Cangahua	7.85
T Kasama (s)	0.156
T Cangahua (s)	0.258

Tabla 7. Periodos fundamentales NEC-15.

Período NEC vs ETABS		
T-NEC-15=	0.156	segundos
T-ETABS=	0.28	segundos
%Variación	1.84	No Pasa

Tabla 8. Comprobación Período Fundamental Kasama

Período NEC vs ETABS		
T -NEC-15=	0.258	segundos
T-ETABS=	0.383	segundos

%Variación	1.32	No Pasa
------------	------	---------

Tabla 9. Comprobación Período Fundamental Cangahua

Conforme a lo establecido por la NEC-SE-DS 15, el período de vibración estimado por un método de análisis modal no debe exceder a la estimación del período de vibración obtenido por la ecuación (9) en más del 30%. De los resultados obtenidos en la Tabla .8, se puede observar que la relación entre el período obtenido del análisis en el programa ETABS 2016 y el período calculado en base a la ecuación (9) excede el 30%, y para el caso del bloque de 12 aulas ubicado en Cangahua, se puede concluir que el período obtenido del análisis modal no cumple con los parámetros establecidos por la NEC-SE-DS en cuanto a periodo de vibración estructural (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

3.5 Análisis de elementos sujetos a flexo compresión biaxial Kasama.

El análisis de elementos sujetos a flexo compresión biaxial, se realiza mediante un algoritmo realizado en MATLAB en base a los criterios de diseño del ACI 318-11 y de la NEC-15. Se realiza el análisis para verificar que los elementos hayan sido diseñados bajo el criterio de diseño por capacidad y cumplan con los requisitos de ductilidad y resistencia. Se realiza la verificación de la sección mediante el diagrama de interacción en el cual se estiman las curvas nominales, probable y reducida para verificar que la sección transversal cumpla con todos los requisitos de diseño según ACI 318-11 y NEC-15.

3.5.1 Sección C1

La columna denominada como “C1”, corresponde a una sección transversal de 45x45cm, con 12 varillas de 16mm como refuerzo longitudinal. La sección se muestra a continuación.

C1 45 x 45 cm

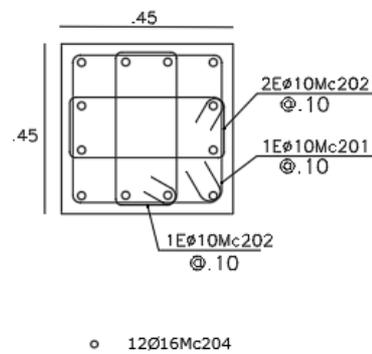
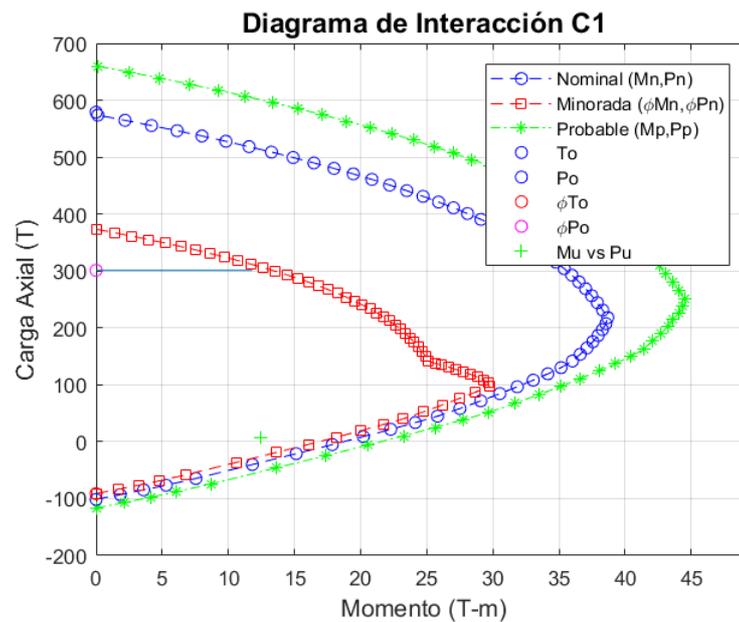


Figura 22. Sección transversal C1.



3.5.2 Sección C2

La columna denominada como “C2”, corresponde a una sección transversal de 45x45cm, con 12 varillas de 18mm como refuerzo longitudinal. La sección se muestra a continuación.

C2
45 x 45 cm

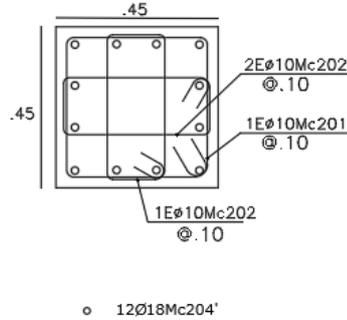


Figura 24. Sección transversal C2.

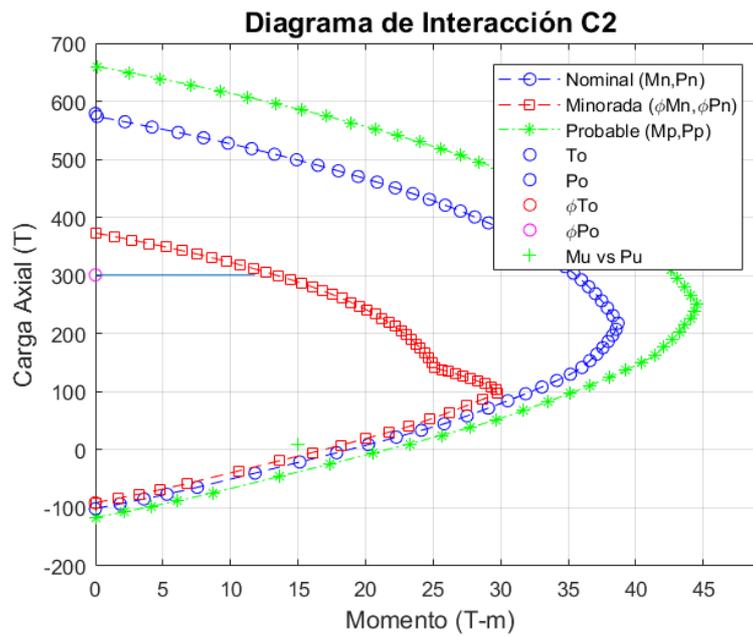


Figura 25. Diagrama de interacción C2.

3.5.3 Sección C3

La columna denominada como “C3”, corresponde a una sección transversal de 40x40cm, con 12 varillas de 16mm como refuerzo longitudinal. La sección se muestra a continuación.

C3

40 x 40 cm

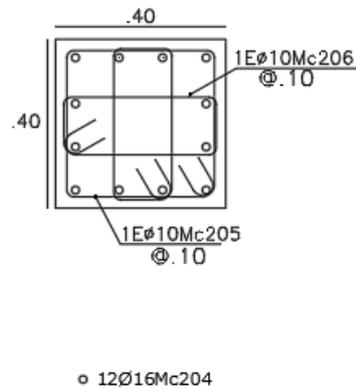


Figura 26. Sección transversal C3.

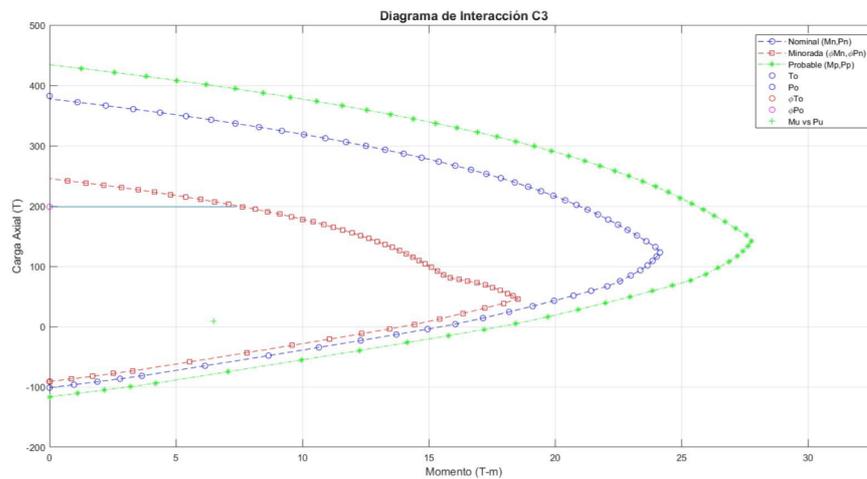


Figura 27. Sección transversal C3.

3.5.4 Sección C4

La columna denominada como “C4”, corresponde a una sección transversal circular de 40cm de diámetro, con 10 varillas de 16mm como refuerzo longitudinal. La sección se muestra a continuación.

C4

D=40cm

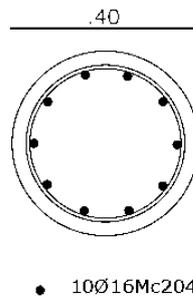


Figura 28. Sección transversal C4.

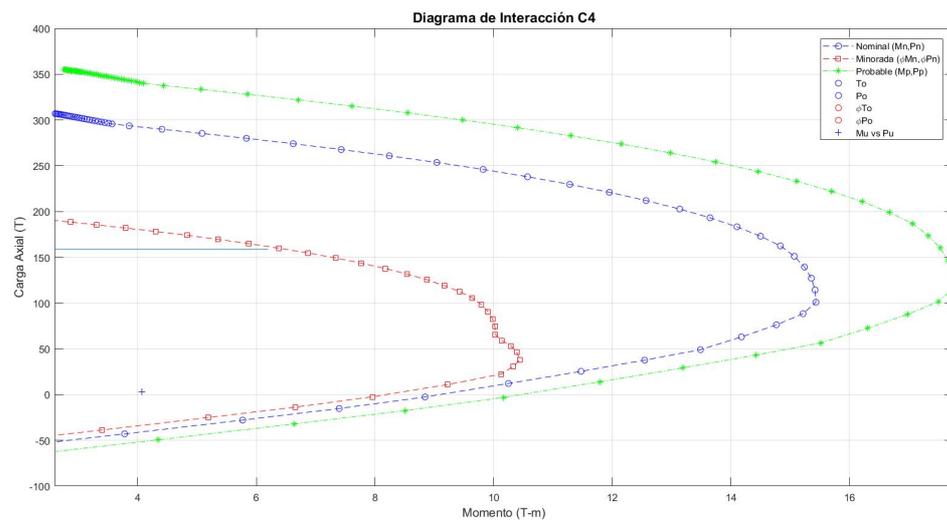


Figura 29. Diagrama de Interacción C4

3.5.5 Muro de corte

Muro tipo I con cabezales de 45x45 cm. El espesor del alma es de 15cm y la longitud de 6.50 m. El refuerzo longitudinal en los cabezales corresponde a varillas de 16mm. En el alma el refuerzo longitudinal y transversal dentro del alma del muro corresponde a varillas de 10 mm espaciadas cada 20 cm.

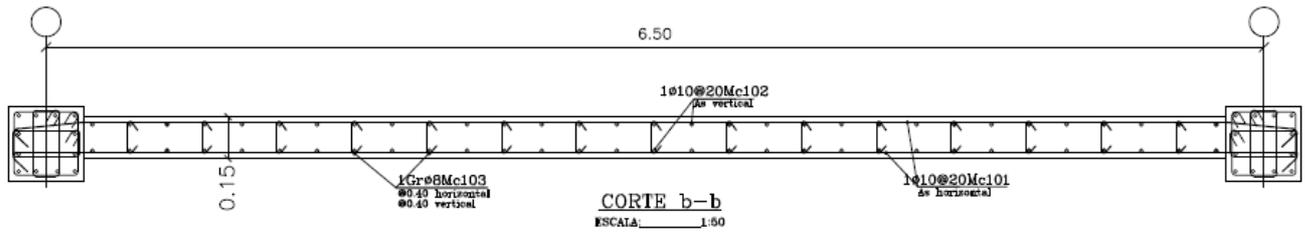


Figura 30. Sección transversal Muro tipo I.

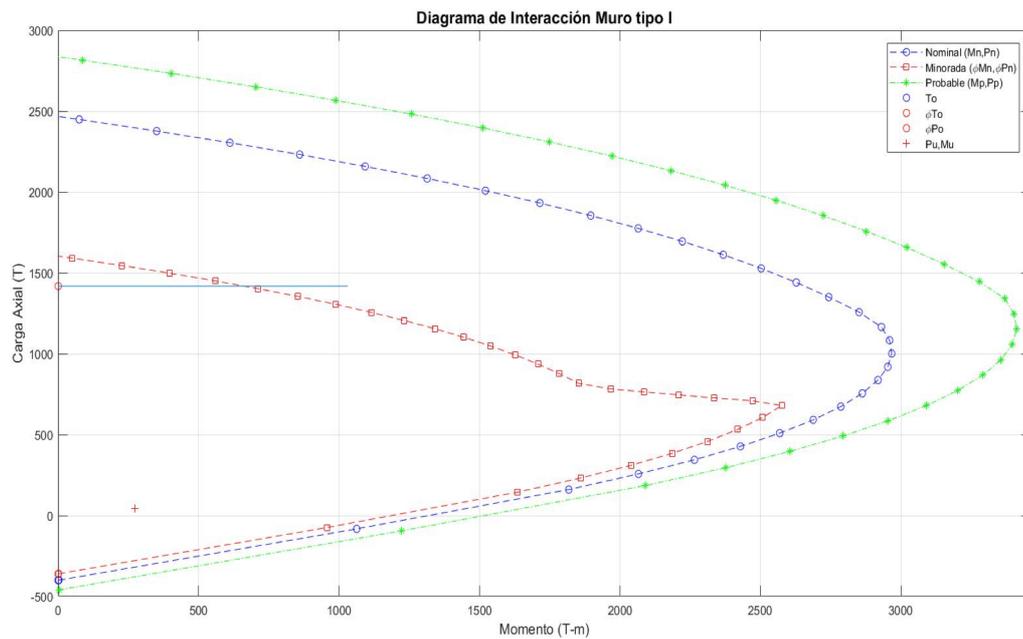


Figura 31. Diagrama de interacción muro tipo I.

3.6 Elementos sujetos a flexo compresión biaxial Cangahua.

3.6.1 Sección C1 45x60 cm

La columna denominada como “C1”, corresponde a una sección transversal rectangular de 45x60cm, con 14 varillas de 18mm como refuerzo longitudinal. La sección se muestra a continuación.

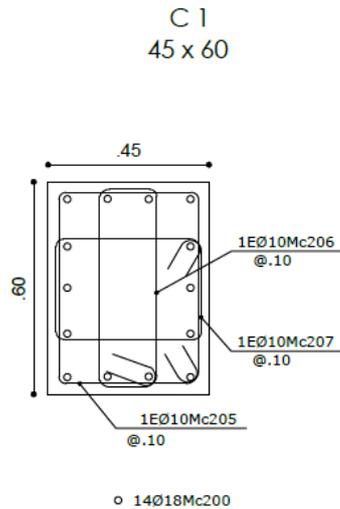


Figura 32. Sección transversal C1.

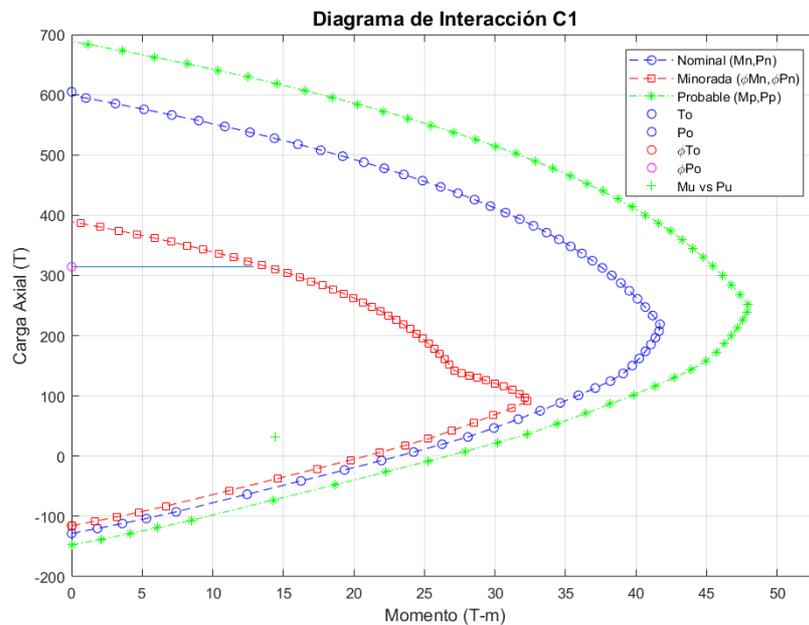


Figura 33. Diagrama de interacción C1.

3.6.2 Sección C2 35x45 cm

La columna denominada como “C2”, corresponde a una sección transversal rectangular de 35x45cm, con 10 varillas de 18mm como refuerzo longitudinal. La sección se muestra a continuación.

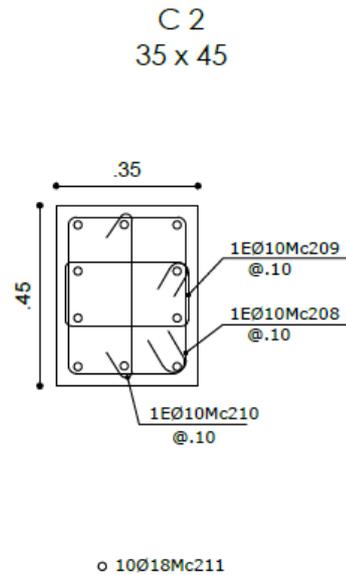


Figura 34. Sección transversal C2.

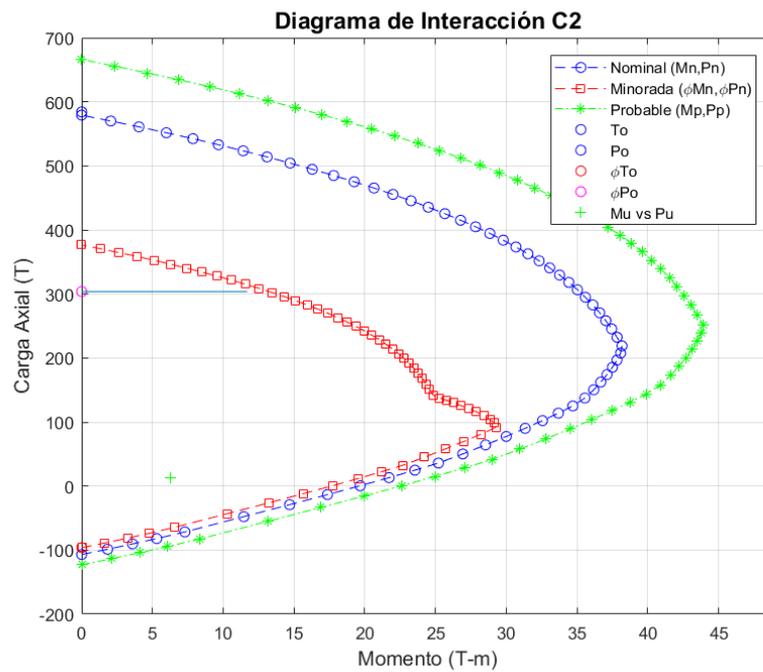


Figura 35. Diagrama de interacción C2.

3.6.3 Muro de corte

Muro tipo I con cabezales de 45x60 cm. El espesor del alma es de 15cm y la longitud de 6.50 m. El refuerzo longitudinal en los cabezales corresponde a varillas de 18mm. En el

alma el refuerzo longitudinal y transversal dentro del alma del muro corresponde a varillas de 10 mm espaciadas cada 20 cm.

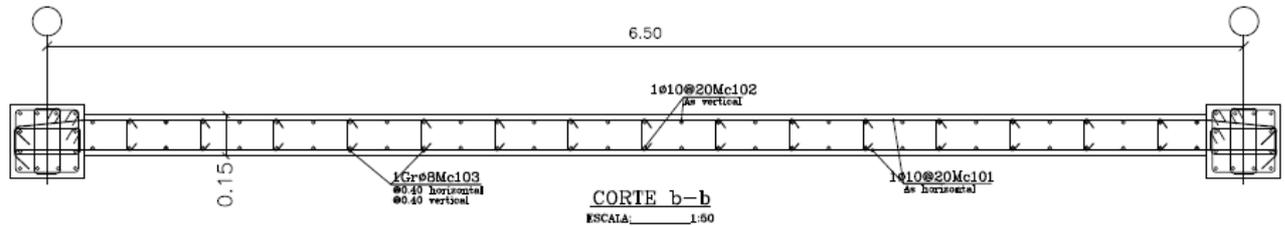


Figura 36. Sección transversal muro I.

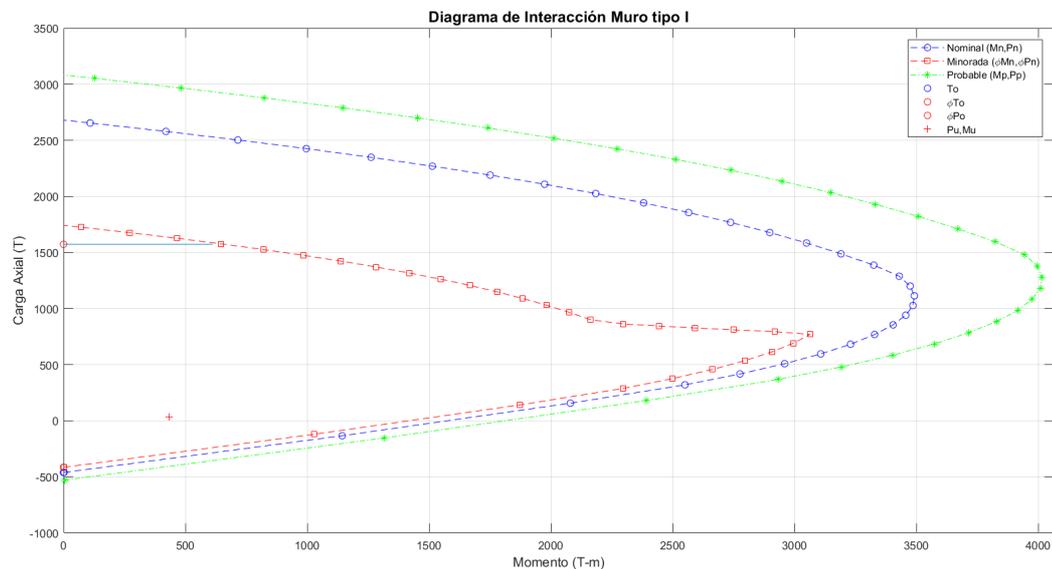


Figura 37. Diagrama de interacción muro tipo I.

De los diagramas de interacción mostrados anteriormente para columnas y muros de corte, se observa que en todos los casos la demanda es mucho menor a la capacidad de la sección ya que el punto graficado (+) representa (M_u, P_u) obtenido de la envolvente de cargas. No obstante que se observa la relativa baja carga axial de demanda, que permitirá disponer de ductilidad en las columnas, éstas se ven sobredimensionadas, aunque aún resta por verificar los requisitos sísmicos de conexiones. En el caso de los muros de corte se puede observar que la

sección está extremadamente sobre dimensionada ya que su capacidad es excesivamente superior a la demanda, con esfuerzos mínimos a carga axial. Se puede determinar también que la geometría y el armado de columnas esta sobre dimensionado, ya que la sección cubre ampliamente la demanda. Del análisis biaxial de las secciones anteriormente presentadas se puede concluir que el diseño de dichas secciones se puede optimizar en cuanto a la geometría de la sección como al acero de refuerzo.

3.7 Chequeo de cuantía longitudinal y de cortante

3.7.1 Canghua

Una vez analizado el modelo se realizó la verificación del armado propuesto en el programa ETABS 2016 para verificar si las secciones cuentan con el armado adecuado.

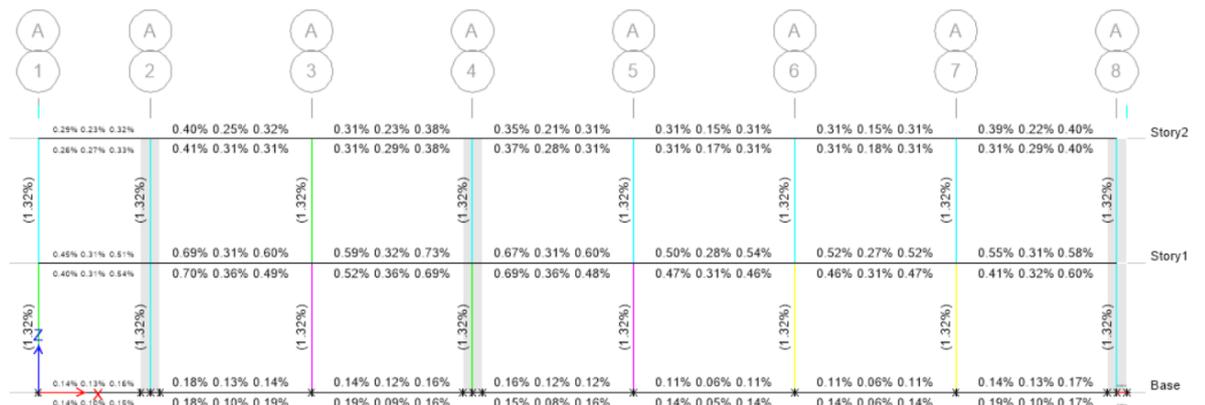


Figura 38. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A.

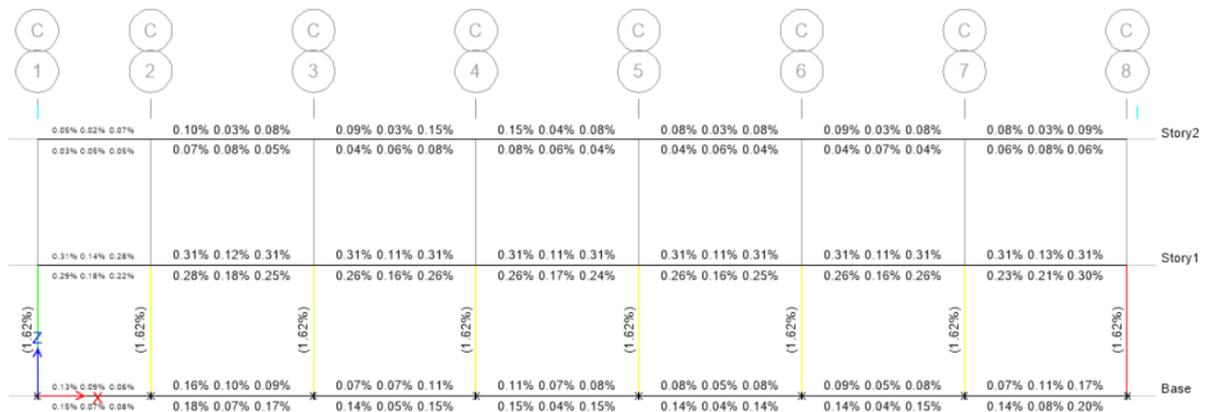


Figura 39. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje C.

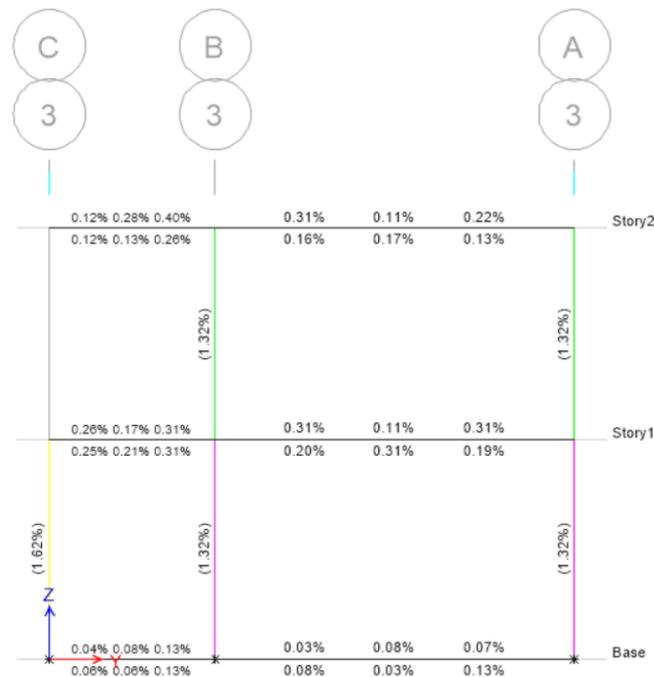


Figura 40. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A-C.

Conforme a lo presentado en las figuras anteriores, se puede concluir que la estructura cumple con los parámetros mínimos de cuantía. Se verificó que el valor de cuantía en vigas varié alrededor del 1%, y que en columnas se encuentre entre 1% y 3% conforme a lo establecido por las normas NEC. De la verificación anterior se concluye que el diseño cuenta con el armado necesario en vigas y columnas, incluso con armados bastante por encima de los requeridos en el análisis estructural, especialmente en lo referente a las vigas (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

3.7.2 Kasama

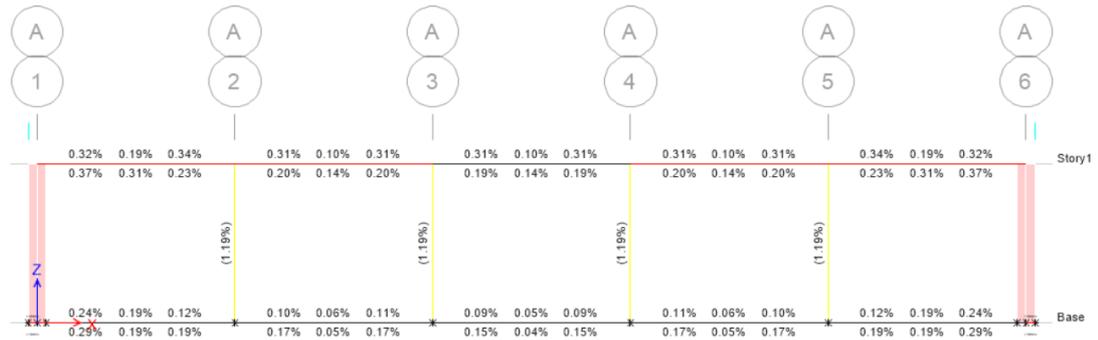


Figura 41. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A.

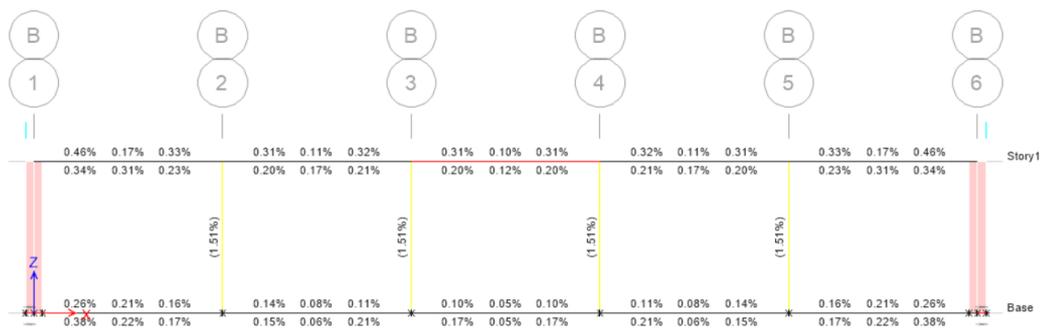


Figura 42. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje C.

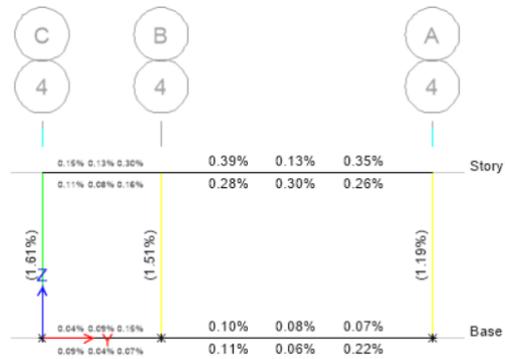


Figura 43. Cuantía de refuerzo longitudinal Eje A-C.

Conforme a lo presentado en las figuras anteriores, podemos concluir que la estructura cumple con los parámetros mínimos de cuantía. Se verifico que el valor de cuantía en vigas varié alrededor del 1%, y que en columnas se encuentre entre 1% y 3% conforme a lo establecido por las normas NEC. De la verificación anterior se puede concluir también que si

bien el diseño cuenta con el armado necesario en vigas y columnas, los armados longitudinales en vigas se muestran posibles de ser variados para lograr eficiencia (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

3.8 Análisis del diseño sismorresistente

Se encontraron varias observaciones una vez finalizado el análisis. En primer lugar, el factor Z utilizado para el diseño es incorrecto. Según la NEC-SE-DS 2015 en la sección 3.1, establece que, para un periodo de retorno de 475 años, el valor a contemplarse para la zona 6 del Ecuador (Peligro sísmico alto) deberá ser $Z=0.5$. El valor utilizado para el diseño del modelo estándar es el doble del valor que, sugerido por la norma, por lo tanto, el diseño sismorresistente está siendo sobre dimensionado debido a que el espectro de respuesta es proporcional al valor del factor Z , lo cual concluye en el cálculo sobre estimado del cortante basal tanto estático, como dinámico, y a su vez una sobre estimación de las derivas de piso. Esto se debe al hecho de que el diseñador original consideró el valor del espectro de peligro sísmico uniforme obtenido de la misma NEC, para un periodo de retorno de 475 años. Lamentablemente, los espectros de peligro sísmico uniforme de la NEC no consideran el efecto dinámico del suelo sobre la acción sísmica. En lugar de utilizar este valor de Z tan alto, se debió utilizar el que prescribe la norma y mas bien realizar una verificación del desempeño adecuado de la estructura para sismos de periodos de retorno iguales o mayores al sismo de diseño, como lo expresa la NEC.

3.8.1 Chequeo de derivas de piso

El control de deformaciones se realizó en base a lo establecido por la NEC-SE-DS 2015, la cual establece que el valor máximo admisible será una deriva inelástica del 2%. De los resultados del análisis realizado en el programa ETABS 2016 se obtuvo las derivas inelásticas

máximas de cada piso. Conforme a lo establecido por la norma NEC-15, los valores de derivas inelásticas máximos contemplan el sobre agrietamiento en los elementos estructurales. En el presente análisis se realizó la verificación de derivas estáticas y dinámicas. Para el caso de análisis de la deriva estática, se realizó el análisis con un caso de carga sísmica estático, el cual contempla el factor de cortante basal obtenido anteriormente. Por otro lado, el análisis dinámico de ambas estructuras se realizó en base al espectro de respuesta calculado anteriormente con factor $Z=1$, únicamente para verificación de las deformaciones expresadas por el diseño original.

3.8.2 Bloque 12 aulas Cangahua

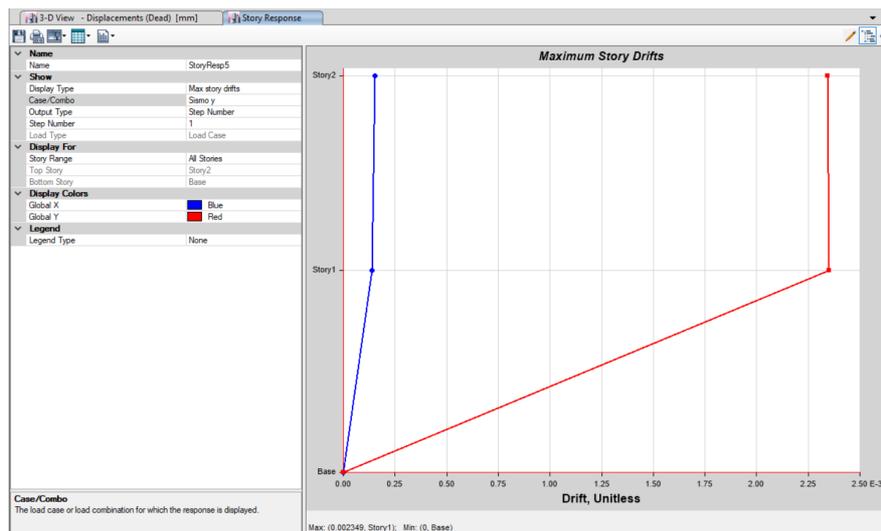


Figura 44. Deriva estática sentido Y.

El cálculo de la deriva máxima tanto para el caso estático como dinámico se realizó en las dos direcciones debido a que el factor de reducción R (factor de reducción de resistencia) no es el mismo en cada dirección.

Deriva Estática	
Rx	8
Ry	5
Δ_{ex}	0.002357
Δ_{ey}	0.002349

$\Delta M_x=0.75*R_x*\Delta e_x$	1.41%
$\Delta M_y=0.75*R_y*\Delta e_y$	0.881%

Tabla 10. Control de derivas estáticas.

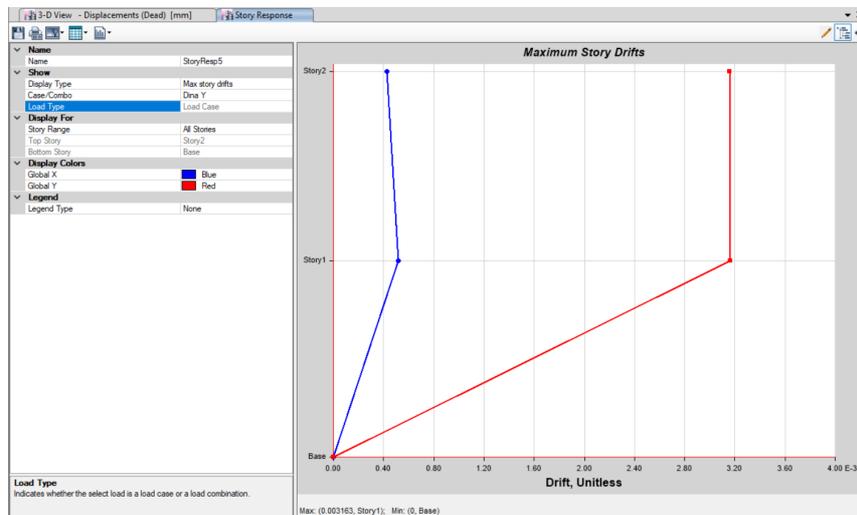


Figura 45. Deriva dinámica sentido Y.

Deriva Dinámica	
Rx	8
Ry	5
Δe_x	0.002143
Δe_y	0.003163
$\Delta M_x=0.75*R_x*\Delta e_x$	1.3%
$\Delta M_y=0.75*R_y*\Delta e_y$	1.19%

Tabla 11. Control de derivas dinámicas.

Se concluye que la deriva máxima tanto estática como dinámica son mucho menores al 2%, por lo tanto cumple conforme a lo establecido por la norma NEC en ambos casos. Esto significa que las secciones de los elementos estructurales pudieron haberse optimizado.

3.8.3 Laboratorio Física y Química Kasama

El cálculo de la deriva máxima tanto para el caso estático como dinámico se realizó en las dos direcciones debido a que el factor de reducción R (factor de reducción de resistencia) no es el mismo en cada dirección.

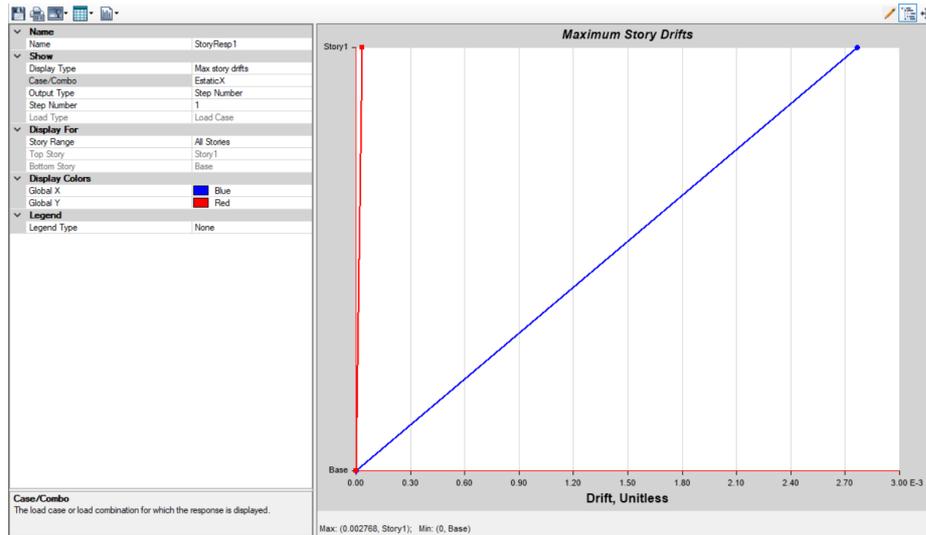


Figura 46. Deriva estática sentido X

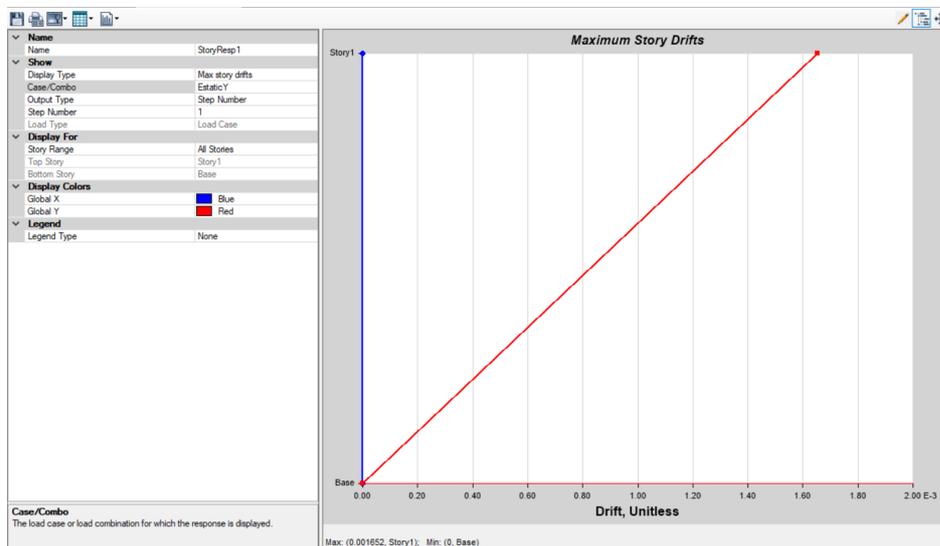


Figura 47. Deriva estática Y

Deriva Estática		
Rx	8	
Ry	5	
Δex	0.002768	mm
Δey	0.001652	mm
$\Delta Mx=0.75 \cdot Rx \cdot \Delta ex$	1.66%	
$\Delta My=0.75 \cdot Ry \cdot \Delta ey$	0.620%	

Tabla 12. Control de deriva estática

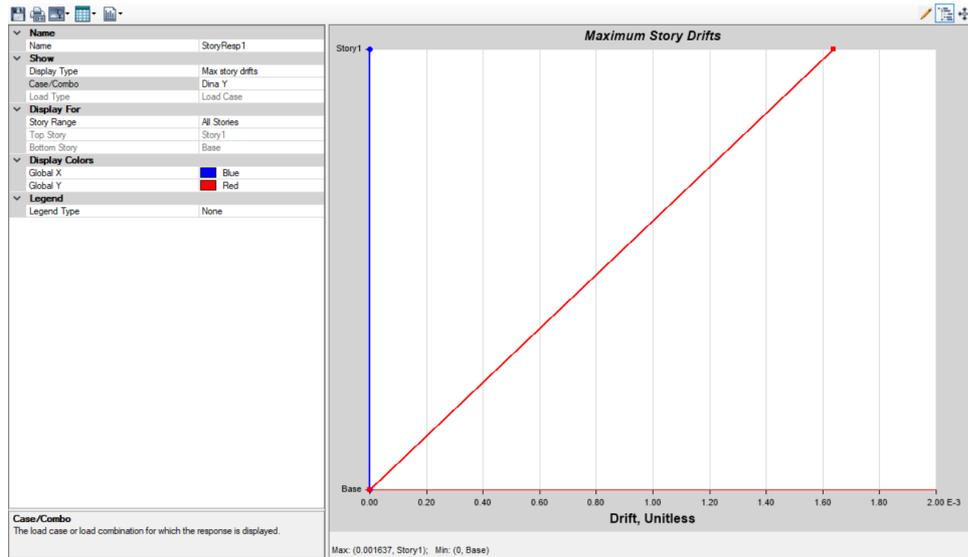


Figura 48. Deriva dinámica sentido X

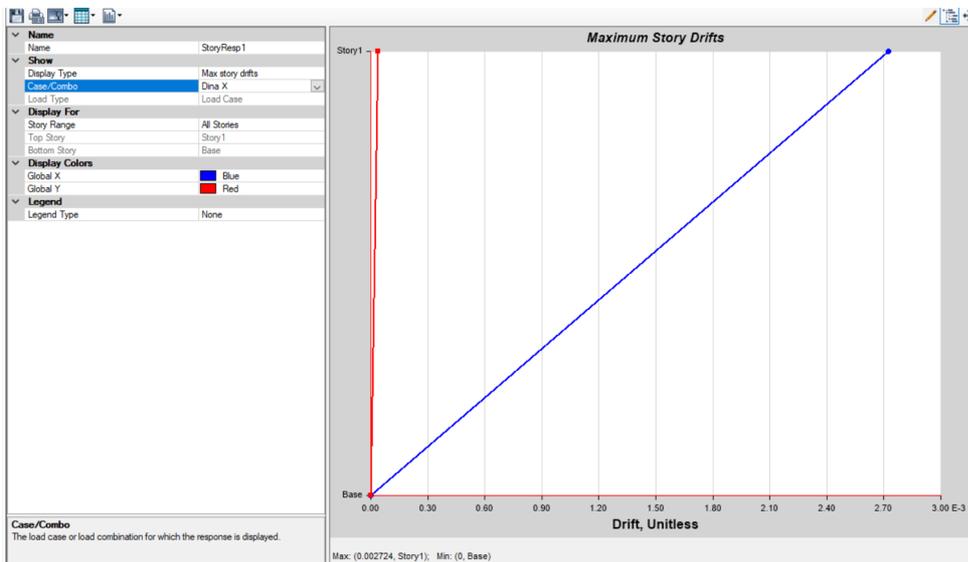


Figura 49. Deriva dinámica sentido Y

Deriva Dinámica		
Rx	8	
Ry	5	
Δex	0.002724	mm
Δey	0.001637	mm
$\Delta Mx=0.75 \cdot Rx \cdot \Delta ex$	1.63%	
$\Delta My=0.75 \cdot Ry \cdot \Delta ey$	0.614%	

Tabla 13. Control de deriva dinámica

Se concluye que la deriva máxima tanto estática como dinámica son menores al 2%, por lo tanto cumple conforme a lo establecido por la norma NEC en ambos casos, con la misma observación realizada en el apartado anterior.

3.9 Análisis Modal Espectral

3.9.1 Cangahua

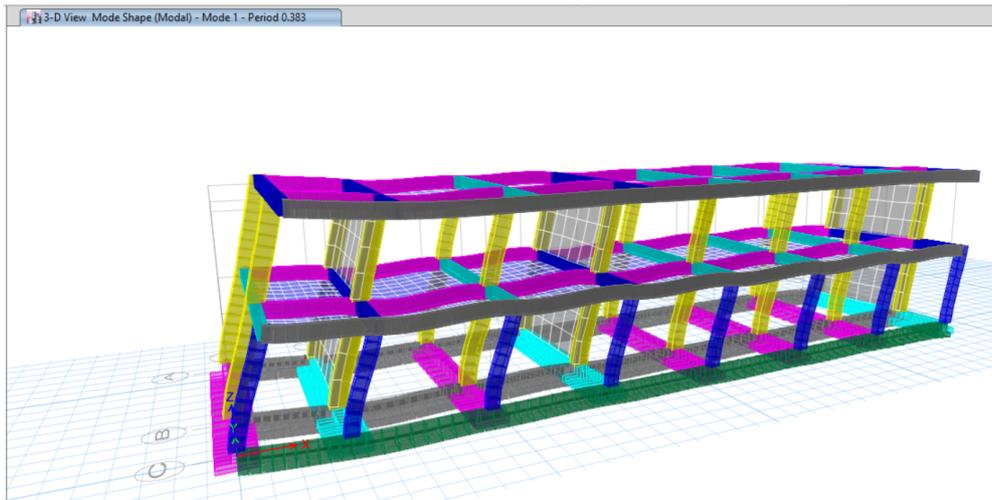


Figura 50. Primer modo de vibración

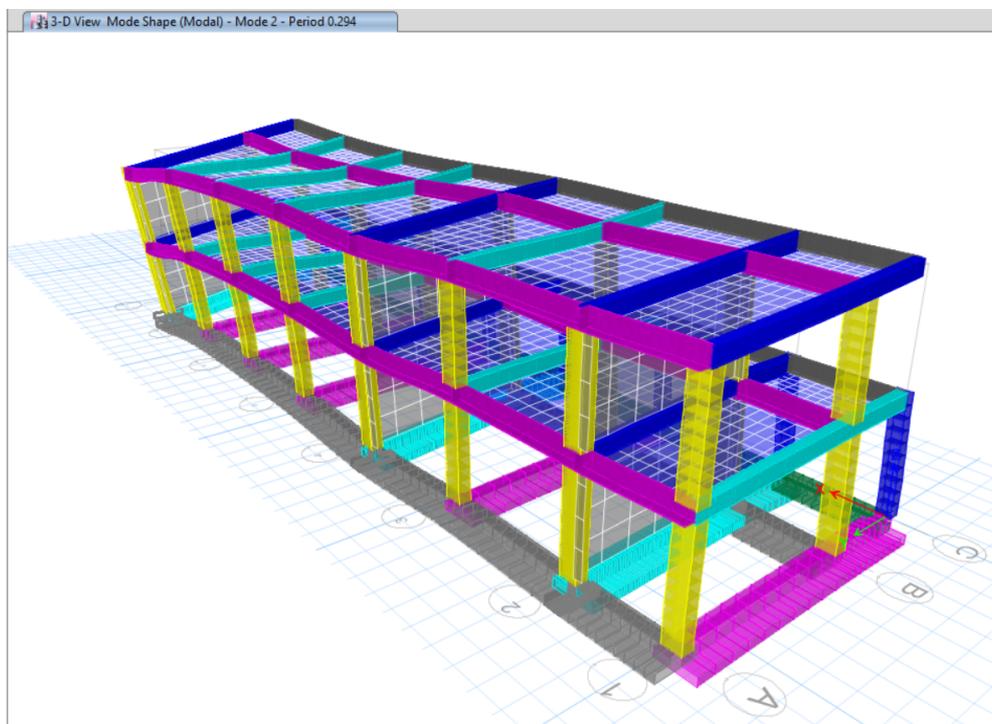


Figura 51. Segundo modo de vibración.

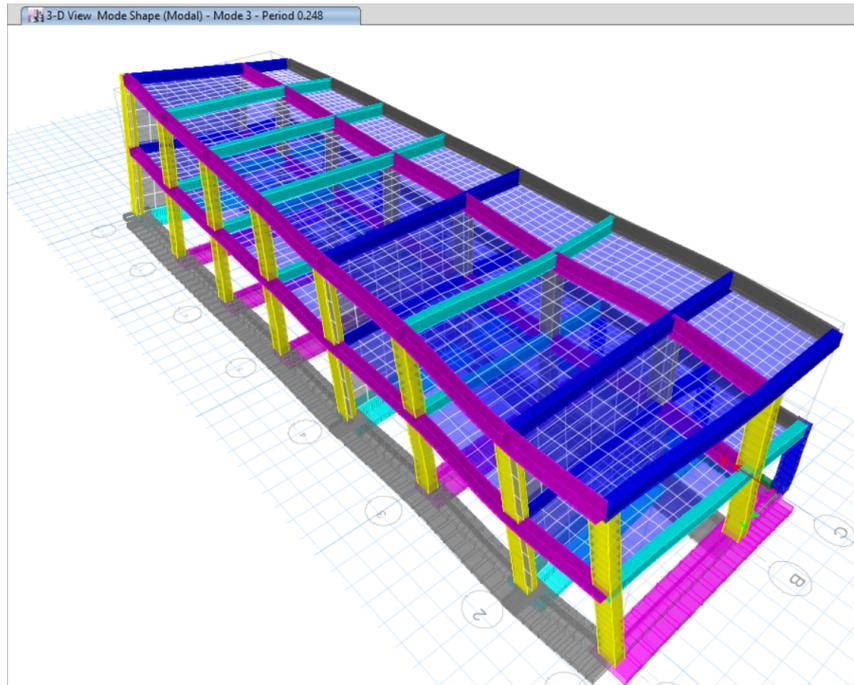


Figura 52. Tercer modo de vibración.

TABLA: Participación Modal								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		seg						
Modal	1	0.383	0.8806	0.0009	0.8806	0.0009	0.0038	0.0038
Modal	2	0.294	0.0035	0.7165	0.8841	0.7174	0.1543	0.1581
Modal	3	0.248	0.0031	0.1563	0.8873	0.8737	0.7085	0.8665
Modal	4	0.117	0.0907	0	0.978	0.8737	0.0002	0.8668
Modal	5	0.058	0.0004	0	0.9784	0.8737	0.00001622	0.8668
Modal	6	0.058	0.00001586	0	0.9784	0.8737	0	0.8668
Modal	7	0.057	0.004	0	0.9824	0.8737	0.0001	0.8669
Modal	8	0.05	0.0001	0	0.9825	0.8737	0.00002245	0.8669
Modal	9	0.049	0.0000146	0	0.9825	0.8737	0.000001045	0.8669
Modal	10	0.047	0.0024	0	0.985	0.8737	0.0002	0.8672
Modal	11	0.036	0	0.0994	0.985	0.9731	0.0001	0.8673
Modal	12	0.035	0	0.000001805	0.985	0.9731	0.0005	0.8677
Modal	13	0.034	0	9.606E-07	0.985	0.9731	0.0007	0.8684
Modal	14	0.034	0	0.000000523	0.985	0.9731	0.0003	0.8687
Modal	15	0.033	0	0.000005319	0.985	0.9731	0.0027	0.8714
Modal	16	0.033	0	0.00001333	0.985	0.9732	0.0104	0.8818
Modal	17	0.032	0	0	0.985	0.9732	0.0001	0.8819
Modal	18	0.032	0	0.0001	0.985	0.9733	0.084	0.9658

Tabla 14. Participación modal de masas

De la tabla 10 se concluye que cumple con los requisitos establecidos por la norma, en cuanto al primer modo fundamental, ya que en la tabla se observa que para el primer modo la

participación de masa modal es del 88%, esto indica que el primer modo es traslacional. El segundo modo también presenta una participación de masa del 72% en traslación, mientras que en el tercer modo predomina la participación de masa en rotación. De la tabla se concluye que cumple con el análisis dinámico ya que más del 90% de participación modal se cumple de lejos cuando se consideran los primeros 18 modos de vibración, como se ha realizado en esta revisión (Naeim, 2001).

3.9.2 Kasama

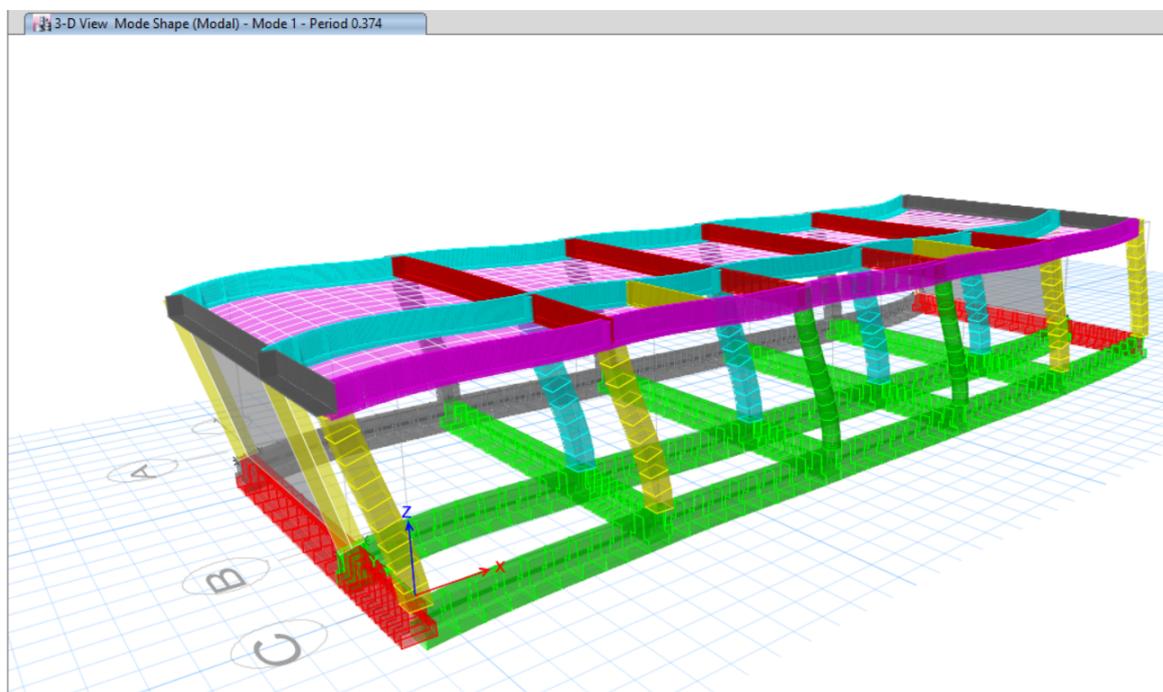


Figura 53. Primer modo de vibración

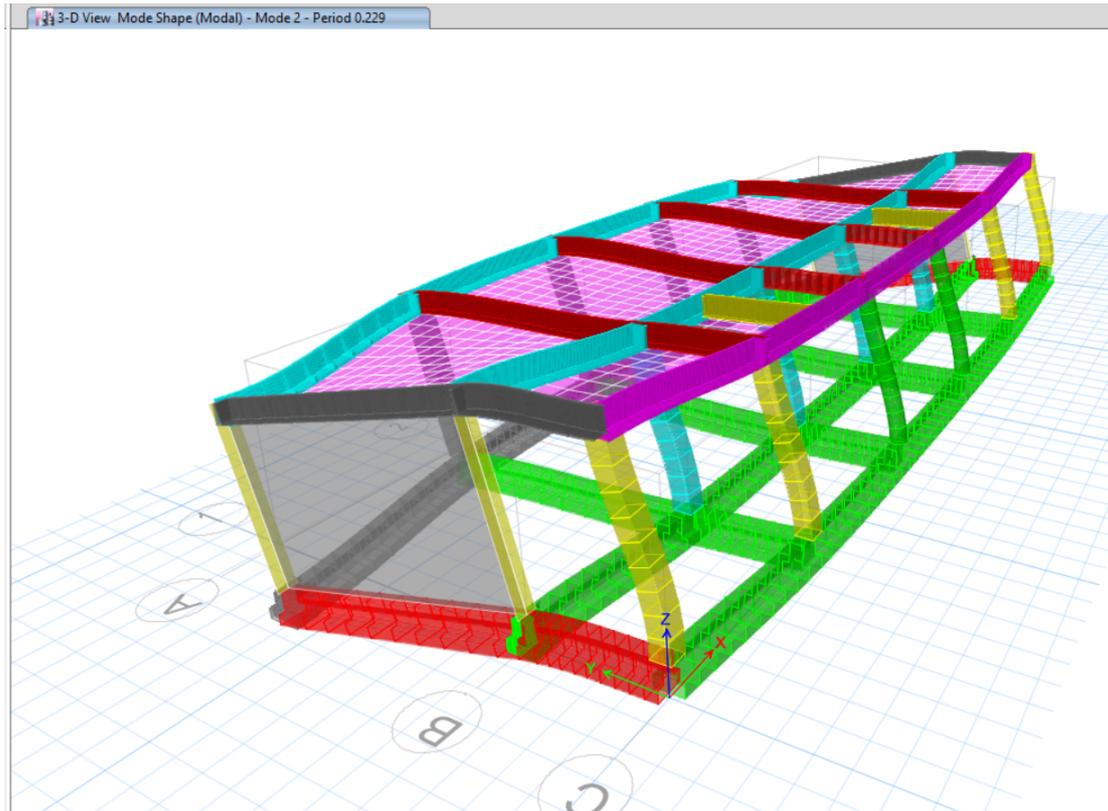


Figura 54. Segundo modo de vibración.

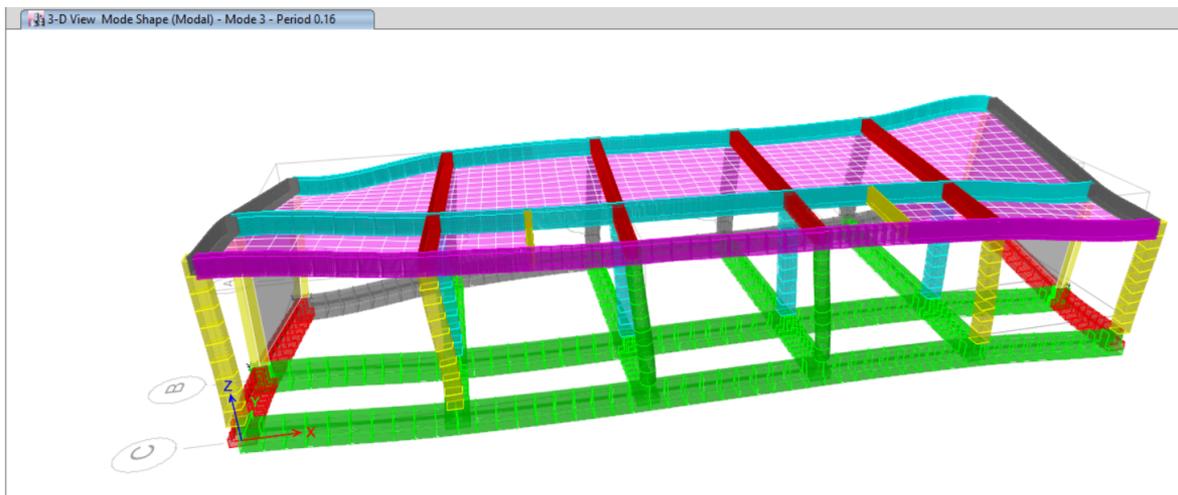


Figura 55. Tercer modo de vibración.

TABLA:Participación Modal								
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.374	0.9999	0	0.9999	0	0.000009281	0.000009281
Modal	2	0.229	0	1	0.9999	1	0	0.000009281
Modal	3	0.16	0.0001	0	1	1	1	1
Modal	4	0.011	0	0	1	1	0	1
Modal	5	0.011	0	0	1	1	0	1
Modal	6	0.01	0	0	1	1	0	1
Modal	7	0.009	0	0	1	1	0	1
Modal	8	0.009	0	0	1	1	0	1
Modal	9	0.008	0	0	1	1	0	1
Modal	10	0.008	0	0	1	1	0	1
Modal	11	0.008	0	0	1	1	0.000002045	1
Modal	12	0.007	0	7.979E-07	1	1	0	1
Modal	13	0.007	0	0	1	1	0	1
Modal	14	0.007	0	0	1	1	0	1
Modal	15	0.006	0	0	1	1	0	1
Modal	16	0.006	0	0	1	1	0	1
Modal	17	0.006	0	0	1	1	0	1
Modal	18	0.006	0	0	1	1	0	1

Tabla 15. Participación modal de masas.

De la tabla 10 se concluye que cumple con los requisitos establecidos por la norma, en cuanto al primer modo fundamental, en la tabla se observa que para el primer modo la participación de masa es del 99%, esto indica que el primer modo es traslacional. El segundo modo también presenta una participación de masa del 99% en traslación, mientras que en el tercer modo predomina la participación de masa en rotación. La misma conclusión manifestada en el caso de Cangahua se cumple para Kasama.

3.10 Chequeo de conexión viga-columna

A continuación, se presenta el análisis realizado de las conexiones viga-columna tanto para el bloque de 12 aulas de la UEM de Cangahua, como para el laboratorio de física y química ubicado en la UEM de Kasama. Es importante mencionar que las verificaciones se realizaron en el sentido X, debido a que en el sentido Y existe la presencia de mayor rigidez y capacidad de la estructura debido a los muros de corte. Por lo tanto la dirección más ‘débil’ por la cual podría esperarse fallas estructurales es la dirección X. Se presenta la metodología implementada para realizar la verificación de conexiones viga-columna en base al ACI-318-11, que es la norma utilizada en el diseño original.

Se utilizó la normativa del año 2011 debido a que el diseño de elementos de hormigón armado del Modelo Estándar se realizó en conforme a ACI-318-11. No obstante puede mencionarse, que los requisitos ACI-318-14 vigente son iguales o incluso menores a los de la norma del 2011. Tanto para el Bloque de Aulas de la unidad educativa ubicada en Cangahua, como para el laboratorio ubicado en la unidad educativa Kasama, se realizará la revisión de conexiones viga columna para nodos esquineros, nodos interiores, nodos de cubierta y nodos de entrepiso. Es importante mencionar que no todos los nodos fueron analizados. Se analizaron los nodos considerados más críticos en base a la longitud entre vanos, sección transversal de vigas y columnas, condición de carga viva y muerta presentes en la ubicación del nodo. Para el análisis y verificación de las conexiones viga-columna se utilizó el programa ‘Concrete Joints’ el cual realiza la verificación en base al ACI-318-11. La interfaz del programa se muestra a continuación. La memoria de cálculo no se presentará para todos los casos.



Figura 56. Programa Concrete Joints

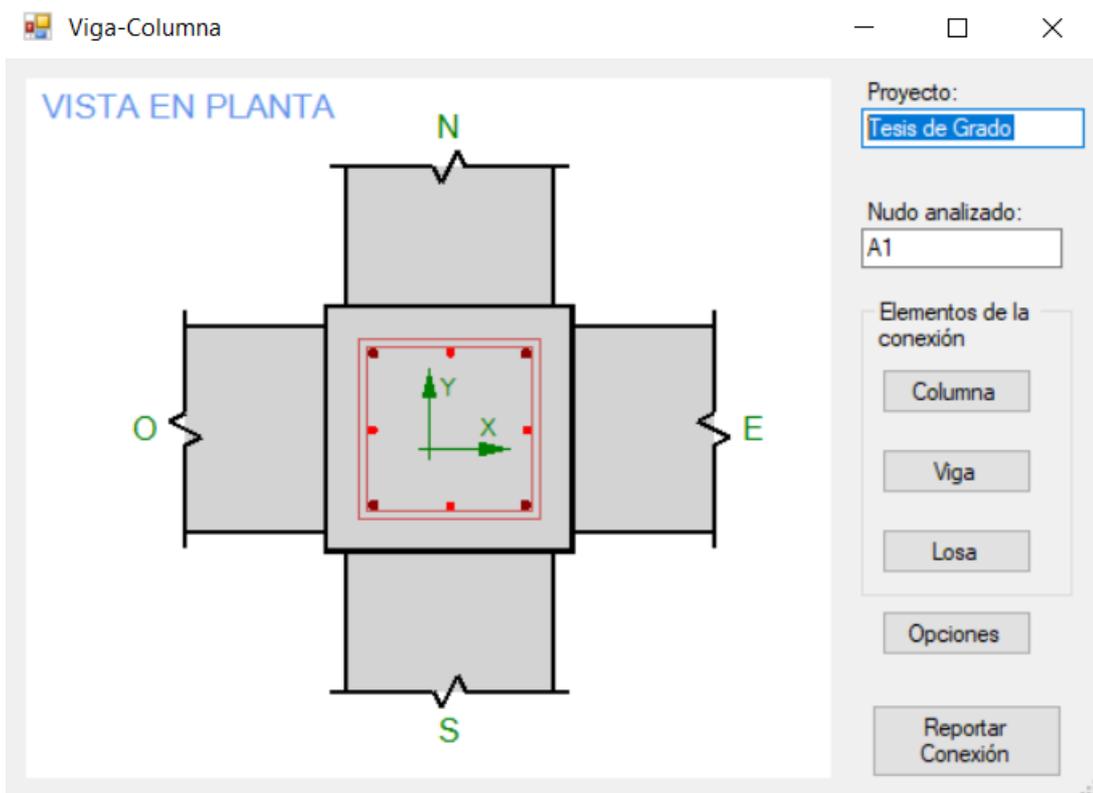


Figura 57. Interfaz Concrete Joints.

3.10.1 Cangahua conexión A1 esquina.

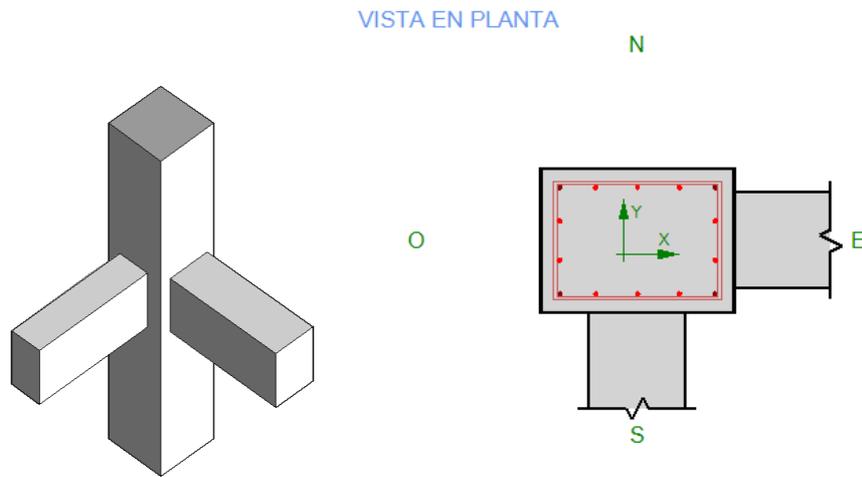


Figura 58. Nudo Esquinero A1.

Verificación de ancho máximo de vigas

Vigas en sentido X

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 450 = 1350.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (450 + 1.5 * 600) = 1350.0$$

[SI CUMPLE]

Vigas en sentido Y

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 600 = 1800.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (600 + 1.5 * 450) = 1275.0$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo longitudinal de columna

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$0.01 \leq 0.013 \leq 0.06$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo transversal del nudo

Área de acero existente

Estribos en sentido X

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

Estribos en sentido Y

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento mínimo

$$s_h \leq \left(\begin{array}{c} \frac{b_c}{4} = \frac{450}{4} = 112.5 \text{ mm} \\ 6d_b = 6 * 18 \text{ mm} = 108 \text{ mm (gobierna)} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s_h = 108 \text{ mm}$$

Área de acero transversal mínima en Sentido X

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{108 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} \left(\frac{600 * 450}{520 * 370} - 1 \right) = 241.8 \text{ mm}^2$$

Pero no puede ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{108 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} = 179.9 \text{ mm}^2$$

Las dimensiones de las vigas SI cumplen las condiciones de confinamiento

$$(b_b \geq 0.75b_c \text{ y espacio libre entre columna y viga} \leq 100 \text{ mm}).$$

Entonces se considera el 100% del Área calculada

Área de acero requerida=

$$100\% * A_{sh} = 1 * 241.8 \text{ mm}^2 = 241.8 \text{ mm}^2 < 314 \text{ mm}^2 [\text{SI CUMPLE}]$$

Cortante en el nudo sentido X

Se define el valor de alfa

$$\alpha = 1.25$$

Ancho efectivo de losa

$$\text{Longitud del vano: } l_{vano} = 4.95 \text{ m}$$

Viga con losa en ambos lados

$$b_e \leq \left(\begin{array}{l} \frac{l_{vano}}{4} = \frac{4.95}{4} = 1.24 \text{ m} \\ b_b + 8 * th_s * 2 = 0.3 + 8 * 0.05 * 2 = 1.1 \text{ m} \\ b_b + \frac{\text{Ancho losa}}{2} = 0.3 + \frac{13}{2} = 6.8 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$b_e = 1.1 \text{ m}$$

$$(b_e = 1.1 \text{ m}) > (2b_b = 0.6 \text{ m})$$

El ancho efectivo del ala de la viga es: $b_e = 1.1 \text{ m}$

Momento flector en vigas

Para el análisis de flexión que sigue, se puede ignorar el efecto del refuerzo a compresión, y puede suponerse, en casi todos los lugares, $d = h - 30 \text{ mm} = 550 - 30 = 520 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para momento positivo:

$$A_{s1} = (5 * 254) \text{ mm}^2 = 1272 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1272 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 1100 \text{ mm}} = 34 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1272 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(520 - \frac{34}{2} \right) = 329 \text{ KN} * \text{ m}$$

Para momento negativo:

$$A_{s2} = (5 * 254) \text{ mm}^2 = 1272 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = (2 * 50) \text{ mm}^2 = 101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = (2 * 79) \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sNeg} = (A_{s2} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \text{ mm}^2 = (1272 + 101 + 157) \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1530 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}} = 150 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1530 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(520 - \frac{150}{2}\right) = 351 \text{ KN} * \text{ m}$$

Por lo tanto, el cortante en la columna despreciando el cortante de la viga por simplicidad, es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{3.93 \text{ m}} = \frac{329 \text{ KN} * \text{ m} + 351 \text{ KN} * \text{ m}}{3.93 \text{ m}} = 170 \text{ KN}$$

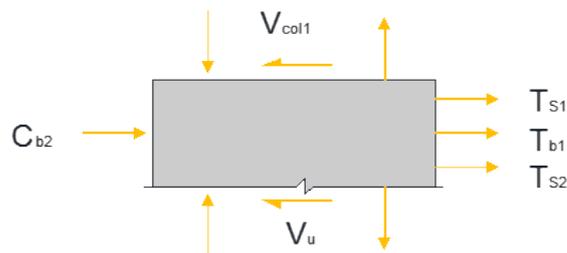


Figura 59. Fuerzas actuantes en el nodo

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 411.9 \text{ MPa} * (1272 + 101 + 157 + 1272 \text{ mm}^2) - 170 \text{ KN} = 1272.7 \text{ KN}$$

Resistencia a cortante del nudo

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 12.$$

Ancho Efectivo del nudo Según ACI 318-11

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_b + h_c \\ b_b + 2x \end{pmatrix}$$

$$b_j \leq \begin{pmatrix} 300 + 600 = 900 \text{ mm} \\ 300 + 2 * 50 = 400 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c =$$

$$V_n = 0.083 * 12 * \sqrt{20.6 \text{ MPa}} * 450 \text{ mm} * 600 \text{ mm} = 1220.6 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1220.6 \text{ KN} = 1037.5 \text{ KN} > V_u = 1272.7 \text{ KN} \text{ [NO CUMPLE]}$$

Relación de resistencia a flexión en sentido X

La carga axial mayorada que conduce a la mínima resistencia a flexión de la columna es **147 KN**. También α fue supuesto igual a **1.0** para este cálculo.

Usando estas suposiciones,

$$M_{x_{nc}} = 424.2432 \text{ KN} * m.$$

La resistencia a flexión de las vigas se calculó anteriormente usando $\alpha = 1.25$. Estas resistencias de las vigas se dividen por **1.25** para obtener un valor aproximado de la resistencia a la flexión para $\alpha = 1.0$.

$$M_{n1} \cong \frac{329 \text{ KN} * m}{1.25} = 263.2 \text{ KN} * m$$

$$M_{n2} \cong \frac{289 \text{ KN} * m}{1.25} = 231.2 \text{ KN} * m$$

$$\text{Relación de resistencia a flexión} = \frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} > 1.2$$

$$\frac{2 * 424.2432 \text{ KN} * m}{263.2 + 231.2 \text{ KN} * m} = 1.72 > 1.2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

3.10.2 Conexión interior Cangahua B5

VISTA EN PLANTA

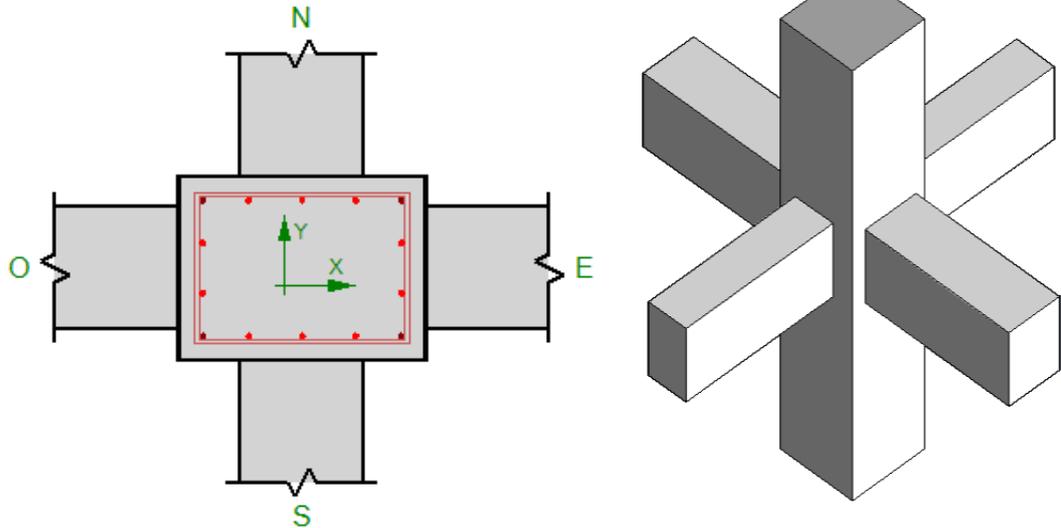


Figura 60. Conexión interior B5.

Verificación de ancho máximo de vigas

Vigas en sentido X

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 450 = 1350.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (450 + 1.5 * 600) =$$

$$1350.0$$

[SI CUMPLE]

Vigas en sentido Y

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 600 = 1800.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (600 + 1.5 * 450) =$$

$$1275.0$$

[SI CUMPLE]

Verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$0.01 \leq 0.013 \leq 0.06$$

[SI CUMPLE]

Verificación del espaciamiento de las varillas

El espaciamiento de las varillas no debe exceder $\frac{1}{3} * \text{ancho de columna}$ con los limitantes de: Espaciamiento máximo de varillas = $200 \text{ mm} \leq \frac{1}{3} * \text{ancho de columna} \leq 300 \text{ mm}$:

Refuerzo transversal del nudo

Estribos en sentido X

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

Estribos en sentido Y

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento mínimo

$$s_h \leq \left(\begin{array}{c} \frac{b_c}{4} = \frac{450}{4} = 112.5 \text{ mm} \\ 6d_b = 6 * 18 \text{ mm} = 108 \text{ mm (gobierna)} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s_h = 108 \text{ mm}$$

Área de acero transversal mínima en Sentido X

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{108 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} \left(\frac{600 * 450}{520 * 370} - 1 \right) = 241.8 \text{ mm}^2$$

Peo no puede ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{108 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} = 179.9 \text{ mm}^2$$

Área de acero requerida=

$$50\% * A_{sh} = 0.5 * 241.8 \text{ mm}^2 = 120.9 \text{ mm}^2 < 314 \text{ mm}^2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

Cortante en el nudo

Se define el valor de alfa

$$\alpha = 1.25$$

Cortante en sentido X

Longitud del vano: $l_{vano} = 4.95 \text{ m}$

$$b_e \leq \left(\begin{array}{l} \frac{l_{vano}}{4} = \frac{4.95}{4} = 1.24 \text{ m} \\ b_b + 8 * th_s * 2 = 0.3 + 8 * 0.05 * 2 = 1.1 \text{ m} \\ b_b + \frac{\text{Ancho losa}}{2} = 0.3 + \frac{9.35}{2} = 4.98 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$b_e = 1.1 \text{ m}$$

$$(b_e = 1.1 \text{ m}) > (2b_b = 0.6 \text{ m})$$

El ancho efectivo del ala de la viga es: $b_e = 1.1 \text{ m}$

Momento flector en vigas

Para el análisis de flexión que sigue, se puede ignorar el efecto del refuerzo a compresión, y puede suponerse, en casi todos los lugares, $d = h - 30 \text{ mm} = 550 - 30 = 520 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para momento positivo:

$$A_{s1} = (5 * 254 + 0 * 154) \text{ mm}^2 = 1272 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1272 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 1100 \text{ mm}} = 34 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1272 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(520 - \frac{34}{2} \right) = 329 \text{ KN} * \text{ m}$$

Para momento negativo:

$$A_{s2} = (5 * 254 + 0 * 154) \text{ mm}^2 = 1272 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = (2 * 50) \text{ mm}^2 = 101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = (2 * 79) \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sNeg} = (A_{s2} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \text{ mm}^2 = (1272 + 101 + 157) \text{ mm}^2 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1530 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 300 \text{ mm}} = 150 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1530 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(520 - \frac{150}{2}\right) = 351 \text{ KN} * m$$

Por lo tanto, el cortante en la columna despreciando el cortante de la viga por simplicidad, es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{3.93 \text{ m}} = \frac{329 \text{ KN} * m + 351 \text{ KN} * m}{3.93 \text{ m}} = 170 \text{ KN}$$

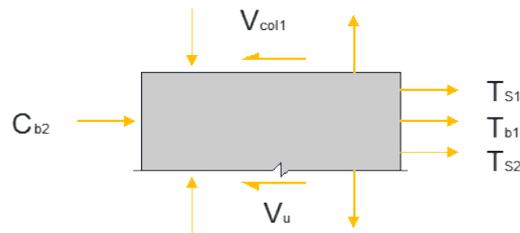


Figura 61. Fuerzas actuantes en el nodo

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 411.9 \text{ MPa} * (1272 + 101 + 157 + 1272 \text{ mm}^2) - 170 \text{ KN} = 1272.7 \text{ KN}$$

Resistencia a cortante del nudo

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 20.$$

Ancho Efectivo del nudo Según ACI 318-11

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_b + h_c \\ b_b + 2x \end{pmatrix}$$

$$b_j \leq \begin{pmatrix} 300 + 600 = 900 \text{ mm} \\ 300 + 2 * 50 = 400 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c =$$

$$V_n = 0.083 * 20 * \sqrt{20.6 \text{ MPa}} * 450 \text{ mm} * 600 \text{ mm} = 2034.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 2034.3 \text{ KN} = 1729.2 \text{ KN} > V_u = 1272.7 \text{ KN} \text{ [SI CUMPLE]}$$

Relación de resistencia a flexión

La carga axial mayorada que conduce a la mínima resistencia a flexión de la columna es **353 KN**. También α fue supuesto igual a **1.0** para este cálculo. Usando estas suposiciones,

$$Mx_{nc} = 447.6967 \text{ KN} * m.$$

La resistencia a flexión de las vigas se calculó anteriormente usando $\alpha = 1.25$. Estas resistencias de las vigas se dividen por **1.25** para obtener un valor aproximado de la resistencia a la flexión para $\alpha = 1.0$.

$$M_{n1} \cong \frac{329 \text{ KN} * m}{1.25} = 263.2 \text{ KN} * m$$

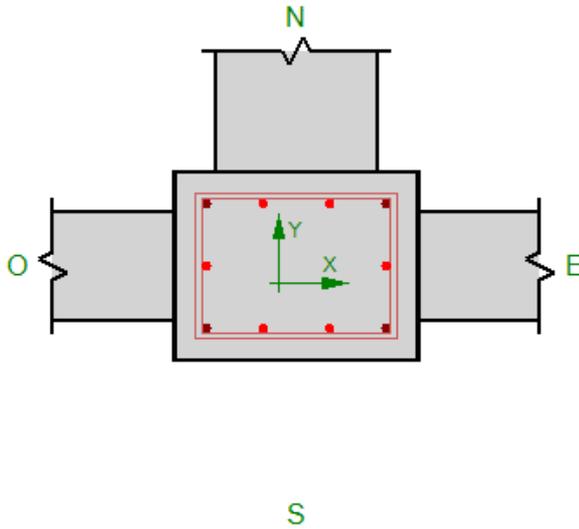
$$M_{n2} \cong \frac{289 \text{ KN} * m}{1.25} = 231.2 \text{ KN} * m$$

$$\text{Relación de resistencia a flexión} = \frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} > 1.2$$

$$\frac{2 * 447.6967 \text{ KN} * m}{263.2 + 231.2 \text{ KN} * m} = 1.81 > 1.2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

3.10.3 Conexión Cangahua C4

VISTA EN PLANTA



NUDO EXTERIOR DE CUBIERTA

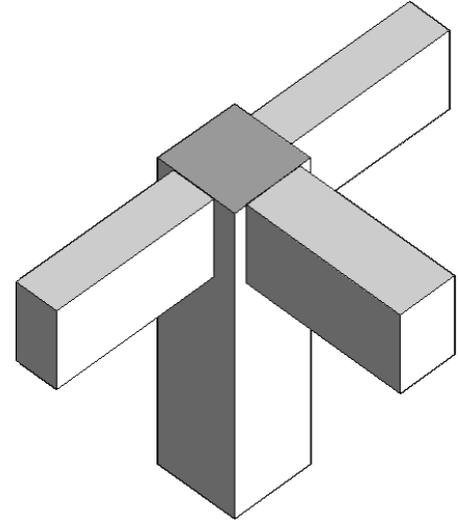


Figura 62. Conexión C4.

Verificación de ancho máximo de vigas

$$b_b < 3 * b_c$$

$$200 < 3 * 350 = 1050.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$200 < (350 + 1.5 * 450) = 1025.0$$

[SI CUMPLE]

Vigas en sentido Y

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 450 = 1350.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (450 + 1.5 * 350) = 975.0$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo longitudinal de columna

Verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$0.01 \leq 0.016 \leq 0.06$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo Transcursal del nudo

Área de acero existente

Estribos en sentido X

$$A_{sh} = 3 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$
$$= 236 \text{ mm}^2$$

Estribos en sentido Y

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$
$$= 314 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento mínimo

$$s_h \leq \left(\begin{array}{l} \frac{b_c}{4} = \frac{350}{4} = 87.5 \text{ mm (gobierna)} \\ 6d_b = 6 * 18 \text{ mm} = 108 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s_h = 87.5 \text{ mm}$$

Área de acero transversal mínima en Sentido X

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{87.5 \text{ mm} * 270 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} \left(\frac{450 * 350}{370 * 270} - 1 \right) = 204.4 \text{ mm}^2$$

Pero no puede ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{87.5 \text{ mm} * 270 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} = 106.3 \text{ mm}^2$$

Las dimensiones de las vigas SI cumplen las condiciones de confinamiento

($b_b \geq 0.75b_c$ y espacio libre entre columna y viga $\leq 100 \text{ mm}$).

Entonces se considera el 100% del Área calculada

Área de acero requerida=

$$100\% * A_{sh} = 1 * 204.4 \text{ mm}^2 = 204.4 \text{ mm}^2 < 236 \text{ mm}^2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

Cortante en el nudo

Se define el valor de alfa

$$\alpha = 1.25$$

Cortante

Ancho efectivo de losa

Longitud del vano: $l_{vano} = 4.95 \text{ m}$

Viga con losa en ambos lados

$$b_e \leq \left(\begin{array}{l} \frac{l_{vano}}{4} = \frac{4.95}{4} = 1.24 \text{ m} \\ b_b + 8 * th_s * 2 = 0.2 + 8 * 0.05 * 2 = 1 \text{ m} \\ b_b + \frac{\text{Ancho losa}}{2} = 0.2 + \frac{9.5}{2} = 4.95 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$b_e = 1 \text{ m}$$

$$(b_e = 1 \text{ m}) > (2b_b = 0.4 \text{ m})$$

El ancho efectivo del ala de la viga es: $b_e = 1 \text{ m}$

Momento flector en vigas

Para el análisis de flexión que sigue, se puede ignorar el efecto del refuerzo a compresión, y puede suponerse, en casi todos los lugares, $d = h - 30 \text{ mm} = 550 - 30 = 520 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para momento positivo:

$$A_{s1} = (2 * 201 + 0 * 254) \text{ mm}^2 = 402 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{402 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm}} = 11.8 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 402 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(520 - \frac{11.8}{2}\right) = 106 \text{ KN} * \text{m}$$

Para momento negativo:

$$A_{s2} = (2 * 254 + 0 * 254) \text{ mm}^2 = 509 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = (2 * 50) \text{ mm}^2 = 101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = (2 * 79) \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sNeg} = (A_{s2} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \text{ mm}^2 = (509 + 101 + 157) \text{ mm}^2 = 767 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{767 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 200 \text{ mm}} = 112.8 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 767 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(520 - \frac{112.8}{2}\right) = 183 \text{ KN} * \text{m}$$

Por lo tanto, el cortante en la columna despreciando el cortante de la viga por simplicidad, es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2 \text{ m}} = \frac{106 \text{ KN} * \text{m} + 183 \text{ KN} * \text{m}}{2 \text{ m}} = 72.3 \text{ KN}$$

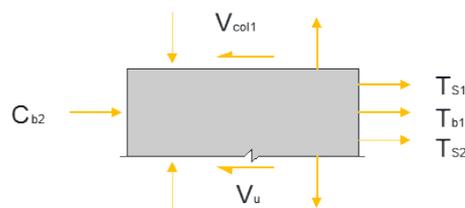


Figura 63. Fuerzas actuantes en el nodo.

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 411.9 \text{ MPa} * (509 + 101 + 157 + 402 \text{ mm}^2) - 72.3 \text{ KN} = 529.6 \text{ KN}$$

Resistencia a cortante del nudo

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 12.$$

Ancho Efectivo del nudo Según ACI 318-11

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_b + h_c \\ b_b + 2x \end{pmatrix}$$

$$b_j \leq \begin{pmatrix} 200 + 450 = 650 \text{ mm} \\ 200 + 2 * 50 = 300 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$b_j = 350 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c =$$

$$V_n = 0.083 * 12 * \sqrt{20.6 \text{ MPa}} * 350 \text{ mm} * 450 \text{ mm} = 712.0 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 712 \text{ KN} = 605.2 \text{ KN} > V_u = 529.6 \text{ KN} \text{ [SI CUMPLE]}$$

3.10.4 Conexión Kasama A1

VISTA EN PLANTA

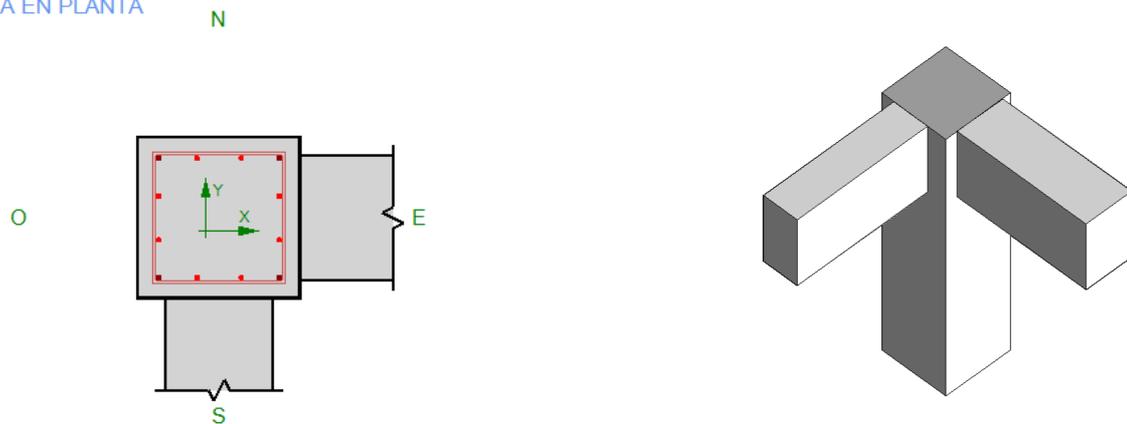


Figura 64. Conexión A1.

Verificación de ancho máximo de vigas

Vigas en sentido X	Vigas en sentido Y
$b_b < 3 * b_c$ $350 < 3 * 450 = 1350.0$ [SI CUMPLE]	$b_b < 3 * b_c$ $300 < 3 * 450 = 1350.0$ [SI CUMPLE]
$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$ $350 < (450 + 1.5 * 450) =$ 1125.0 [SI CUMPLE]	$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$ $300 < (450 + 1.5 * 450) =$ 1125.0 [SI CUMPLE]

Refuerzo longitudinal de columna

Verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$0.01 \leq 0.012 \leq 0.06$$

[SI CUMPLE]

Verificación del espaciamiento de las varillas

El espaciamiento de las varillas no debe exceder $\frac{1}{3} * ancho\ de\ columna$ con los limitantes de: Espaciamiento máximo de varillas = $200\ mm \leq \frac{1}{3} * ancho\ de\ columna \leq 300\ mm$:

Varillas en sentido X	Varillas en sentido Y
$Esp_x \leq 200\ mm$	$Esp_y \leq 200\ mm$
$42.5\ mm \leq 200\ mm$	$42.5\ mm \leq 200\ mm$
[SI CUMPLE]	[SI CUMPLE]

Refuerzo transversal del nudo

Área de acero existente

Estribos en sentido X	Estribos en sentido Y
$A_{sh} = 4\ ramas * \left(78.5 \frac{mm^2}{rama}\right)$	$A_{sh} = 4\ ramas * \left(78.5 \frac{mm^2}{rama}\right)$
$= 314\ mm^2$	$= 314\ mm^2$

Espaciamiento mínimo

$$s_h \leq \left(\begin{array}{c} \frac{b_c}{4} = \frac{450}{4} = 112.5 \text{ mm} \\ 6d_b = 6 * 16 \text{ mm} = 96 \text{ mm (gobierna)} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s_h = 96 \text{ mm}$$

Área de acero transversal mínima en Sentido X

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{96 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} \left(\frac{450 * 450}{370 * 370} - 1 \right) = 255.4 \text{ mm}^2$$

Pero no puede ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{96 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} = 159.9 \text{ mm}^2$$

Las dimensiones de las vigas SI cumplen las condiciones de confinamiento

($b_b \geq 0.75b_c$ y *espacio libre entre columna y viga* $\leq 100 \text{ mm}$).

Entonces se considera el 100% del Área calculada

Área de acero requerida=

$$100\% * A_{sh} = 1 * 255.4 \text{ mm}^2 = 255.4 \text{ mm}^2 < 314 \text{ mm}^2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

Cortante en el nudo (Sección 4.3)

Se define el valor de alfa

$$\alpha = 1.25$$

Cortante en sentido X

Ancho efectivo de losa

Longitud del vano: $l_{vano} = 4.95 \text{ m}$

Viga con losa en ambos lados

$$b_e \leq \left(\begin{array}{l} \frac{l_{vano}}{4} = \frac{4.95}{4} = 1.24 \text{ m} \\ b_b + 8 * th_s * 2 = 0.35 + 8 * 0.05 * 2 = 1.15 \text{ m} \\ b_b + \frac{\text{Ancho losa}}{2} = 0.35 + \frac{9.5}{2} = 5.1 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$b_e = 1.15 \text{ m}$$

$$(b_e = 1.15 \text{ m}) > (2b_b = 0.7 \text{ m})$$

El ancho efectivo del ala de la viga es: $b_e = 1.15 \text{ m}$ **Momento flector en vigas**

Para el análisis de flexión que sigue, se puede ignorar el efecto del refuerzo a compresión, y puede suponerse, en casi todos los lugares, $d = h - 30 \text{ mm} = 500 - 30 = 470 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para momento positivo:

$$A_{s1} = (3 * 201 + 0 * 154) \text{ mm}^2 = 603 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{603 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 1150 \text{ mm}} = 15.4 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 603 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(470 - \frac{15.4}{2} \right) = 144 \text{ KN} * \text{m}$$

Para momento negativo:

$$A_{s2} = (3 * 380 + 0 * 154) \text{ mm}^2 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = (2 * 50) \text{ mm}^2 = 101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = (2 * 79) \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sNeg} = (A_{s2} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \text{ mm}^2 = (1140 + 101 + 157) \text{ mm}^2 = 1398 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1398 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 350 \text{ mm}} = 117.5 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1398 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(470 - \frac{117.5}{2}\right) = 296 \text{ KN} * \text{m}$$

Por lo tanto, el cortante en la columna despreciando el cortante de la viga por simplicidad, es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2 \text{ m}} = \frac{144 \text{ KN} * \text{m} + 296 \text{ KN} * \text{m}}{2 \text{ m}} = 110 \text{ KN}$$

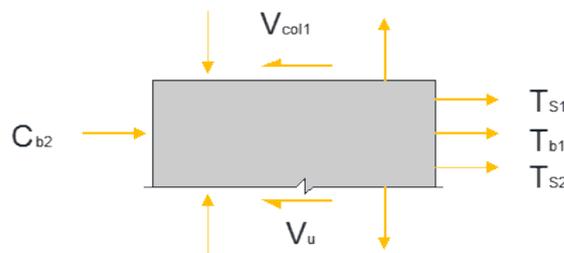


Figura 65. Fuerzas actuantes en el nodo

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 411.9 \text{ MPa} * (1140 + 101 + 157 + 603 \text{ mm}^2) - 110 \text{ KN} = 920.3 \text{ KN}$$

Resistencia a cortante del nudo

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 8.$$

Ancho Efectivo del nudo Según ACI 318-11

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_b + h_c \\ b_b + 2x \end{pmatrix}$$

$$b_j \leq \begin{pmatrix} 350 + 450 = 800 \text{ mm} \\ 350 + 2 * 50 = 450 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c =$$

$$V_n = 0.083 * 8 * \sqrt{20.6 \text{ MPa}} * 450 \text{ mm} * 450 \text{ mm} = 610.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 610.3 \text{ KN} = 518.8 \text{ KN} > V_u = 920.3 \text{ KN} \text{ [NO CUMPLE]}$$

3.10.5 Conexión Kasama B2

NUDO INTERIOR DE CUBIERTA

VISTA EN PLANTA

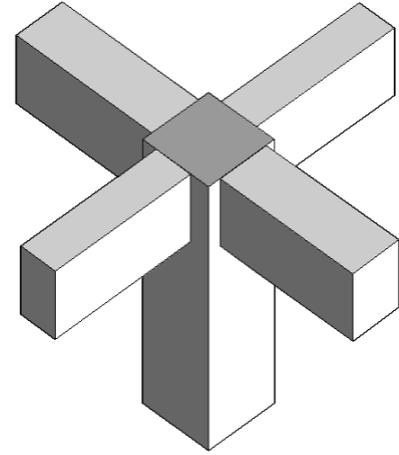
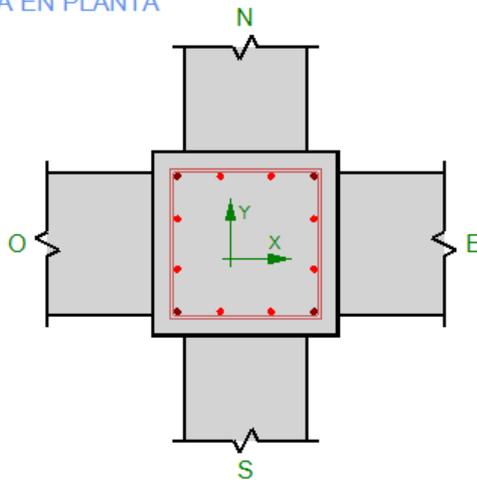


Figura 66. Conexión B2

Verificación de ancho máximo de vigas

Vigas en sentido X

$$b_b < 3 * b_c$$

$$350 < 3 * 450 = 1350.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$350 < (450 + 1.5 * 450) =$$

$$1125.0$$

[SI CUMPLE]

Vigas en sentido Y

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 450 = 1350.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (450 + 1.5 * 450) =$$

$$1125.0$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo longitudinal de columna

Verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$0.01 \leq 0.015 \leq 0.06$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo transversal del nudo

Área de acero existente

Estribos en sentido X

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

Estribos en sentido Y

$$A_{sh} = 4 \text{ ramas} * \left(78.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{rama}} \right)$$

$$= 314 \text{ mm}^2$$

Espaciamiento mínimo

$$s_h \leq \left(\begin{array}{c} \frac{b_c}{4} = \frac{450}{4} = 112.5 \text{ mm} \\ 6d_b = 6 * 18 \text{ mm} = 108 \text{ mm (gobierna)} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s_h = 108 \text{ mm}$$

Área de acero transversal mínima en Sentido X

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{108 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} \left(\frac{450 * 450}{370 * 370} - 1 \right) = 287.3 \text{ mm}^2$$

Pero no puede ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{108 \text{ mm} * 370 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} = 179.9 \text{ mm}^2$$

Las dimensiones de las vigas SI cumplen las condiciones de confinamiento

($b_b \geq 0.75b_c$ y espacio libre entre columna y viga $\leq 100 \text{ mm}$).

Entonces se considera el 100% del Área calculada

Área de acero requerida=

$$100\% * A_{sh} = 1 * 287.3 \text{ mm}^2 = 287.3 \text{ mm}^2 < 314 \text{ mm}^2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

Cortante en el nudo

Se define el valor de alfa

$$\alpha = 1.25$$

Cortante en sentido X

Ancho efectivo de losa

Longitud del vano: $l_{vano} = 4.95 \text{ m}$

Viga con losa en ambos lados

$$b_e \leq \left(\begin{array}{l} \frac{l_{vano}}{4} = \frac{4.95}{4} = 1.24 \text{ m} \\ b_b + 8 * th_s * 2 = 0.35 + 8 * 0.05 * 2 = 1.15 \text{ m} \\ b_b + \frac{\text{Ancho losa}}{2} = 0.35 + \frac{9.35}{2} = 5.03 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$b_e = 1.15 \text{ m}$$

$$(b_e = 1.15 \text{ m}) > (2b_b = 0.7 \text{ m})$$

El ancho efectivo del ala de la viga es: $b_e = 1.15 \text{ m}$

Momento flector en vigas

Para el análisis de flexión que sigue, se puede ignorar el efecto del refuerzo a compresión, y puede suponerse, en casi todos los lugares, $d = h - 30 \text{ mm} = 500 - 30 = 470 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para momento positivo:

$$A_{s1} = (3 * 201 + 0 * 201) \text{ mm}^2 = 603 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{603 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 1150 \text{ mm}} = 15.4 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 603 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(470 - \frac{15.4}{2}\right) = 144 \text{ KN} * \text{m}$$

Para momento negativo:

$$A_{s2} = (3 * 380 + 0 * 380) \text{ mm}^2 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = (2 * 50) \text{ mm}^2 = 101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = (2 * 79) \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sNeg} = (A_{s2} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \text{ mm}^2 = (1140 + 101 + 157) \text{ mm}^2 = 1398 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1398 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 350 \text{ mm}} = 117.5 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1398 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(470 - \frac{117.5}{2}\right) = 296 \text{ KN} * \text{m}$$

Por lo tanto, el cortante en la columna despreciando el cortante de la viga por simplicidad, es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2 \text{ m}} = \frac{144 \text{ KN} * \text{m} + 296 \text{ KN} * \text{m}}{2 \text{ m}} = 110 \text{ KN}$$

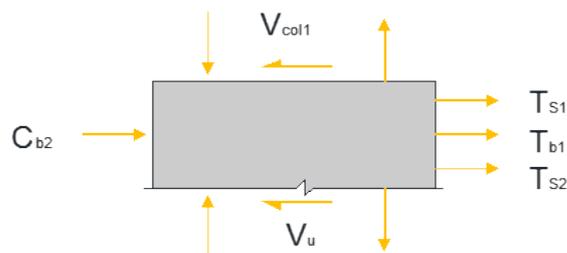


Figura 67. Fuerzas actuantes en el nodo.

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 411.9 \text{ MPa} * (1140 + 101 + 157 + 603 \text{ mm}^2) - 110 \text{ KN} = 920.3 \text{ KN}$$

Resistencia a cortante del nudo

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 12.$$

Ancho Efectivo del nudo Según ACI 318-11

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_b + h_c \\ b_b + 2x \end{pmatrix}$$

$$b_j \leq \begin{pmatrix} 350 + 450 = 800 \text{ mm} \\ 350 + 2 * 50 = 450 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c =$$

$$V_n = 0.083 * 15 * \sqrt{20.6 \text{ MPa}} * 450 \text{ mm} * 450 \text{ mm} = 1.144 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1.144 \text{ KN} = 972.6 \text{ KN} > V_u = 920.3 \text{ KN} \text{ [SI CUMPLE]}$$

3.10.6 Conexión C5 Kasama

VISTA EN PLANTA

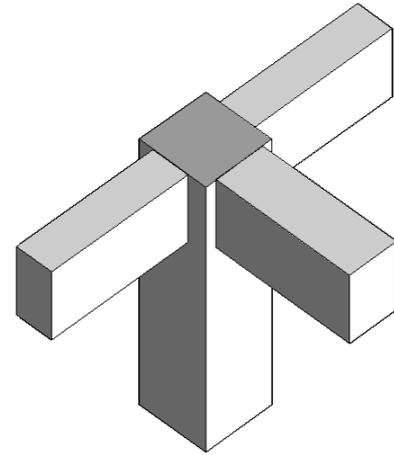
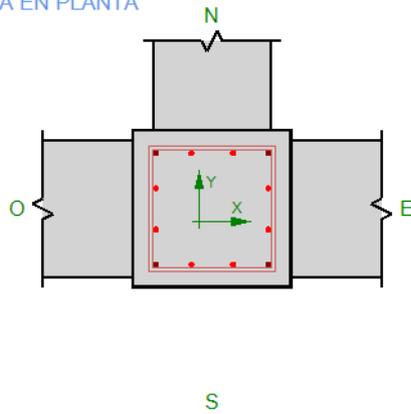


Figura 68. Conexión C5

Verificación de ancho máximo de vigas

Vigas en sentido X

$$b_b < 3 * b_c$$

$$350 < 3 * 400 = 1200.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$350 < (400 + 1.5 * 400) = 1000.0$$

[SI CUMPLE]

Vigas en sentido Y

$$b_b < 3 * b_c$$

$$300 < 3 * 400 = 1200.0$$

[SI CUMPLE]

$$b_b < (b_c + 1.5 * h_c)$$

$$300 < (400 + 1.5 * 400) = 1000.0$$

[SI CUMPLE]

Refuerzo longitudinal de columna

Verificación de la cuantía de refuerzo longitudinal:

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

$$0.01 \leq 0.015 \leq 0.06$$

[SI CUMPLE]

Verificación del espaciamiento de las varillas

El espaciamiento de las varillas no debe exceder $\frac{1}{3} * ancho\ de\ columna$ con los limitantes de: Espaciamiento máximo de varillas = $200\ mm \leq \frac{1}{3} * ancho\ de\ columna \leq 300\ mm$:

Varillas en sentido X	Varillas en sentido Y
$Esp_x \leq 200\ mm$	$Esp_y \leq 200\ mm$
$30\ mm \leq 200\ mm$	$30\ mm \leq 200\ mm$
[SI CUMPLE]	[SI CUMPLE]

Refuerzo transversal del nudo

Área de acero existente

Estribos en sentido X	Estribos en sentido Y
$A_{sh} = 4\ ramas * \left(78.5 \frac{mm^2}{rama}\right)$	$A_{sh} = 4\ ramas * \left(78.5 \frac{mm^2}{rama}\right)$
$= 314\ mm^2$	$= 314\ mm^2$

Espaciamiento mínimo

$$s_h \leq \left(\begin{array}{c} \frac{b_c}{4} = \frac{400}{4} = 100 \text{ mm} \\ 6d_b = 6 * 16 \text{ mm} = 96 \text{ mm (gobierna)} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s_h = 96 \text{ mm}$$

Área de acero transversal mínima en Sentido X

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{96 \text{ mm} * 320 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} \left(\frac{400 * 400}{320 * 320} - 1 \right) = 259.3 \text{ mm}^2$$

Pero no puede ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{96 \text{ mm} * 320 \text{ mm} * 20.6 \text{ MPa}}{411.9 \text{ MPa}} = 138.3 \text{ mm}^2$$

Las dimensiones de las vigas SI cumplen las condiciones de confinamiento

($b_b \geq 0.75b_c$ y *espacio libre entre columna y viga* $\leq 100 \text{ mm}$).

Entonces se considera el 100% del Área calculada

Área de acero requerida=

$$100\% * A_{sh} = 1 * 259.3 \text{ mm}^2 = 259.3 \text{ mm}^2 < 314 \text{ mm}^2 \text{ [SI CUMPLE]}$$

Cortante en el nudo

Se define el valor de alfa

$$\alpha = 1.25$$

Cortante en sentido X

Ancho efectivo de losa

Longitud del vano: $l_{vano} = 4.95 \text{ m}$

Viga con losa en ambos lados

$$b_e \leq \left(\begin{array}{l} \frac{l_{vano}}{4} = \frac{4.95}{4} = 1.24 \text{ m} \\ b_b + 8 * th_s * 2 = 0.35 + 8 * 0.05 * 2 = 1.15 \text{ m} \\ b_b + \frac{\text{Ancho losa}}{2} = 0.35 + \frac{5.85}{2} = 3.28 \text{ m} \end{array} \right)$$

$$b_e = 1.15 \text{ m}$$

$$(b_e = 1.15 \text{ m}) > (2b_b = 0.7 \text{ m})$$

El ancho efectivo del ala de la viga es: $b_e = 1.15 \text{ m}$

Momento flector en vigas

Para el análisis de flexión que sigue, se puede ignorar el efecto del refuerzo a compresión, y puede suponerse, en casi todos los lugares, $d = h - 30 \text{ mm} = 500 - 30 = 470 \text{ mm}$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para momento positivo:

$$A_{s1} = (3 * 201 + 0 * 154) \text{ mm}^2 = 603 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{603 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 1150 \text{ mm}} = 15.4 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 603 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(470 - \frac{15.4}{2} \right) = 144 \text{ KN} * \text{m}$$

Para momento negativo:

$$A_{s2} = (4 * 201 + 0 * 154) \text{ mm}^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = (2 * 50) \text{ mm}^2 = 101 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = (2 * 79) \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sNeg} = (A_{s2} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \text{ mm}^2 = (804 + 101 + 157) \text{ mm}^2 = 1062 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1062 \text{ mm}^2 * 1.25 * 411.9 \text{ MPa}}{0.85 * 20.6 \text{ MPa} * 350 \text{ mm}} = 89.2 \text{ mm}$$

$$M_{pr,b} = 1062 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ MPa} * \left(470 - \frac{89.2}{2}\right) = 233 \text{ KN} * \text{m}$$

Por lo tanto, el cortante en la columna despreciando el cortante de la viga por simplicidad, es:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2 \text{ m}} = \frac{144 \text{ KN} * \text{m} + 233 \text{ KN} * \text{m}}{2 \text{ m}} = 94.3 \text{ KN}$$

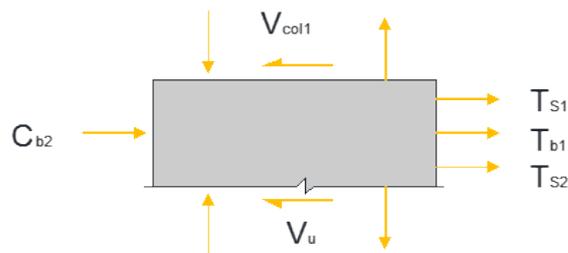


Figura 69. Fuerzas actuantes en el nodo.

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col}$$

$$V_u = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 411.9 \text{ MPa} * (804 + 101 + 157 + 603 \text{ mm}^2) - 94.3 \text{ KN} = 763 \text{ KN}$$

Resistencia a cortante del nudo

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 8.$$

Ancho Efectivo del nudo Según ACI 318-11

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_b + h_c \\ b_b + 2x \end{pmatrix}$$

$$b_j \leq \begin{pmatrix} 350 + 400 = 750 \text{ mm} \\ 350 + 2 * 50 = 450 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$b_j = 400 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c =$$

$$V_n = 0.083 * 12 * \sqrt{20.6 \text{ MPa}} * 400 \text{ mm} * 400 \text{ mm} = 723.29 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 723.29 \text{ KN} = 614.79 \text{ KN} > V_u = 763 \text{ KN} \text{ [NO CUMPLE]}$$

CONCLUSIONES

Una vez concluido el análisis del Modelo Estándar de las UEM se determinaron varios errores fundamentales de diseño, motivo por el cual las estructuras cuentan con elementos sobre dimensionados, los cuales podrían contar con un diseño más óptimo. En primer lugar, el concepto de realizar un modelo genérico el cual sea factible para ser replicado a lo largo de todo el país no es viable. El Ecuador cuenta con cinco zonas sísmicas diferentes de acuerdo con el mapa sísmico de la NEC-SE-DS 15. En cada zona el factor Z , varía lo cual hace que los coeficientes de perfil de suelo sean diferentes en cada ubicación y tipo de suelo. Si se pretende obtener un modelo que optimice su capacidad, es crucial que se realice un modelo en base a las características de suelo de cada ubicación en la cual se realizará el proyecto y obligatoriamente sean utilizadas las propiedades sismológicas de la región. Cabe mencionar que no por tomar el espectro de diseño para suelo tipo F para el diseño, se está siendo más conservador, puesto que las ordenadas espectrales para otros tipos de suelos pueden ser mayores.

Diseño Sismorresistente

El diseño sismorresistente cuenta con varios errores. En primer lugar, el valor del factor Z es incorrecto. La NEC-SE-DS 15 en la sección 3.1.1 establece claramente que “El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI”(cita). Por lo tanto el factor de diseño $Z=1$ es incorrecto. El factor Z de diseño que se debió utilizar es $Z=0.5$. Este error en el diseño provoca una serie de errores en cadena. En primer lugar, los coeficientes de perfil del suelo son diferentes, lo cual concurre en tener un espectro de respuesta diferente al real (de hecho no existen en la norma factores que describan el

espectro de diseño para valores de Z superiores a 0.5). A continuación, se muestra el espectro de respuestas para un factor $Z=0.5$.

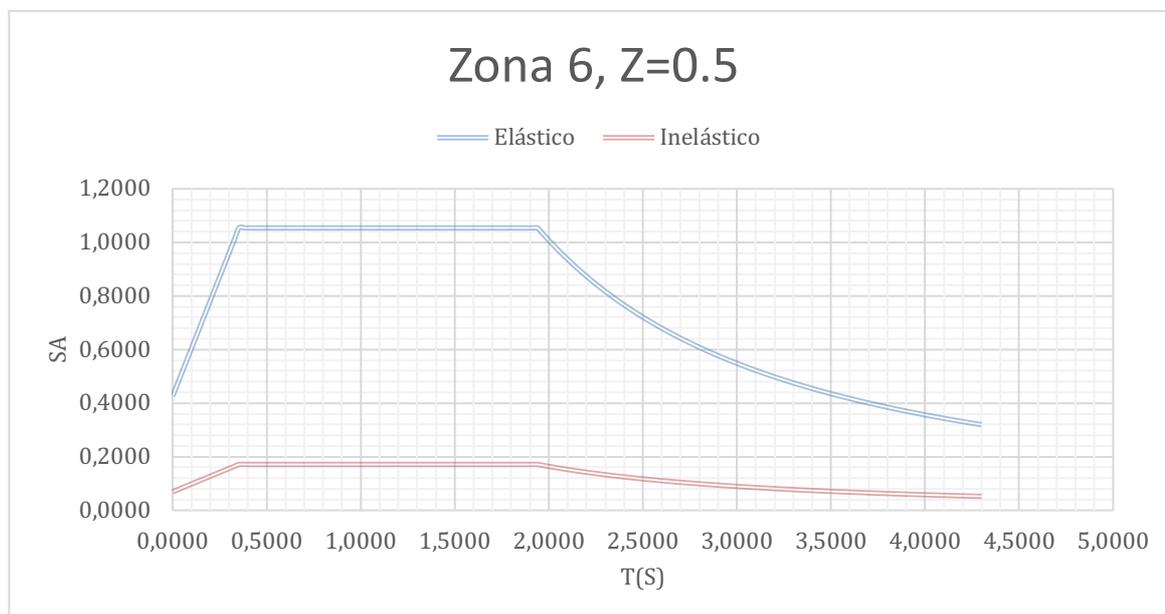


Figura 70. Espectro de respuesta $Z=0.5$.

En comparación con el espectro realizado con $Z=1$ presentado en la figura 21, se puede constatar que el espectro de diseño real refleja un 100% menos en la intensidad de aceleración a la que estará expuesta la estructura de acuerdo a su período de vibración. Esto representa a su vez, que el cortante basal estimado será también más del 100% del cortante que se hubiese estimado con $Z=0.5$. Por lo tanto, se puede concluir que el diseño se realizó para el doble de aceleración de la máxima que podría ser contemplada bajo las condiciones ya antes mencionadas según la NEC.

Como se mencionó anteriormente, el cortante basal estimado será más alto, lo cual provoca que la estructura esté sometida a fuerzas mayores y sea necesario diseñar secciones transversales más grandes, e incluso dotar a la estructura de elementos como muros de corte, que sirvan para resistir dichas fuerzas y que la estructura no exceda las derivas de piso máximas. Para el Modelo Estandar de las UEM, las derivas de piso cumplen conforme a lo establecido por la NEC. Es importante mencionar que el factor de reducción R , no es el mismo

en cada dirección de análisis, es por esta razón que se realizó la verificación de las derivas considerando el factor R en cada caso. Del análisis se concluye que a pesar de que el diseño contempla un espectro de respuesta 100% mayor al real, las estructuras cumplen en ambos casos con derivas menores al 2%, debido a la rigidez que presenta la edificación.

Adicionalmente, cabe mencionar que el suelo E con un factor $Z=0.5$, no representa el caso más crítico como se muestra a continuación:

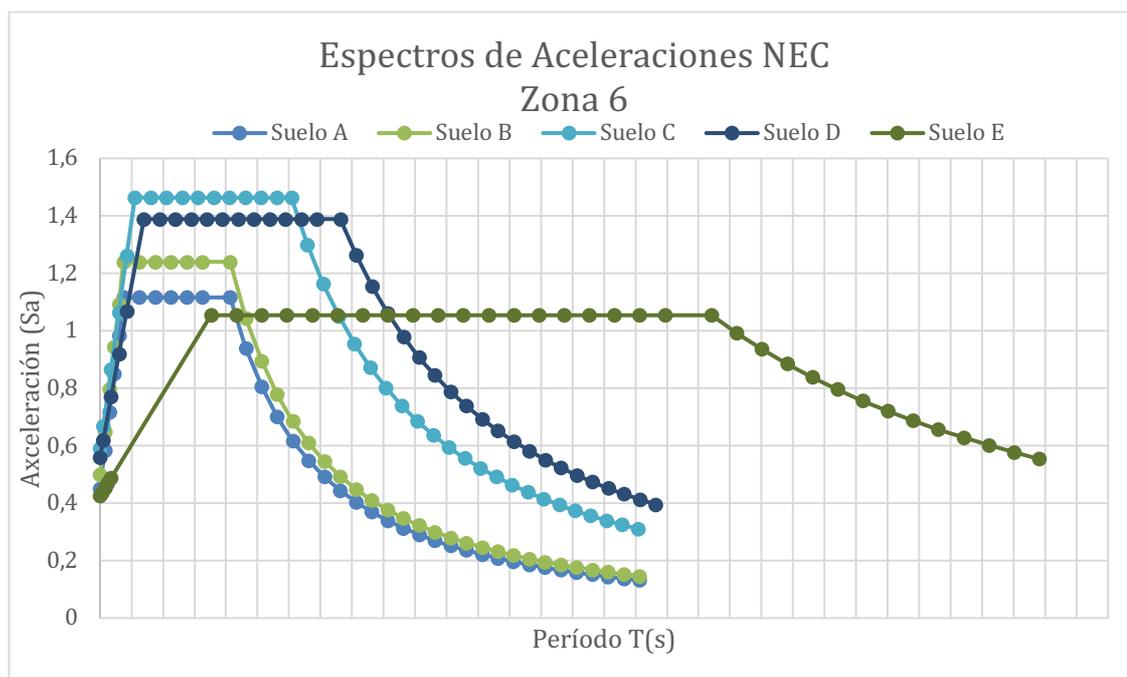


Figura 71. Espectros Zona 69

Como se puede observar en el espectro de aceleraciones de la figura 68, para un factor $Z=0.5$, el suelo E no representa el caso más crítico debido al comportamiento del tipo de suelo (Yépez, 2018). Según la clasificación de suelos de la NEC-SE-DS los suelos tipo A,B,C son clasificados como suelos rígidos, por lo tanto para un factor de diseño de $Z=0.5$, la aceleración en el espectro de respuesta será mayor en comparación con el suelo tipo E, el cual presenta un comportamiento más inelástico que los otros tipos de suelo por sus características (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

El siguiente aspecto faltante en el diseño sismorresistente según lo establecido por la NEC, para estructuras de ocupación especial, se deben realizar verificaciones adicionales para diferentes niveles de peligro sísmico, y también se deben evaluar para un desempeño inelástico con el fin de limitar el colapso estructural ante un sismo con un período de retorno de 2500 años. Esta verificación no pudo ser encontrada en las memorias del diseño estructural por lo cual se asume que el diseñador original no realizó esta verificación lo cual es un error en el diseño original.

Diseño estructural

La verificación del diseño estructural se realizó verificando que los elementos de hormigón armado cumplieran con los requisitos de ACI-318-11. En general los elementos cumplen con los requisitos de cuantía de refuerzo longitudinal mínima tanto para vigas principales y secundarias, como para columnas y muros de corte. Es importante mencionar que existen secciones transversales que no cumplen con los requerimientos mínimos de ACI 318-11, como por ejemplo el ancho mínimo en vigas. La viga Vb tipo faldón descrita en la sección 2.2.1 no cumple con los requerimientos mínimos ya que presenta una sección transversal de 20x55, y según ACI 318-11 por criterio de ancho mínimo la sección debería contemplar un ancho mínimo de 25cm (ACI-318-11, 2011). Adicionalmente, se realizó una verificación de los elementos sujetos a flexocompresión biaxial, para verificar que el diseño no cumpla solamente con los requisitos de capacidad, si no que a su vez se garantice la ductilidad en cada uno de los elementos.

En base a los diagramas de interacción mostrados en la sección 3.5, se concluye que los elementos cumplen con demasía los requisitos de la demanda, y adicionalmente cumplen con requisitos de ductilidad. Sin embargo, en la gráfica también se presenta el punto (M_u, P_u) obtenido de la envolvente de cargas. En la mayoría de los casos, se observa que el elemento cumple ampliamente con los requisitos de demanda, por lo que se puede concluir que está

sobredimensionado conforme a la demanda de cargas que presenta la estructura debido a su condición de estado de cargas vivas, muertas y sísmicas. Por lo tanto se podría optimizar más el diseño, considerando que la demanda de cargas sísmicas no será tan alta en todas las regiones del país, obviamente dependiendo de la región y el tipo de suelo existente.

El análisis de conexiones viga columna se realizó con el programa “Concrete Joints” como se mencionó anteriormente. Los resultados obtenidos muestran que las conexiones esquineras tanto para el Bloque de 12 aulas de Cangahua, como para el laboratorio de física y química de Kasama no cumplen con todos los criterios según ACI-318-11. En ambos casos la conexión no cumple con el criterio de resistencia al corte del nudo. Esto es generado debido a la cantidad de acero presente en las vigas y en la losa que se conecta al nudo. El cortante último generado es superior al cortante nominal minorado. Para el caso de la UEM ubicada en Kasama, la conexión correspondiente al nodo B5 no cumplen con los requerimientos de ACI 318-11 con respecto a diseño a cortante del nudo. En ambos casos son nudos esquineros y, para el caso de estas estructuras, el problema no es significativo, al ser de un piso en el un caso, y al tener muros estructurales en el segundo caso. Para el caso de nudos interiores, y nudos de borde analizados, en todos los casos se cumple con el diseño de ACI 318-11.

RECOMENDACIONES

Se podría mejorar el diseño incrementando la calidad del hormigón, es decir, diseñando todos los elementos estructurales con homigón de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$. Por otra parte, es importante revisar los planos estructurales, ya que existen errores en el detalle de espaciamiento entre varillas de refuerzo de cortante y refuerzo logitudinal en vigas y columnas. Se debería mejorar el detalle de las secciones transversales de losas y vigas, ya que es difícil identificar el detalle de cada sección en algunos casos. Se debería realizar el detalle de las conexiones viga columna dentro de los planos estructurales, ya que no consta dentro de los mismos. Podría ser beneficioso establecer dentro de los planos estructurales, la separación por medio de juntas de 20 mm a 40 mm entre los muros de mampostería divisoria de ambientes con los elementos estructurales, con el fin de evitar daño en dichos elementos causados incluso por un sismo de baja intensidad. Las juntas deberían ser rellenadas por un material flexible como caucho o resina.

Es importante mencionar que en el caso de la UEM ubicada en Cangahua, los muros de corte no están ubicados de manera simétrica. Esto genera excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces lo cual podría generar torsión en planta. Aunque el cálculo no demuestra que este hecho es un problema significativo, se debe procurar que los muros de corte estén distribuidos simétricamente en la estructura. Para ello se podría llevar a cabo un diseño paralelo, el cual contemple el diseño arquitectónico y estructural a la par para contar con un diseño óptimo. Por otro lado, según lo establecido por Bachmann, los muros de corte con sección rectangular no deberían exceder los 6 m de ancho o de $1/3$ a $1/5$ de la altura del edificio, a fin de evitar condición de falla frágil. En ambos casos los muros exceden los 6m de ancho

(Bahcman, 2003). También el espesor de los muros deberían ser revisados ya que si bien cumplen con el criterio de ACI 318-14 en cuanto a espesor mínimo, constructivamente no están correctamente diseñados.

BIBLIOGRAFIA

ACI-318-11. (2011). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

Bahcman, H. (2003). Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles. Zurich.

Computer & Structures Inc. (2016). CSI Analysis Reference Manual. Obtenido de <http://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/Analysis%20Reference.pdf>

Computers & Structures Inc. (2016). Users Guide ETABS 2016. Obtenido de <http://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/User's%20Guide.pdf>

Das, B. M. (2012). Fundamentos de la ingeniería de cimentaciones (Séptima edición ed.). Mexico D.F.

Guerra A., M., & Chacón S, D. (2010). Manual para el diseño Sismorresistente de edificios utilizando el programa ETABS (Primera Edición ed.). Quito.

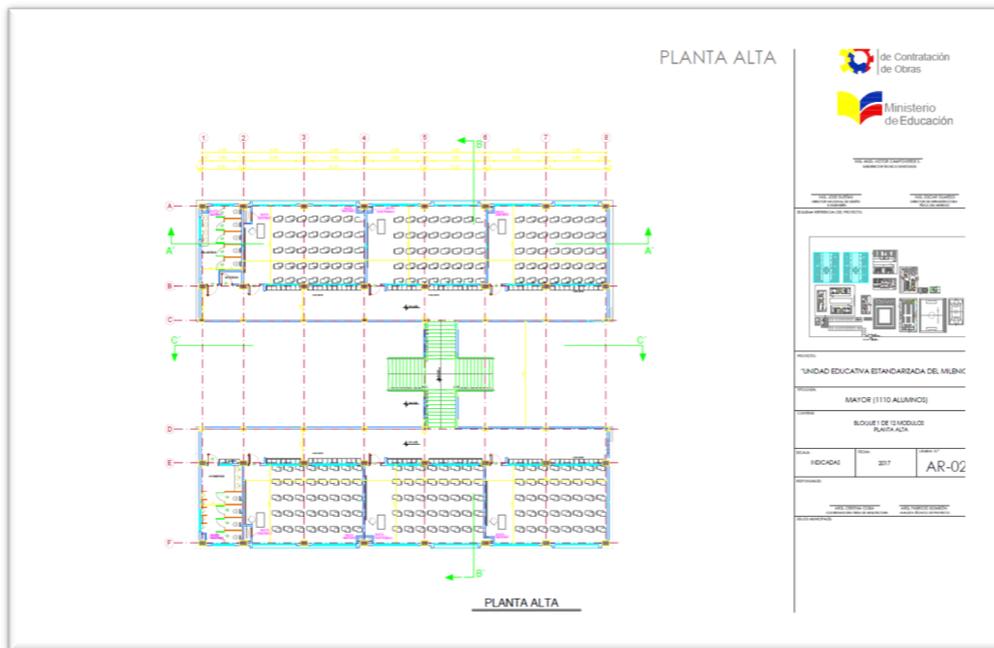
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Septiembre de 2016). Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado. Obtenido de Primera edición.

Naeim, F. (2001). The Seismic Design Handbook. Massachusetts.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente, NEC-SE-DS 15.

Yépez, F. (2018). Notas de clase diseño sismorresistente. Quito, Ecuador.

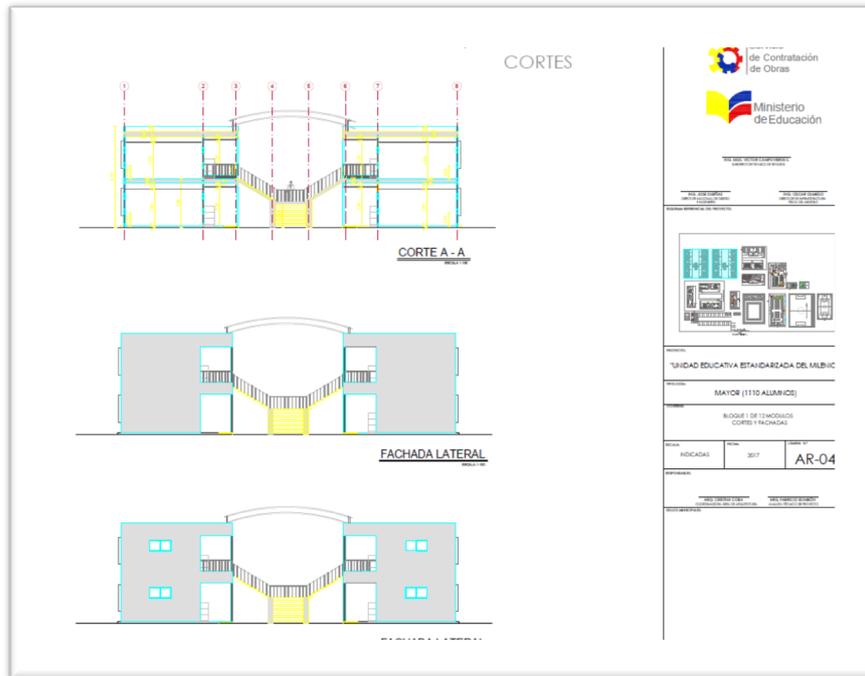
ANEXO A: PLANOS ESTANDAR UEM



Anexo 1. Bloque 12 aulas vista planta alta



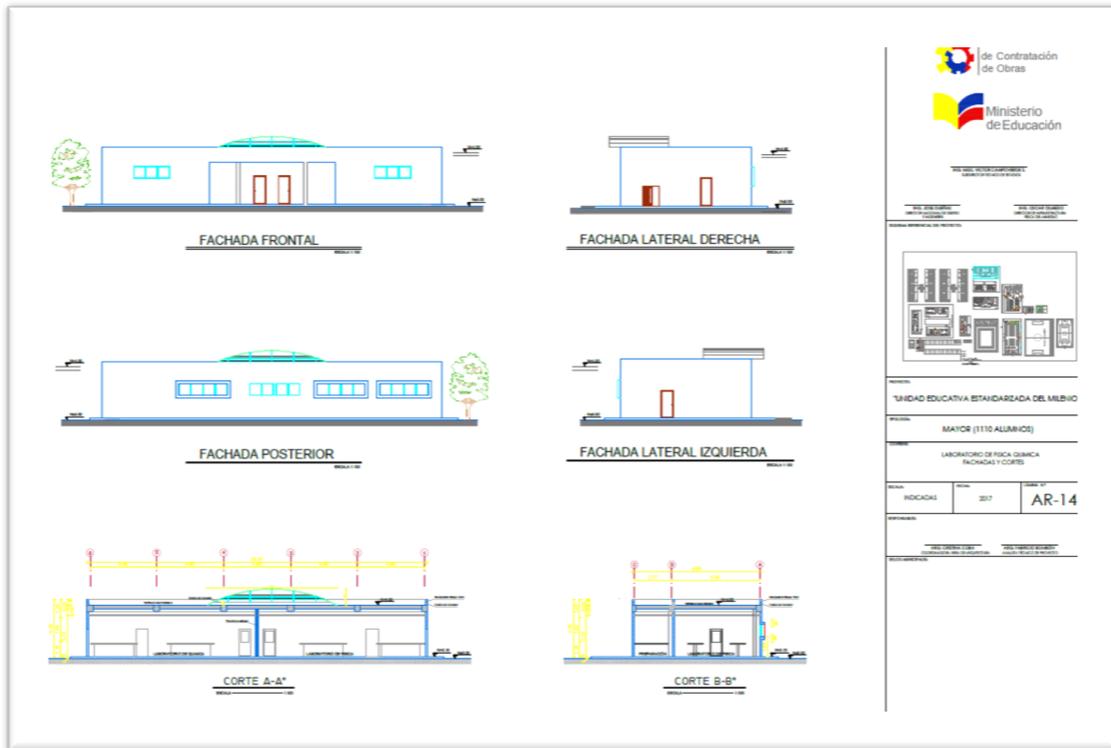
Anexo 2. Bloque 12 aulas vista de cubierta



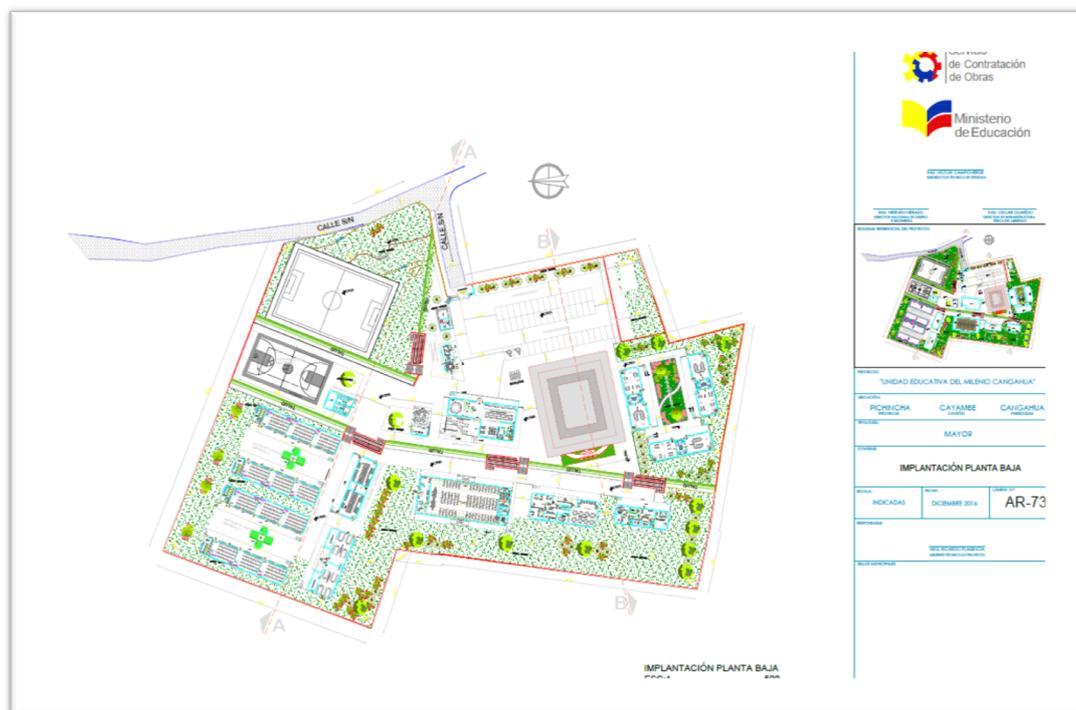
Anexo 3. Fachada bloque 12 aulas



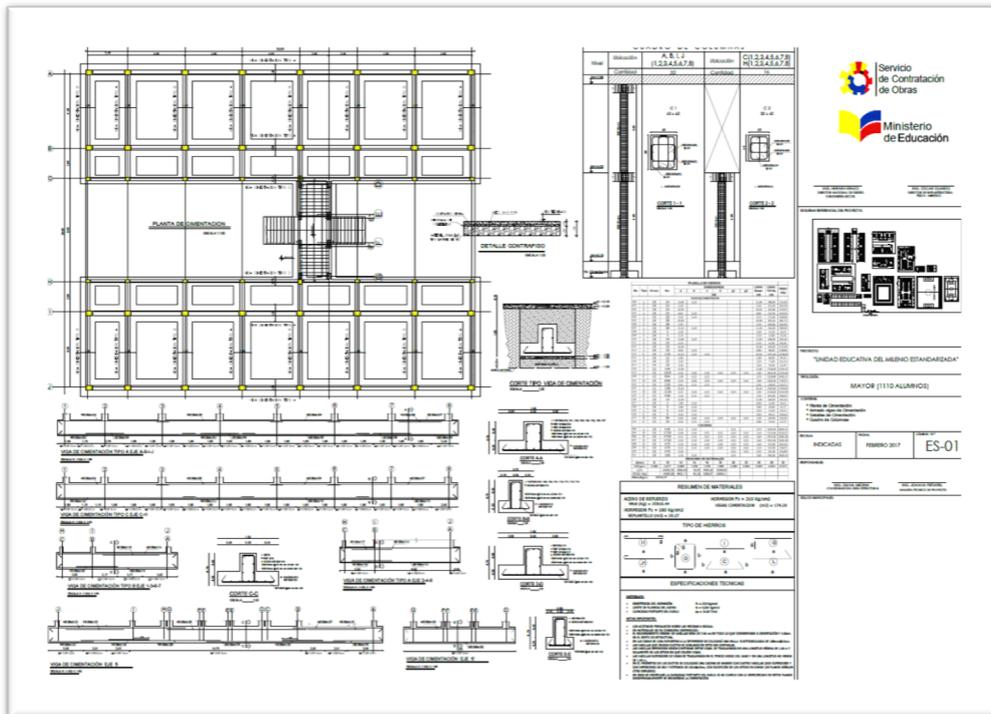
Anexo 4. Cortes fachada Bloque 12 aulas



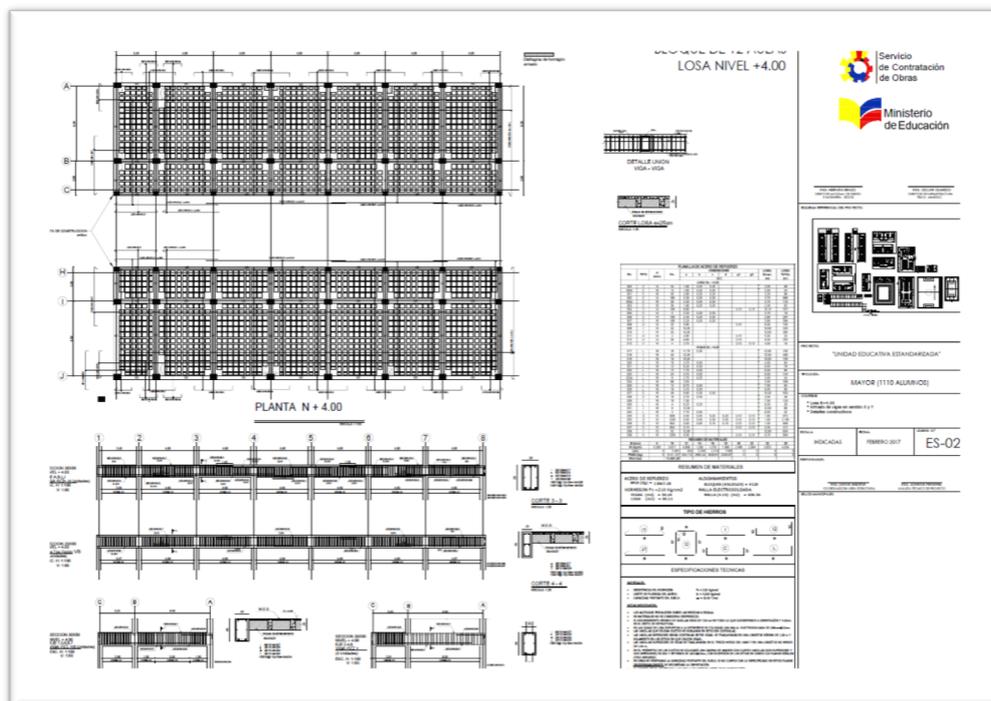
Anexo 5. Fachada Laboratorio de Física y Química



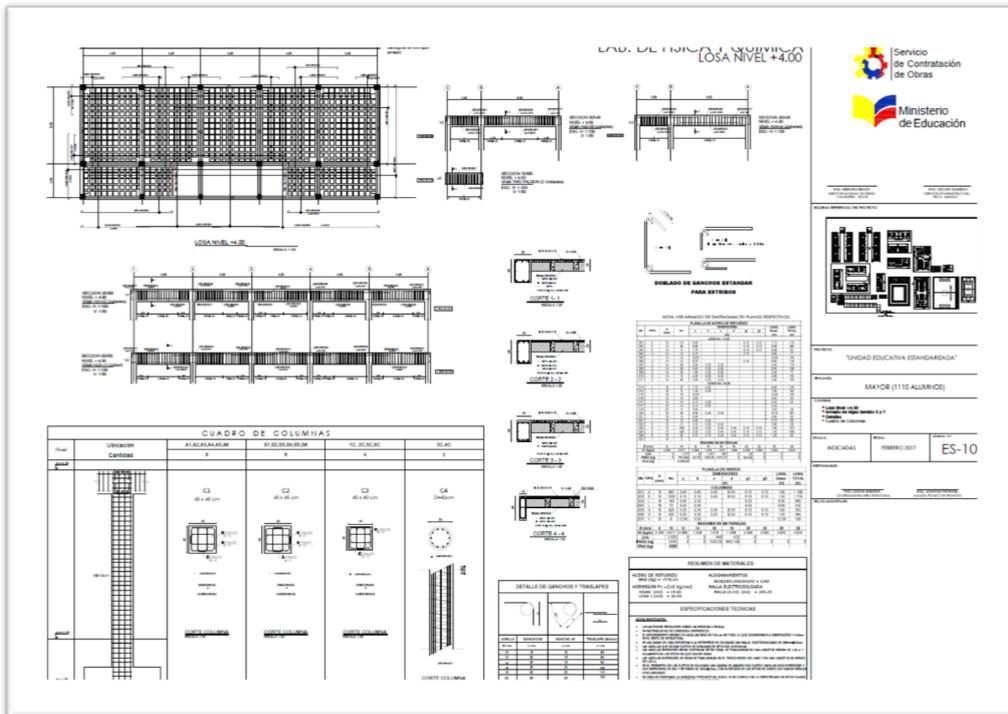
Anexo 6. Vista implantaciones UEM



Anexo 7. Estructural 1 Bloque 12 aulas



Anexo 8. Estructural 2 Bloque 12 aulas



Anexo 11. Estructural 2 Laboratorio Física y Química