



**Vulnerabilidad estructural de tres edificaciones en el Campus Sangolquí de la
Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE**

Ayala Cuichán, Anthony Fabián; Ayala Tatés, Francisco Esteban; Calle Cárdenas,
Daniela Gissel; Jimenez Soto, Joe Anderson; Maigua Yanchaguano, Jimmy Alexander y
Morales Plazarte, Ricardo Israel

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción
Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de integración curricular, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique, Ph. D.

25 de agosto del 2023



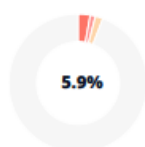
Plagiarism report

MIC VULNERABILIDAD.pdf

Scan details

Scan time:
August 24th, 2023 at 14:37 UTCTotal Pages:
250Total Words:
62432

Plagiarism Detection



Types of plagiarism	Words
Identical	2.8% 1775
Minor Changes	1.2% 763
Paraphrased	1.8% 1118
Omitted Words	0% 0

AI Content Detection

Text coverage
 AI text
 Human text

Plagiarism Results: (113)

Tesis I.C. 1641 - Cabascango Chuquirima César Augu... 0.2%

<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/36454/1...>

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO ...

LopezParadaJeanCarlos2023.pdf?sequence=1&isAllo... 0.2%

<https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/...>

Yulia Ivanova

DISEÑO DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL BAJO LINEAMIENTOS BIM ISO-19650 PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN OBRA Ing...

17549.pdf 0.2%

<https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/12022/1/1754...>

Pesántez Gaón UNIVERSIDAD DEL AZUAY FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA ESCUELA DE GERENCIA INGENIERÍA EN CIVIL Y...

Caiza Sánchez, Pablo Enrique
C.C: 1707597272



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de integración curricular: **“Vulnerabilidad estructural de tres edificaciones en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE”** fue realizado por los estudiantes **Ayala Cuichán, Anthony Fabián; Ayala Tatés, Francisco Esteban; Calle Cárdenas, Daniela Gissel; Jimenez Soto, Joe Anderson; Maigua Yanchaguano, Jimmy Alexander y Morales Plazarte, Ricardo Israel**; los mismos que cumplen con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 25 de agosto del 2023

Caiza Sánchez, Pablo Enrique
C.C: 1707597272



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de autoría

Nosotros, **Ayala Cuichán, Anthony Fabián; Ayala Tatés, Francisco Esteban; Calle Cárdenas, Daniela Gissel; Jimenez Soto, Joe Anderson; Maigua Yanchaguano, Jimmy Alexander y Morales Plazarte, Ricardo Israel**, con cédulas de ciudadanía N° 1725653602, N°1723980742, N°1724926926, N°1105863219, N°0504343526 y N° 1726919176, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de integración curricular: **"Vulnerabilidad estructural de tres edificaciones en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE"** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 25 de agosto del 2023

Ayala Cuichán, Anthony Fabián
C.C: 1725653602

Ayala Tatés, Francisco Esteban
CC: 1723980742

Calle Cárdenas, Daniela Gissel
C.C: 1724926926

Jimenez Soto, Joe Anderson
C.C: 1105863219

Maigua Yanchaguano, Jimmy Alexander
C.C: 0504343526

Morales Plazarte Ricardo Israel
C.C: 1726919176



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotros, **Ayala Cuichán, Anthony Fabián; Ayala Tatés, Francisco Esteban; Calle Cárdenas, Daniela Gissel; Jimenez Soto, Joe Anderson; Maigua Yanchaguano, Jimmy Alexander y Morales Plazarte, Ricardo Israel**, con cédulas de ciudadanía N° 1725653602, N°1723980742, N°1724926926, N°1105863219, N°0504343526 y N° 1726919176, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de integración curricular: **"Vulnerabilidad estructural de tres edificaciones en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE"** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 25 de agosto del 2023

Ayala Cuichán, Anthony Fabián
C.C: 1725653602

Ayala Tatés, Francisco Esteban
CC: 1723980742

Calle Cárdenas, Daniela Gissel
C.C: 1724926926

Jimenez Soto, Joe Anderson
C.C: 1105863219

Maigua Yanchaguano, Jimmy Alexander
C.C: 0504343526

Morales Plazarte Ricardo Israel
C.C: 1726919176

Dedicatoria

A mis padres William y Silvia que siempre han estado conmigo apoyándome incondicionalmente durante los buenos y malos momentos. Son mi inspiración y mi camino a seguir para poder convertirme en una mejor persona.

A mi hermana Alicia por siempre estar presente y comprenderme, por todos los cambios de humor que he tenido y el apoyo que me has brindado.

A mis abuelitas Antonia, Romelia y a Dios por cuidarme desde el cielo y darme fuerza necesaria para seguir adelante en cada obstáculo que tuve que enfrentar a lo largo de la carrera, por todas las noches en las que llegué seguro a la casa y por darme la valentía necesaria para no tener miedo a los problemas.

A mi familia que siempre estuvo dispuesta a tenderme la mano para ayudarme en todos los aspectos y actividades que se iban desarrollando en el paso a paso durante el transcurso de esta gran etapa.

Sr. Anthony Fabián Ayala Cuichán

A mis Padres, German y Nery, porque gracias a su guía, sus consejos, su amor y su apoyo incondicional he llegado a este momento de mi vida. Siempre serán mi inspiración en todos los aspectos de vida.

A mi hermana, Milena, su amor y su cariño me han inspirado a lograr grandes cosas, siempre trabajare duro para darte el mejor ejemplo como hermano mayor y como persona, que todas mis enseñanzas te ayuden a crecer y que junto a mis Padres son el motor de mi vida.

A mi abuelito Pepe, que espero este orgulloso desde el cielo de todo lo que he logrado y progresado.

A Angie, por ser mi compañera durante este proceso y siempre brindarme ánimos, cariño y ganas para salir adelante en todo. Gracias por ser mi apoyo constante y una luz en mi vida.

A mi familia y amigos en general, que siempre me han apoyado y velado por mis intereses.

Sr. Francisco Esteban Ayala Tatés

A Lucia y Efrén mis padres admirables, quienes se merecen lo más genuino del mundo. A mis hermanos Pablo y Diana, de quienes y con quienes aprendí lo más valioso del mundo; el apoyo incondicional.

A Pablo Santana con quien no es suficiente las palabras, sin duda la persona más autentica y transparente que la vida me ha permitido conocer, por su sinceridad, cariño, amor y compañerismo durante esta última etapa de mi vida, por ser mi apoyo incondicional en todo momento, por siempre estar.

A mis mejores amigos Xavier Tenesaca y Francisco Borja, por cuidarme y quererme, por estar en los momentos más difíciles y bonitos de mi vida, por ser mi apoyo en estos años y con quienes he compartido muchas vivencias.

A Leina, mi gata, por acompañarme en todo este viaje, por estar siempre conmigo y haber vivido juntas muchas cosas. Dicen que los animales no tienen sentimientos, pero yo estoy segura que si los tienen, ella los tiene, y me ha consolado y ha dado muchas alegrías, ha sido sin duda mi gran tesoro, y no podría terminar de agradecerle por su infinito amor y compañía.

A las personas que formaron parte de mi vida, que quizás no estén más a mi lado físicamente, pero que se llevaron mi corazón.

Finalmente, a la vida por enseñarme a no mirar los mapas, seguirme a mí misma, por la indudable y consecuente nostalgia de cosas pequeñas y vivencias que me deja esta etapa.

Srta. Daniela Gissel Calle Cárdenas

El presente trabajo va dedicado primeramente a Dios y a la Virgen santísima que siempre han guiado mis pasos a lo largo de esta gran meta de mi vida.

A mi mamá Mirian, que ha sido el motor incondicional que me ha impulsado a salir adelante en los buenos y malos momentos que se me han presentado en esta carrera estudiantil y al igual que a lo largo de mi vida, la amo infinitamente y brindarle el reconocimiento que todo lo que soy y llegare a ser es gracias a ella. Nunca podre recompensar tanto esfuerzo y amor que me supo brindar para salir adelante junto a mí.

A mis abuelos Millán y Maximina, y a mi Tío Leover, gracias a su apoyo y entereza para darme la determinación, y me animaron a seguir adelante en todos los objetivos que me propongo. Esto que hoy estoy logrando es gracias a las personas que supieron formar a lo largo de mi vida.

A toda mi familia que siempre estuvo presente en estos grandes momentos que he vivido en esta etapa universitaria, que siempre me supieron brindar un consejo cuando más lo necesitaba.

A mis amigos Juan José, Sebastián, Carlos, Adrián, Karina, María José, Pedro, Jordy, Alejandro, Andrés, Andrea y compañeros que se han convertido en parte importante de mi vida y sé que siempre voy a poder contar con ellos cuando más lo necesito, y ellos saben que siempre van a contar conmigo. Ellos que siempre estuvieron para escuchar mis problemas y celebrar mis triunfos.

A mis profesores, quienes me brindaron siempre sus conocimientos y sus experiencias.

Finalmente, y lo más importante me agradezco a mí, por creer en mí, trabajar duro por aprender y esforzarme por lograr todo lo que me propuse, y sin mí nunca nada de esto sería posible.

Sr. Joe Anderson Jimenez Soto

A mis padres Norma y Fabián,

Dedicar este trabajo es una muestra de gratitud y aprecio por todo el apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de este arduo y gratificante camino. Sus palabras de aliento, paciencia y comprensión han sido un faro luminoso que me ha guiado en cada etapa de este proyecto.

A mis compañeros y amigos,

Por estar siempre presentes, por escuchar mis preocupaciones y celebrar mis éxitos. Su apoyo emocional ha sido un pilar fundamental durante esta travesía.

Este trabajo no habría sido posible sin su apoyo incondicional, paciencia y aliento. A cada uno de ustedes, mi más profundo agradecimiento por ser parte de este viaje y por compartir este logro conmigo.

Con cariño y gratitud,

Sr. Jimmy Alexander Maigua Yanchaguano

A mi padre, Pedro Morales, por todo el apoyo incondicional que me ha brindado a lo largo de mi vida, especialmente en mi etapa de estudios universitarios. Mi inspiración, guía y la persona que más admiro. Nunca podré compensar todo el esfuerzo y sacrificio que ha hecho para darme una buena vida y educación de calidad. Los valores y enseñanzas que me ha inculcado los llevaré siempre conmigo.

A mis abuelitos Anita y Oswaldo, mis segundos padres, su cariño me ha motivado e inspirado a seguir adelante, deseo que ellos puedan sentirse orgullosos del hombre al cual criaron como a su propio hijo.

A mi hermano Dennis y mi hermano Johan, por ser mis mejor amigos y las personas con la cuales pude reír en tiempos de angustia y divertirme en mis pocos tiempos libres.

A mi madre Lily, aunque estuvo poco tiempo conmigo me demostró que nada es imposible y que el trabajo duro es la clave para el éxito. Espero estes orgullosa de tu hijo y sigas cuidándome desde el cielo, siempre me harás mucha falta.

A las personas y seres que me habría encantado estén presentes en este momento de mi vida, pero que lamentablemente ya no se encuentran conmigo, espero sepan disculpar mis ausencias y quiero que entiendan que me esforcé para que se sientan orgullosos de mí. Siempre estarán en mi corazón, sigan apoyándome y cuidando desde arriba.

Sr. Ricardo Israel Morales Plazarte

Agradecimiento

A mis padres William y Silvia por haberme educado de la manera más correcta posible, por su cariño y apoyo, por esas noches en las que me quedé dormido y entraban a despertarme para poder seguir con los trabajos.

A Ricardo, mi gran amigo por ser una persona increíble y enseñarme hábitos que no tenía, por los momentos en los que tuvimos dificultades y las superamos juntos con trabajo en equipo, te deseo lo mejor y estoy seguro que llegarás a ser un profesional en todo el sentido de la palabra, que gran orgullo llamarte colega.

A mis compañeros de MIC Joe, Francisco, Danny y Jimmy por su colaboración en el presente trabajo realizado.

A mis amigos que conocí durante mi paso por la carrera: Adrián, Fernando, Alexander, Bryan, Luis, Kevin, Lupita, Danny, Cinthya, Margarita, Jefferson, Jessica, Carla, Marco, Fernanda, Nicole, Santiago y el resto de personas por hacer de esta etapa una de las mejores de mi vida, por los días de estudio y festejo que tuvimos en este trayecto.

A mis amigos de toda la vida William, Cristian y mis primeros amigos de universidad Andrés y Gissela, por hacer de los malos momentos recuerdos alegres cubiertos de risas y diversión, además enseñarme que lo importante es seguir intentando hasta que las cosas salgan correctamente, agradezco su apoyo.

A mi tutor, el Ing. Pablo Caiza PhD por su apoyo y constante monitoreo en nuestro avance del proyecto, por las oportunidades brindadas y el conocimiento transmitido a lo largo de este tiempo.

Sr. Anthony Fabián Ayala Cuichán

Agradezco a mis padres y mi hermana por siempre estar a mi lado siendo un apoyo incondicional. A ustedes se lo debo todo y se los recompensare siempre.

A mi familia, por siempre estar pendientes de mi futuro, mostrándome oportunidades y dándome consejos para sobresalir siempre.

A mis amigos y compañeros que conocí en la Universidad, en especial a Angie, Andrés S., Abby, Andrés C., María José, Sebastián, Pedro, Oswaldo, Adrián, Erika y Ricardo, ya que compartí muchas experiencias, conocí puntos de vista y realidades diferentes y fue una de las mejores etapas de mi vida hasta el momento. Atesoro cada momento vivido a su lado, siempre los llevare en mi corazón.

A mis profesores, quienes me brindaron siempre sus conocimientos y sus experiencias.

También me agradezco a mí, por creer en mí, trabajar duro por aprender y esforzarme por lograr todo lo que me propuse.

Al concluir una etapa maravillosa de mi vida quiero extender un profundo agradecimiento, a quienes hicieron posible este sueño, aquellos que junto a mí caminaron en todo momento y siempre fueron inspiración, apoyo y fortaleza.

Sr. Francisco Esteban Ayala Tates

Mis agradecimientos recaen en cada una de las personas que formaron parte de mi vida, agradezco a cada una de las personas que en su momento me dieron palabras de cariño y aliento, a todas aquellas personas que me dejaron una enseñanza. Por haber formado parte de mi vida y haber contribuido en ella. Si pudieran leer esto cada una de las personas que se ganaron mi corazón, sin duda tendrán la certeza de que me llevo un gesto, una mirada, una palabra, una sonrisa de cada uno.

Agradezco a mi tutor de tesis el Doctor Pablo Caiza, por su paciencia y empeño en brindarnos una mano para que el presente trabajo culmine con éxito, por su conocimiento que fue un apoyo fundamental en el desarrollo de esta tesis.

Al Ingeniero Cesar Izurieta, la persona que me dio la oportunidad de trabajar desde mucho antes que iniciara este trabajo de titulación, por alentarme siempre a ser mejor, por apoyarme en todo aquello que necesité, por su paciencia y por darme la oportunidad de aprender cada día muchas cosas nuevas, por preocuparse por mí y por todos a su alrededor.

Agradezco a los docentes que formaron parte de mi vida universitaria, muchos de ellos por tener la calidad humana y ser consecuentes con lo que enseñan en las aulas.

A todos los compañeros y especialmente amigos que la vida universitaria me permitió conocer, aquellos que permanecen a mi lado y a quienes aprecio con todo mi corazón.

Finalmente, agradezco a mis compañeros presentes en este trabajo de titulación quienes contribuyeron a que todo el esfuerzo de meses, culmine con éxito.

Srta. Daniela Gissel Calle Cárdenas

En primer lugar, quiero expresar mi gratitud a mi tutor, Ing. Pablo Caiza PhD por su guía experta, paciencia y dedicación a lo largo de todo el proceso de investigación. Sus valiosos consejos y retroalimentación han sido determinantes para dar forma y enriquecer este trabajo

Agradezco a Dios y a la Virgen santísima que siempre han guiado mis pasos a lo largo de esta gran meta de mi vida.

Nunca será suficiente el tiempo ni las palabras para agradecer a mi mamá Mirian, que ha sido el motor incondicional que me ha impulsado a salir adelante en los buenos y malos momentos que se me han presentado en esta carrera estudiantil y al igual que a lo largo de mi vida, la amo infinitamente y brindarle el reconocimiento que todo lo que soy y llegare a ser es gracias a ella.

Agradezco infinitamente a mis abuelos Millán y Maximina, a Tío Leover, gracias por criarme y formar el carácter y mi manera de ser, espero convertirme en la persona que les llene de orgullo y así retribuir un poco lo que han hecho por mí.

Agradezco a toda mi familia que siempre estuvo presente en estos grandes y malos momentos que he vivido en esta etapa universitaria, que siempre me supieron brindar un consejo cuando más lo necesitaba.

A mis amigos Juan José, Sebastián, Carlos, Adrián, Karina, María José, Pedro, Jordy, Alejandro, Andrés, Andrea que siempre pudieron darme alegría en los bajos momentos y han festejado conmigo en los buenos. Siempre podrán contar conmigo.

A mis amigos y compañeros de MIC: Francisco Ayala, Daniela Calle, Anthony Ayala, Ricardo Morales y Jimmy Maigua, gracias por su apoyo y colaboración para que el presente trabajo culmine exitosamente.

Sr. Joe Anderson Jimenez Soto

En este apartado, deseo expresar mi sincero agradecimiento a todas aquellas personas e instituciones que contribuyeron de manera significativa en la realización y culminación de este trabajo de investigación. Sus aportes, apoyo y aliento han sido fundamentales para alcanzar este logro, y me siento profundamente agradecido por su generosidad y compromiso.

En primer lugar, quiero expresar mi gratitud a mi tutor, Ing. Pablo Caiza PhD por su guía experta, paciencia y dedicación a lo largo de todo el proceso de investigación. Sus valiosos consejos y retroalimentación han sido determinantes para dar forma y enriquecer este trabajo.

Agradezco también a la Universidad de las Fuerza Armadas ESPE por brindarme la oportunidad de llevar a cabo esta investigación, así como por proporcionarme los recursos y el ambiente propicio para llevar a cabo este proyecto.

Mi reconocimiento se extiende a mis compañeros/as de clase y amigos/as que, con sus discusiones, intercambio de ideas y apoyo moral, contribuyeron a enriquecer mis perspectivas y motivarme a seguir adelante.

No puedo dejar de agradecer a mi familia por su incondicional apoyo a lo largo de mi formación académica y la realización de este trabajo. Su amor, paciencia y aliento constante han sido un pilar fundamental en cada etapa de mi vida.

Finalmente, quiero expresar mi gratitud a todas aquellas personas que de alguna manera contribuyeron a este trabajo, ya sea brindando información o colaborando en la recopilación de datos. Sin su colaboración, este estudio no hubiera sido posible.

Este logro es el resultado del esfuerzo colectivo de muchas personas, y a todas ellas les dedico mi más sincero agradecimiento.

Sr. Jimmy Alexander Maigua Yanchaguano

A mis padres Pedro y Lily, mis abuelitos Anita y Oswaldo, por todo lo que me enseñaron sobre la vida y como vivirla de la mejor manera, por su cariño y apoyo incondicional. A mis hermanos Dennis y Johan por creer en mí y no abandonarme durante mis peores momentos.

A Anthony, mi gran amigo; gracias por tu amistad, tu apoyo, por las risas, las bromas, las conversaciones serias, por todo lo que vivimos en esta etapa; fuiste mi más grande aliado y nunca podre agradecerte lo suficientes todo lo que has hecho por mí, deseo que sigas creciendo como profesional y es un honor que seas un colega de profesión.

A mis amigos y compañeros de MIC: Francisco Ayala, Daniela Calle, Joe Jimenez y Jimmy Maigua, gracias por su apoyo y colaboración para que el presente trabajo culmine exitosamente.

A mi docente, y tutor el Ing. Pablo Caiza Ph.D por todas sus valiosas enseñanzas, por las oportunidades, su paciencia, su entrega y dedicación; por aportar tanto en mi formación como profesional en tan poco tiempo.

A mis amigos de toda la vida Hugo Andrade, Sebastián Cueva, Carlos Cueva, Kevin Apolo, Francisco Murillo, Douglas Murillo; gracias por todo su apoyo.

A aquellos amigos que hice durante esta etapa y que son importantes para mí: Paul Pérez, Ingrid Pomatoca, Yadira Chilliquinga, Helen Copara, Oswaldo Navarrete, Danny Molina, Abel Paredes, Clara Ortiz, Dylan Quiroz, Daniel Narváez, Dylan Vaca, Guadalupe Gilces, Fernando Barreto, Jhefferson Cambizaca, Cinthya Durán, Estefanía Sánchez, Angélica Almeida, Alexander Beltrán, Luis Chisag.

A mis mascotas, Pelusa y Lucero, por siempre acompañarme en las madrugadas cuando hacia deberes o estudiaba, me dieron fortaleza y paz. Gracias Lucero por estar conmigo, te agradezco tu cariño y perdóname por no pasar más tiempo contigo, espero me sigas cuidando desde el cielo, siempre me harás falta.

Sr. Ricardo Israel Morales Plazarte

Índice de Contenido

Dedicatoria	6
Agradecimiento.....	12
Resumen.....	40
Abstract	41
Capítulo I Generalidades	42
Introducción	42
Antecedentes.....	43
Planteamiento del problema	46
Justificación e importancia	47
Objetivos.....	49
Objetivo General	49
Objetivos Específicos	49
Hipótesis.....	50
Descripción del contenido.....	51
Capítulo II Marco Teórico	53
Introducción	53
Riesgo sísmico en Ecuador	53
Riesgo sísmico de Quito	54
Límites permisibles de las derivas de piso	55
Derivas máximas NEC-15	55
Geotécnica.....	56

Ensayo de refracción sísmica.....	56
Ensayo de Nakamura	58
Ensayos No Destructivos	59
Ensayo con Pachómetro	59
Ensayo Esclerométrico (ASTM C 805)	59
Análisis estructural.....	61
Tipos de análisis	62
Análisis estático lineal	62
Análisis estático no lineal	64
Análisis dinámico lineal	66
Análisis dinámico no lineal.....	66
Modelación de estructuras	67
Modelo físico.....	68
Modelo Matemático.....	70
Modelo numérico	71
Normativa ecuatoriana de la construcción	71
Diseño basado en fuerzas.....	72
Diseño Basado en Desplazamientos	83
Visión general de la teoría dinámica estructural.....	84
Generalidades de la dinámica estructural	85
Excitaciones	85

	20
Problema físico y representación matemática.....	86
Modelo matemático	86
Ecuación del movimiento.....	88
Análisis modal espectral.....	88
Ecuaciones empleadas	89
Respuesta Modal	90
Fuerza Modal	91
Cortante basal.....	91
Máximas aceleraciones de piso.....	91
Máxima aceleración basal	92
Criterio de combinación modal	92
Análisis modal operacional.....	93
Capítulo III Caracterización de las edificaciones	94
Ubicación	94
Referencia arquitectónica y estructural.....	95
Geometría general	96
Descripción general.....	99
Tipo de apoyos.....	105
Geometría específica.....	109
Detalle de columnas.....	109
Detalle de vigas.....	114
Detalle de losas.....	124

	21
Resistencia a la comprensión del hormigón	126
Módulo de elasticidad especificado	126
Esfuerzo de fluencia del acero	126
Acero para elementos estructurales.....	127
Modelamiento 3D de la edificación	127
Detalle de cargas.....	128
Cargas permanentes.....	129
Cargas temporales	138
Cortante basal de diseño.....	140
Ensayo de suelos.....	155
Ensayo de sísmica de Refracción (VS30).....	155
Ensayo de Nakamura	168
Ensayos no destructivos	172
Pachómetro.....	172
Esclerómetro	180
Capítulo IV Evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica	191
Evaluación de la vulnerabilidad estructural	191
Metodología FEMA P-154.....	191
Registro de datos en formulario Nivel 1	193
Registro de datos en formulario Nivel 2.....	207
Resultados	213
Metodología FUNVISIS.....	213

	22
Descripción de la metodología	215
Registro de datos	216
Procesamiento de datos	227
Resultados	240
Metodología GIOVINAZZI Y LAGOMARSINO	243
Descripción de la metodología	244
Registro y procesamiento de datos	246
Resultados	252
Comparación de resultados	253
Capítulo V Ensayos de instrumentación sísmica	255
Materiales, equipos e insumos.....	256
Procedimiento.....	258
Software Signal Express	259
Procesamiento de datos	261
Software MATLAB.....	261
Resultados.....	263
Software MATLAB.....	263
Capítulo VI Modelos numéricos computacionales	284
Integración REVIT-ETABS.....	284
Descripción de materiales.....	291
Hormigón.....	291
Módulo de elasticidad especificado	291

Acero de refuerzo.....	293
Acero estructural	295
Descripción de secciones	296
Columnas	296
Vigas	300
Losa	308
Diafragmas	311
Definición del espectro de diseño de aceleraciones.....	313
Bloque B y Bloque central entre los bloques A y B	313
Bloque central entre bloque C y D de aulas.....	314
Cargas consideradas	315
Peso Propio.....	315
Sobrecarga Permanente	315
Temporal Interior	315
Temporal cubierto	316
Carga sísmica estática en X.....	316
Carga sísmica estática en Y	318
Definición de patrones de carga.....	320
Definición de la masa.....	320
Definición de casos de carga	321
Combinación de carga	321

Rigidización de nudos.....	323
Edificaciones modeladas	323
Períodos de vibración	325
Análisis estático no lineal (Pushover).....	326
Configuración	326
Resultados.....	331
Configuración 1 en x.....	332
Configuración 1 en y.....	335
Capítulo VII Conclusiones y recomendaciones	337
Conclusiones	337
Recomendaciones	339
Referencias Bibliográficas	340
Apéndices.....	345

Índice de Tablas

Tabla 1 <i>Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso según NEC-15</i>	56
Tabla 2 <i>Coordenadas geográficas de las tres edificaciones</i>	94
Tabla 3 <i>Ejes Locales para la estructura correspondiente al Bloque Central entre los bloques A y B</i>	100
Tabla 4 <i>Ejes Locales para la estructura correspondiente al Bloque Central entre los bloques C y D</i>	102
Tabla 5 <i>Cuadro de plintos del Bloque B de aulas</i>	105
Tabla 6 <i>Cuadro de plintos del Bloque Central entre los bloques A y B</i>	107
Tabla 7 <i>Cuadro de plintos del Bloque Central entre los bloques C y D</i>	108
Tabla 8 <i>Armado en columnas del Bloque B de aulas</i>	110
Tabla 9 <i>Armado en columnas del Bloque Central entre los bloques A y B</i>	112
Tabla 10 <i>Posición, Longitud y tipo de columnas del Bloque Central entre los bloques C y D</i>	114
Tabla 11 <i>Armado de vigas del bloque B</i>	115
Tabla 12 <i>Armado en vigas de entrepiso del Bloque Central entre los bloques A y B</i>	118
Tabla 13 <i>Armado en vigas de cubierta del Bloque Central entre los bloques A y B</i>	121
Tabla 14 <i>Tipos de sección de Vigas</i>	123
Tabla 15 <i>Ubicación de vías según los ejes y el nivel de cada piso</i>	123
Tabla 16 <i>Pesos promedio de mampostería de bloque por unidad de superficie</i>	130
Tabla 17 <i>Componentes de la carga de acabados para losa de entrepiso</i>	131
Tabla 18 <i>Cargas permanentes entrepisos Bloque B de aulas</i>	132
Tabla 19 <i>Componentes de la carga de acabados para losa de cubierta</i>	132
Tabla 20 <i>Cargas permanentes losa de cubierta Bloque B de aulas</i>	133
Tabla 21 <i>Carga de pared de entrepiso del bloque central entre los bloques A y B</i>	135

Tabla 22 <i>Carga de pared sobre vigas descolgadas hacia arriba</i>	136
Tabla 23 <i>Carga de pared sobre cubierta</i>	136
Tabla 24 <i>Peso propio acabados</i>	137
Tabla 25 <i>Valores para carga muerta</i>	137
Tabla 26 <i>Peso propio de la estructura y Sobrecarga</i>	138
Tabla 27 <i>Cargas permanentes losa de cubierta Bloque B de aulas</i>	139
Tabla 28 <i>Cargas temporales para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B</i>	139
Tabla 29 <i>Cargas temporales para el Bloque Central entre los bloques de aulas C y D</i>	140
Tabla 30 <i>Parámetros influyente para el espectro de diseño de aceleraciones Bloque B de aulas</i>	142
Tabla 31 <i>Carga sísmica reactiva bloque B de aulas</i>	144
Tabla 32 <i>Parámetros necesarios para el cálculo de las cargas laterales</i>	145
Tabla 33 <i>Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales</i>	146
Tabla 34 <i>Parámetros influyente para el espectro de diseño de aceleraciones Bloque Central entre bloque A y B de aulas</i>	147
Tabla 35 <i>Carga sísmica reactiva</i>	149
Tabla 36 <i>Parámetros necesarios para el cálculo de las cargas laterales</i>	150
Tabla 37 <i>Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales</i>	151
Tabla 38 <i>Parámetros influyente para el espectro de diseño de aceleraciones Bloque Central entre bloque C y D de aulas</i>	151
Tabla 39 <i>Carga sísmica reactiva</i>	154
Tabla 40 <i>Parámetros necesarios para el cálculo de las cargas laterales</i>	155
Tabla 41 <i>Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales</i>	155
Tabla 42 <i>Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) - Método activo</i>	159
Tabla 43 <i>Velocidad de onda de corte en función de la profundidad de los estratos empleando el Método Activo</i>	160

Tabla 44 <i>Estratigrafía de la zona de estudio con las velocidades de corte de acuerdo a la profundidad</i>	161
Tabla 45 <i>Frecuencia vs la Velocidad de fase</i>	162
Tabla 46 <i>Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) – Método Pasivo</i>	163
Tabla 47 <i>Velocidad de onda de corte en función de la Profundidad</i>	164
Tabla 48 <i>Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) – Método Combinado</i>	165
Tabla 49 <i>Velocidad de onda de corte (m/s) vs. Profundidad (m) – Método Combinado</i>	166
Tabla 50 <i>Tipos de suelo acorde a la profundidad</i>	167
Tabla 51 <i>Clasificación del suelo de cada Bloque</i>	167
Tabla 52 <i>Armado en columnas del Bloque B de aulas</i>	173
Tabla 53 <i>Armado en columnas del Bloque Central entre los Bloques A y B</i>	175
Tabla 54 <i>Armado en vigas Bloque B de aulas</i>	176
Tabla 55 <i>Armado en vigas de entrepiso del Bloque Central entre los bloques A y B</i> ...	177
Tabla 56 <i>Armado en vigas de cubierta del Bloque Central entre los bloques A y B</i>	179
Tabla 57 <i>Datos de columna central con recubrimiento</i>	185
Tabla 58 <i>Datos de columna esquinera 1 con recubrimiento</i>	186
Tabla 59 <i>Datos columna esquinera 2 con recubrimiento</i>	186
Tabla 60 <i>Datos columna esquinera sin recubrimiento</i>	186
Tabla 61 <i>Resistencia de cada columna</i>	187
Tabla 62 <i>Datos de columna Primer Paso sin recubrimiento</i>	188
Tabla 63 <i>Datos de columna Segundo Piso con recubrimiento</i>	189
Tabla 64 <i>Datos columna Tercer Piso con recubrimiento</i>	189
Tabla 65 <i>Datos columna Cuarto Piso con recubrimiento</i>	189
Tabla 66 <i>Resultados resistencia a compresión</i>	190
Tabla 67 <i>Clasificación del suelo</i>	198

Tabla 68 Irregularidades estructurales en elevación FEMA P-154.....	199
Tabla 69 Irregularidades estructurales en planta FEMA P-154.....	200
Tabla 70 Resultados de la metodología FEMA-P154	213
Tabla 71 Tipos de sistema estructural	221
Tabla 72 Valores del índice de amenaza (I_A).....	228
Tabla 73 Índice de vulnerabilidad (I_i) y pesos relativos (α_i).....	229
Tabla 74 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la antigüedad adaptados para Ecuador (I_i)	230
Tabla 75 Valores del índice de vulnerabilidad asociado al tipo estructural I_2	231
Tabla 76 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades I_{3j}	233
Tabla 77 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades I_4	234
Tabla 78 Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la topografía y a los drenajes I_5	235
Tabla 79 Valores del índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro I_6	236
Tabla 80 Cálculo del índice de vulnerabilidad del Bloque B de aulas	237
Tabla 81 Cálculo del índice de vulnerabilidad del Bloque Central entre los bloques A y B	237
Tabla 82 Cálculo del índice de vulnerabilidad del Bloque Central entre los bloques C y D	238
Tabla 83 Clasificación según el uso del edificio.....	238
Tabla 84 Valores del Índice de Importancia, I_I	239
Tabla 85 Índice de Priorización y Riesgos para el Bloque central entre los bloques A y B.	240
Tabla 86 Índice de Priorización y Riesgos para el Bloque central entre los bloques C y D.....	240
Tabla 87 Valoración del índice de Vulnerabilidad, I_v	241

Tabla 88 <i>Valoración del índice de Riesgo, I_R</i>	241
Tabla 89 <i>Valoración del índice de Priorización, I_P</i>	242
Tabla 90 <i>Resultados de la metodología FUNVISIS</i>	242
Tabla 91 <i>Tabla resumen de índices de vulnerabilidad para diferentes tipologías de edificios</i>	247
Tabla 92 <i>Resumen de puntuaciones para modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y hormigón armado</i>	250
Tabla 93 <i>Resumen de índice de vulnerabilidad</i>	251
Tabla 94 <i>Tipo de Vulnerabilidad estructural según el índice de vulnerabilidad</i>	252
Tabla 95 <i>Tipo de Vulnerabilidad estructural Bloque B de aulas, bloque central entre bloque A y B de aulas y bloque central entre bloque C y D de aulas</i>	253
Tabla 96 <i>Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del bloque B</i>	253
Tabla 97 <i>Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del Bloque Central entre los Bloques A y B</i>	254
Tabla 98 <i>Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del Bloque Central entre los Bloques C y D</i>	254
Tabla 99 <i>Selección de señales de los acelerómetros en el programa MATLAB</i>	265
Tabla 100 <i>Periodo y modos de vibración de cada uno de los bloques</i>	282
Tabla 101 <i>Rigidez de estructuras en base al índice de vulnerabilidad</i>	282
Tabla 102 <i>Clasificación de los valores de rigidez para cada bloque objeto de estudio</i>	283
Tabla 103 <i>Factores de correlación para el acero</i>	294
Tabla 104 <i>Características del acero para ingresar al software</i>	294
Tabla 105 <i>Combinaciones de cargas</i>	321
Tabla 106 <i>Factor de corrección de frecuencias para el Bloque Central entre los bloques A y B</i>	325
Tabla 107 <i>Modificadores de Inercia para la configuración 1</i>	332

Índice de Figuras

Figura 1 <i>PGA promedio para el DMQ (en roca) para el 10% (izquierda) y 2% (derecha) de probabilidad de excedencia en 50 años</i>	55
Figura 2 <i>Esquema de refracción sísmica y la llegada de ondas a los geófonos</i>	57
Figura 3 <i>Método H/V Nakamura</i>	58
Figura 4 <i>Representación del diagrama equivalente de un grado de libertad</i>	63
Figura 5 <i>Curva de capacidad</i>	65
Figura 6 <i>Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad</i>	65
Figura 7 <i>Espectro elástico horizontal de aceleraciones</i>	76
Figura 8 <i>Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z</i>	78
Figura 9 <i>Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	79
Figura 10 <i>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura</i>	80
Figura 11 <i>Configuraciones estructurales recomendadas</i>	81
Figura 12 <i>Configuraciones estructurales no recomendadas</i>	81
Figura 13 <i>Configuraciones de irregularidad en planta</i>	82
Figura 14 <i>Configuraciones de irregularidad en elevación</i>	82
Figura 15 <i>Excitación del sistema de 1 grado de libertad</i>	87
Figura 16 <i>Ubicación de las tres edificaciones</i>	95
Figura 17 <i>Fachada posterior Bloque B de aulas</i>	97
Figura 18 <i>Fachada frontal y posterior del Bloque Central entre los bloques de aulas A y B</i>	98
Figura 19 <i>Fachada frontal y posterior del Bloque Central entre los bloques de aulas C y D</i>	99
Figura 20 <i>Configuración estructural en planta bloque B de aulas</i>	100

Figura 21 <i>Configuración estructural en planta Bloque Central entre los bloques de aulas A y B</i>	101
Figura 22 <i>Configuración estructural en planta Bloque Central entre los bloques de aulas C y D</i>	102
Figura 23 <i>Configuración estructural en elevación Bloque B de aulas</i>	103
Figura 24 <i>Configuración estructural en elevación Bloque Central entre los bloques A y B</i>	104
Figura 25 <i>Configuración estructural en elevación Bloque Central entre los bloques C y D</i>	104
Figura 26 <i>Cimentación para el Bloque B de aulas</i>	106
Figura 27 <i>Cimentación para el Bloque Central entre los bloques A y B</i>	107
Figura 28 <i>Cimentación para el Bloque Central entre los bloques C y D</i>	109
Figura 29 <i>Losa con vigas banda en el Bloque Central entres los bloques de aulas A y B</i>	116
Figura 30 <i>Relación alto y ancho recomendado en vigas embebidas</i>	117
Figura 31 <i>Distribución de los diferentes tipos vigas banda de entrepiso en el Bloque Central entres los bloques de aulas A y B</i>	120
Figura 32 <i>Distribución de los diferentes tipos vigas banda de cubierta en el Bloque Central entres los bloques de aulas A y B</i>	122
Figura 33 <i>Corte de la losa alivianada de 30 cm del Bloque B de aulas</i>	124
Figura 34 <i>Corte de la losa alivianada de 30 cm del Bloque Central entre los bloques A y B</i>	125
Figura 35 <i>Dimensión de la sección de la losa de entrepiso</i>	125
Figura 36 <i>Modelamiento tridimensional Bloque B de aulas UFA-ESPE</i>	127
Figura 37 <i>Modelamiento tridimensional Bloque Central entre los bloques de aulas A y B UFA-ESPE</i>	128

Figura 38 <i>Modelamiento tridimensional Bloque Central entre los bloques de aulas A y B UFA-ESPE</i>	128
Figura 39 Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T.....	141
Figura 40 <i>Espectro horizontal inelástico y elástico de diseño en aceleraciones en el Bloque B de aulas</i>	144
Figura 41 <i>Espectro horizontal inelástico y elástico de diseño en aceleraciones en el Bloque Central entre los Bloques A y B</i>	149
Figura 42 <i>Espectro horizontal inelástico y elástico de diseño en aceleraciones en el Bloque Central entre los Bloques C y D</i>	153
Figura 43 <i>Equipos utilizados para ensayo de refracción sísmica (a) Sismógrafo de 12 canales (b) geófonos (c) martillo de 12 lb (d) cable de geófonos (e) cable de extensión para martillo (f) placa de metal</i>	156
Figura 44 <i>Ensayo de refracción sísmica aplicado a estructuras del campus de UFA-ESPE</i>	157
Figura 45 <i>Manejo de equipo Ensayo de refracción sísmica aplicado a estructuras del campus de UFA-ESPE</i>	158
Figura 46 <i>Geometría de la línea de refracción</i>	158
Figura 47 <i>Velocímetro triaxial amplificado SARA</i>	168
Figura 48 <i>Consideraciones para uso del velocímetro triaxial amplificado SARA</i>	169
Figura 49 <i>Interfaz del programa SEISMOWIN para lectura de ruido ambiental</i>	169
Figura 50 <i>Informe obtenido del software SEISMOWIN</i>	170
Figura 51 <i>Frecuencia de Suelo</i>	170
Figura 52 <i>Punto de mayor energía</i>	171
Figura 53 <i>Frecuencia fundamental del suelo</i>	171
Figura 54 <i>Detalle del equipo para el ensayo (a) Pachómetro BOSC – Wallscanner D tect 150 (b) Flexómetro</i>	172

Figura 55 <i>Preparación de la Superficie de Prueba</i>	181
Figura 56 <i>Instrumentación de Ensayo de Esclerometría</i>	182
Figura 57 <i>Ensayo en columna esquinera del bloque B. a) Mampostería removida, b) Número de rebote</i>	182
Figura 58 <i>Número de rebote con recubrimiento en columnas esquinera, perimetral e interna del bloque B. a) Piso 1, b) Piso 2, c) Piso 3, d) Piso 4</i>	183
Figura 59 <i>Cuadro resumen de máximos y mínimos con resistencia media a la compresión</i>	185
Figura 60 <i>Gráfica de conversión del Esclerómetro</i>	187
Figura 61 <i>Superficie de trabajo</i>	188
Figura 62 <i>Modelado en Revit y evidencia fotográfica. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	193
Figura 63 <i>Datos generales de las edificaciones. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	195
Figura 64 <i>Datos de los evaluadores. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	196
Figura 65 <i>Datos de construcción y ocupación. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	197
Figura 66 <i>Tipo de suelo y riesgos geológicos esperados. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	198
Figura 67 <i>Adyacencia, irregularidades y peligros de caída. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	200
Figura 68 <i>Tipología del sistema estructural. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	201
Figura 69 <i>Modificadores de vulnerabilidad y puntaje final. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	202

Figura 70 <i>Grado de revisión. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	203
Figura 71 <i>Otros riesgos esperados. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	205
Figura 72 <i>Acciones requeridas. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	206
Figura 73 <i>Modificadores estructurales para irregularidad vertical. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	208
Figura 74 <i>Modificadores estructurales para irregularidad en planta. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	210
Figura 75 <i>Peligros no estructurales observables. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	211
Figura 76 <i>Desempeño sísmico no estructural estimado. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	212
Figura 77 <i>Formulario para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura</i>	215
Figura 78 <i>Formulario parte 1.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D</i>	217
Figura 79 <i>Formulario parte 2.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D</i>	219
Figura 80 <i>Formulario parte 3.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D</i>	222
Figura 81 <i>Formulario parte 4.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B de aulas, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D</i>	224
Figura 82 <i>Formulario parte 5.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D</i>	226

Figura 83 <i>Esquema de la metodología italiana de Giovanazzi y Lagomarsino</i>	245
Figura 84 <i>Índice de vulnerabilidad a diferentes tipologías de edificios, a) Bloque B de aulas, b) Bloque central entre bloque A y B de aulas, c) Bloque central entre bloque C y D de aulas</i>	246
Figura 85 <i>Presencia de columnas cortas en batería sanitaria Bloque B de aulas</i>	248
Figura 86 <i>Determinación de puntuación para factores modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y hormigón armado, a) Bloque B de aulas, b) Bloque central entre bloque A y B de aulas, c) Bloque central entre bloque C y D de aulas</i>	248
Figura 87 <i>Asignación de grado de daño estructural según EMS-98</i>	251
Figura 88 <i>Dispositivo de adquisición de datos National Instruments cDAQ-9174</i>	256
Figura 89 <i>Módulo de 4 canales, National Instruments ni-9243</i>	256
Figura 90 <i>Acelerómetro piezométrico PCB 393B04</i>	256
Figura 91 <i>Cable coaxial, conexión BNC, 50 Ohm, conexión a sensor DAQ</i>	257
Figura 92 <i>Cable coaxial conector de 50 pies, extensión de cable</i>	257
Figura 93 <i>Cubos metálicos</i>	257
Figura 94 <i>Ventana de configuración de software</i>	259
Figura 95 <i>Ventana para guardar los datos</i>	261
Figura 96 <i>Ejemplo de recolección de datos</i>	262
Figura 97 <i>Gráficos de aceleración no filtrada vs. Tiempo, (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los Bloques A y B, (c) Bloque central entre los Bloques C y D</i>	263
Figura 98 <i>Transformada de Fourier con datos no filtrados, (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	265
Figura 99 <i>Transformada de Fourier con aceleraciones filtradas. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	266
Figura 100 <i>Transformada de Fourier en dirección x. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D</i>	267

Figura 101 <i>Función de transferencia sentido x. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	268
Figura 102 <i>Espectro de potencia cruzado. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	269
Figura 103 <i>Espectro cruzado de potencia sentido x. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	270
Figura 104 <i>Transformada de Fourier sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	271
Figura 105 <i>Función de transferencia sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	272
Figura 106 <i>Espectro de potencia sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	273
Figura 107 <i>Espectro cruzado de potencia sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	274
Figura 108 <i>Modo 1 con su forma modal 1 y la herramienta compass con ángulos de fase. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	276
Figura 109 <i>Modo 2 con su forma modal 2 y la herramienta compass con ángulos de fase. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	278
Figura 110 <i>Modo 3 con su forma modal 3 y la herramienta compass con ángulos de fase. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.....</i>	280
Figura 111 <i>Software CSIXRevit.....</i>	285
Figura 112 <i>Archivo .EXR exportado con CSIXRevit.....</i>	285
Figura 113 <i>Transferencia de propiedades en ETABS.....</i>	286

Figura 114 Niveles de piso para el modelo en ETABS	287
Figura 115 Transformación del material generado en REVIT a su contraparte en ETABS.....	287
Figura 116 Reemplazo del material de REVIT por el material en ETABS	288
Figura 117 Asociación de elementos estructurales generado en REVIT a su contraparte en ETABS.....	288
Figura 118 Reemplazo de la familia de REVIT por la sección en ETABS.....	289
Figura 119 Reemplazo de la familia suelo de REVIT por la sección de losa en ETABS	289
Figura 120 Reemplazo de la familia suelo de REVIT por la sección de losa en ETABS	290
Figura 121 Modelo numérico generado tras el proceso de integración REVIT-ETABS.....	290
Figura 122 Propiedades del hormigón para el modelo computacional.....	292
Figura 123 Propiedades del hormigón con $f'c$ 210 para el modelo computacional	292
Figura 124 Propiedades del acero para el modelo computacional.....	295
Figura 125 Propiedades del acero para el modelo computacional.....	296
Figura 126 Columnas que conforman el bloque B. a) Tipo C35x50 b) Tipo C80x50.....	297
Figura 127 a) Columna tipo C1 de 45/45; b) Armado de refuerzo.....	298
Figura 128 a) Columna tipo C2 de 45/45; b) Armado de refuerzo.....	298
Figura 129 Columna C1 300x300x22	299
Figura 130 Columna C1 300x300x16	300
Figura 131 Vigas que conforman el bloque B. a) Tipo V30x45 b) Tipo V40x60	301
Figura 132 Viga tipo V1 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B	302
Figura 133 Viga tipo V2 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B	303
Figura 134 Viga tipo V3 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B	303
Figura 135 Viga tipo V4 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B	304

Figura 136 <i>Viga tipo V5 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B</i>	304
Figura 137 <i>Viga tipo V6 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B</i>	305
Figura 138 <i>Sección Viga Tipo A</i>	306
Figura 139 <i>Sección Viga Tipo B</i>	306
Figura 140 <i>Sección Viga Tipo C</i>	307
Figura 141 <i>(a) Sección para viguetas, (b) Modificadores de masa y peso</i>	307
Figura 142 <i>Modelo para losa equivalente</i>	308
Figura 143 <i>Sección equivalente de losa maciza para losa alivianada de 30 cm</i>	309
Figura 144 <i>Alturas equivalentes para distintas alturas de losa alivianada</i>	310
Figura 145 <i>Sección equivalente de losa implementada en el modelo de ETABS. a)</i>	
<i>Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B</i>	310
Figura 146 <i>Sección Losa Deck</i>	311
Figura 147 <i>Generación de diafragma para cada piso</i>	312
Figura 148 <i>Losas con diafragma rígido. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B</i>	312
Figura 149 <i>Espectro de respuesta NEC 2015 suelo tipo D a) Bloque B de aulas b)</i>	
<i>Bloque Central entre los bloques A y B y bloque B de aulas</i>	314
Figura 150 <i>Espectro de respuesta NEC 2015 suelo tipo D para el Bloque Central entre los bloques C y D</i>	315
Figura 151 <i>Sismo estático en X para el Bloque B</i>	316
Figura 152 <i>Sismo estático en X para el Bloque Central entre los bloques A y B</i>	317
Figura 153 <i>Sismo estático en X para el Bloque Central entre los bloques C y D</i>	317
Figura 154 <i>Sismo estático en Y para el Bloque B</i>	318
Figura 155 <i>Sismo estático en Y para el Bloque Central entre los bloques A y B</i>	319
Figura 156 <i>Sismo estático en Y para el Bloque Central entre los bloques C y D</i>	319
Figura 157 <i>Definimos los patrones de carga</i>	320

Figura 158 <i>Definimos la masa de las estructuras</i>	320
Figura 159 <i>Casos de carga actuantes sobre la estructura</i>	321
Figura 160 <i>Combinaciones de carga ingresadas en el software</i>	322
Figura 161 <i>Definimos la masa de las estructuras</i>	323
Figura 162 <i>Modelos ETABS. a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques de aulas A y B, c) Bloque Central entre los bloques de aulas C y D</i>	324
Figura 163 <i>Configuración para caso de carga Pushover</i>	327
Figura 164 <i>Configuración para asignación de rotulas plásticas. a) Vigas, b) Columnas</i>	328
Figura 165 <i>Rotulas plásticas en vigas y columnas. a) Bloque B-A y Bloque B-B, b) Central entre A y B, c) Central entre C y D</i>	329
Figura 166 <i>Curva de capacidad para el sentido X. a) Bloque B-A Bloque B de aulas, b) Bloque B-B Bloque B de aulas</i>	333
Figura 167 <i>Curva de capacidad para el sentido X. a) Central entre A y B, b) Central entre C y D</i>	334
Figura 168 <i>Curva de capacidad para el sentido X. a) Bloque B-A bloque B de aulas, b) Bloque B-B bloque B de aulas</i>	335
Figura 169 <i>Curva de capacidad para el sentido Y. a) Bloque central entre A y B, b) Bloque central entre C y D</i>	336

Resumen

En el siguiente trabajo de titulación se presenta el estudio de la vulnerabilidad sísmica de tres edificios del campus Matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE; Bloque B de Aulas, Bloque Central ubicado entre el bloque A y B de aulas, Bloque Central entre el bloque C y D de aulas. En los cuales se han realizado varios ensayos que nos han permitido el estudio a fondo de cada uno de los aspectos sumamente importantes que se han concebido desde el diseño de las edificaciones hasta su construcción. Por lo que este estudio se centra en la descripción de aspectos geotécnicos, estructurales y arquitectónicos de los edificios analizados. Para llevar a cabo este estudio se realizaron varios ensayos geotécnicos como es el ensayo VS30, el ensayo de Nakamura, así como el ensayo de vibración ambiental usando los acelerómetros para posteriormente poder comparar los resultados obtenidos, con los datos obtenidos en el programa ETABS, en donde se modeló cada una de las edificaciones. Se comparó los modos de vibrar obtenidos tanto en el software como en el resultado del análisis del ensayo de vibración ambiental.

Se realizó la evaluación visual de cada una de las edificaciones usando la metodología FUNVISIS, así como la FEMA P-154 y la metodología de GIOVINAZZI-LAGOMARSINO la cual es muy usada en Europa, por lo que se le adecuó a nuestra zona de estudio.

Se realizó un análisis estático no lineal denominado análisis Pushover en donde se pudo observar cuanto, cuando y como la estructura va a fallar cuando se le aplique una carga lateral que va incrementando, por lo que se obtuvo una curva en donde se relaciona tanto la fuerza con el desplazamiento y la aceleración desplazamiento.

Con los resultados obtenidos se obtuvo el índice de vulnerabilidad a la cual se encuentra sometida cada una de las estructuras analizadas.

Palabras clave: ESPE, estudio vulnerabilidad sísmica, métodos visuales, Pushover

Abstract

In the following degree work, the study of the seismic vulnerability of three buildings of the Main Campus of the University of the Armed Forces ESPE is presented; Block B of Classrooms, Central Block located between block A and B of classrooms, Central Block between block C and D of classrooms. Where several tests have been carried out which have allowed the in-depth study of each of the extremely important aspects that have been conceived from the design of the buildings to their construction. Therefore, this study focuses on the description of geotechnical, structural and architectural aspects of the buildings analyzed. To carry out this study, several geotechnical tests were carried out, such as the VS30 test, the Nakamura test, as well as the environmental vibration test using accelerometers to later be able to compare the results obtained with the data obtained in the ETABS program, in where each of the buildings was modeled. The modes of vibration obtained both in the software and in the result of the analysis of the environmental vibration test were compared.

The visual evaluation of each of the buildings was carried out using the FUNVISIS methodology, as well as the FEMA P-154 and the GIOVINAZZI - LAGOMARSINO methodology, which is widely used in Europe, so it was adapted to our study area.

A non-linear static analysis called Pushover analysis was carried out, where it was possible to observe how much, when and how the structure will fail when an increasing lateral load is applied to it, for which a curve was obtained where both the force and the force are related. with displacement and displacement acceleration.

With the results obtained, the vulnerability index to which the analyzed structures are subjected was obtained.

Keywords: ESPE, seismic vulnerability study, visual methods, pushover

Capítulo I

Generalidades

Introducción

Ecuador es un país con alta actividad sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico y la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana. Según (González Mora, 2012) la historia de la actividad sísmica en Ecuador está llena de dolorosas experiencias, con 37 sismos de intensidad igual o mayor a VIII (escala de Mercalli) ocurridos en el país en los últimos 469 años. a cantidad de terremotos que ocurren en Ecuador puede sumar decenas de miles por año, incluidos temblores de pequeña magnitud que las personas no sienten pero que solo detectan los sismógrafos.

Debido a esto la importancia que se tiene en la actividad sísmica y su efecto en las estructuras de nuestro país se debe tratar de ser minuciosamente analizada, detallada y dialogada con la finalidad de prevenir daños o perjuicios como los que se han visto en las últimas décadas en todo el mundo. Es por ello que la nueva ingeniería en nuestro país demanda una urgente necesidad de profundizar sus esfuerzos en temas de investigación estructural que promuevan la mitigación del riesgo sísmico. Todo esto se logra a partir de una investigación estructurada y razonada de las vulnerabilidades estructurales de un edificio.

Como lo establece (Caiza Sánchez & Cáceres Vargas, 2023) los eventos sísmicos representan un riesgo constante para las estructuras, debido que estas se encuentran directamente relacionadas con la respuesta dinámica que el sistema estructural de un edificio puede ejercer ante un sismo. Una de las causas trascendentes del daño a las estructuras por sismos es el comportamiento inadecuado de las edificaciones, razón por la cual esto es así. Es importante determinar el nivel de vulnerabilidad que presentan según su configuración estructural para estudiar soluciones y mejorar la respuesta estructural al impacto de un sismo de mediana o gran intensidad.

Antecedentes

Un antecedente que resalta la crucial importancia de abordar la vulnerabilidad estructural se encuentra en el desencadenamiento de desastres naturales, como terremotos y otros eventos sísmicos, que han causado devastación y pérdidas significativas en todo el mundo. Estos sucesos han dejado en claro que las edificaciones y las infraestructuras deficientes o inadecuadas son propensas a colapsar durante estos eventos, lo que resulta en la pérdida de vidas humanas, propiedades y la interrupción de las comunidades.

Un ejemplo emblemático reciente es el terremoto de magnitud 7.8 que golpeó a Ecuador en 2016. La falta de construcciones resistentes y la vulnerabilidad de las edificaciones contribuyeron en gran medida a la alta cifra de víctimas mortales, estimada en más de 670 personas, y a la destrucción generalizada de las estructuras. Situaciones similares se han repetido en diferentes partes del mundo, dejando en evidencia la necesidad de tomar medidas preventivas para reducir el impacto de estos desastres.

Este tipo de eventos han motivado a gobiernos, instituciones y expertos en todo el mundo a investigar y desarrollar estrategias para evaluar y mitigar la vulnerabilidad estructural. La implementación de códigos de construcción más estrictos, la promoción de técnicas de diseño y construcción más resistentes y la realización de evaluaciones de riesgo sísmico y vulnerabilidad estructural son algunas de las respuestas que han surgido para abordar este desafío.

En este contexto, comprender y evaluar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones se ha vuelto esencial para garantizar la seguridad pública y la resiliencia ante desastres naturales. Esto implica analizar la capacidad de las estructuras para resistir fuerzas sísmicas y otros eventos extremos, identificar debilidades y proponer medidas de mejora. En última instancia, abordar la vulnerabilidad estructural no solo protege vidas y bienes, sino que también contribuye a la sostenibilidad y al desarrollo a largo plazo de las comunidades y las naciones en su conjunto.

La evaluación de la fragilidad estructural en nuestro país es un asunto que se pasa por alto en gran medida. Esto ha llegado al punto en que, como establece la Normativa Ecuatoriana de la Construcción: "La evaluación del riesgo sísmico no es obligatoria en el Ecuador, ni requisito previo a la transferencia de bienes inmuebles o su aseguramiento " (MIDUVI, 2016).

Este panorama nos lleva a reflexionar sobre la necesidad imperativa de incorporar un análisis exhaustivo de la vulnerabilidad estructural como un requisito esencial para la obtención de permisos de funcionamiento de estructuras en nuestro país. Dado que nos encontramos en una región altamente sísmica, estos estudios deben formar parte integral de cualquier proyecto de construcción.

Hasta ahora, las metodologías de evaluación visual han sido las principales herramientas disponibles para obtener una evaluación preliminar de la vulnerabilidad. Según Sarmah y Sutapa (2017), quienes realizaron un estudio de vulnerabilidad en la ciudad de Guwahati aplicando la metodología FEMA, esta aproximación "Es esencial para la formulación de políticas a nivel local, para que las autoridades municipales prioricen los edificios de alto riesgo sísmico, para proponer medidas correctivas apropiadas como adaptaciones o reemplazo, estas investigaciones complementan los códigos desarrollados para la construcción de nuevas edificaciones " (Sarmah, T. & Sutapa, D, 2017).

Además de la evaluación visual, es esencial obtener propiedades estructurales como el período fundamental y los modos de vibración para emitir juicios precisos y confiables. A lo largo de años de investigación, se han desarrollado diversos enfoques experimentales para determinar estos parámetros. Entre ellos, el uso de sismos, vibraciones forzadas y registros ambientales se destaca como la opción más ampliamente utilizada a nivel global (Arcentales & Yépez, 2020).

Aunque los estudios de vulnerabilidad basados en instrumentación de edificios son menos frecuentes en nuestro país en comparación con otros proyectos internacionales de investigación, se han realizado notables avances. Por ejemplo, en el proyecto de titulación "Evaluación de la respuesta dinámica del hospital naval general HOSNAG sometido a vibración ambiental", llevado a cabo por Arcentales & Yépez, se examina detalladamente el protocolo de instrumentación de edificios para evaluar propiedades dinámicas. Otra referencia de investigación es el proyecto de titulación "Vulnerabilidad estructural de cuatro edificaciones en el campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas armadas ESPE" perteneciente a los autores López, Marcillo, Pilco & Villamizar, los cuales realizaron un análisis minucioso y detallado de la vulnerabilidad estructural de los bloques A y B de la residencia de oficiales, y de los bloques C y D de aulas en el campus Sangolquí de la Universidad de la Fuerzas Armadas ESPE. Este proceso, que involucra una secuencia de pasos en ensayos experimentales para recopilar datos de movimiento y deformación de la estructura, permite la caracterización y la identificación de propiedades dinámicas. Es importante mencionar que este proceso de instrumentación proporciona los parámetros estructurales mencionados previamente, fundamentales para una evaluación sólida de la vulnerabilidad.

En este estudio en particular, seguiremos los pasos propuestos para la instrumentación de las estructuras, utilizando acelerómetros para registrar el ruido ambiental en los edificios. Esto nos permitirá obtener los parámetros mencionados anteriormente, los cuales serán comparados con los valores calculados a través de un software estructural. De esta manera, podremos establecer una relación entre la vulnerabilidad visual evaluada mediante metodologías propuestas y los resultados obtenidos a través de la instrumentación.

Planteamiento del problema

Macro

Debido a su disposición arquitectónica y ubicación geográfica, las construcciones exhiben una cierta susceptibilidad frente a sucesos sísmicos. Esto origina la necesidad de examinar su respuesta actual, teniendo en cuenta diversas metodologías de análisis.

De acuerdo con (Yepez, Barbat Barbat, & Canas Torres, 1995)

La peligrosidad sísmica de un área se refiere a cualquier descripción de las consecuencias generadas por terremotos en el terreno de esa región. Estos resultados pueden ser expresados en términos de aceleración, velocidad, desplazamiento o la intensidad percibida en el lugar. Para evaluar estos efectos, se requiere analizar los procesos que ocurren desde la generación de las ondas sísmicas en el epicentro hasta su llegada al lugar en consideración.

Meso

En el contexto ecuatoriano, la susceptibilidad sísmica de las construcciones se manifiesta de manera innegable debido a la ubicación geográfica del país y la existencia de fallas ocultas en determinadas áreas. Esto ha resultado en notables pérdidas tanto humanas como económicas debido a los terremotos que han afectado a la nación.

Hoy en día, resulta fundamental y obligatorio evaluar los edificios, especialmente aquellos considerados esenciales para operar de manera continua tras un evento sísmico. Como resultado, se han llevado a cabo numerosos estudios con el objetivo de determinar la vulnerabilidad sísmica de distintos tipos de estructuras. Estos estudios permiten identificar elementos que presentan deficiencias o que son susceptibles de fallos en caso de un terremoto extremo.

Micro

Los edificios bajo evaluación en este estudio son el Bloque B, el Bloque Central de los bloques A y B, y el Bloque Central de los bloques C y D. Estos edificios se encuentran ubicados en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.

Aunque la construcción de estas edificaciones se realizó siguiendo el Código Ecuatoriano de la Construcción, dicho código no incluía parámetros rigurosos para un diseño con resistencia sísmica. Debido a cambios en el análisis y diseño estructural, así como consideraciones de peligro, exposición y vulnerabilidad, surge la necesidad de evaluar el riesgo de estas construcciones. El primer paso para abordar esta necesidad es llevar a cabo una evaluación de la vulnerabilidad estructural mediante el análisis del comportamiento actual.

Dentro de este estudio, se tomarán en consideración las directrices establecidas en la normativa NEC-15, la cual se basa en la guía FEMA P-154. Además, se empleará la normativa latinoamericana FUNVISIS, junto con el enfoque metodológico propuesto por Giovinazzi y Lagomarsino. Como etapa final, se procederá a instrumentar los edificios con el objetivo de obtener datos experimentales que validen los resultados obtenidos tanto a partir del análisis analítico como de las normativas previamente mencionadas.

Justificación e importancia

Determinar el grado de vulnerabilidad estructural de las edificaciones existentes es un aspecto importante en nuestra región, ya que este índice nos permitirá comprender el riesgo de colapso que presenta una determinada edificación ante un fenómeno natural sísmológico. Hay una gran cantidad de factores y parámetros involucrados en el desempeño dinámico de las estructuras, algunos más influyentes que otros; Todos estos parámetros se pueden agrupar en diferentes categorías dependiendo del medio físico en el que se presenten, entre las principales categorías para la distribución de parámetros se encuentran las siguientes: sociales, económicas, geotécnicas, estructurales y sísmológicas.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación se puede realizar utilizando métodos cualitativos y cuantitativos, entre estos dos tipos de evaluación existen dos

diferencias principales, la primera es el tiempo de ejecución, y la segunda es el nivel de firmeza; los métodos cualitativos muestran tiempos de aplicación bajos, pero varían el margen de rigor, mientras que los métodos cualitativos tardan más en implementarse, pero proporcionan resultados más precisos.

La implementación de sistemas de medición sísmica en un edificio brinda al analista una comprensión completa y precisa de cómo podría comportarse la estructura en términos de su respuesta dinámica en caso de ocurrir un terremoto de gran magnitud. Es importante destacar que los hallazgos de este estudio se basan en experimentación, lo que implica un riesgo significativo de imprecisiones. Para abordar esta preocupación, es absolutamente necesario contrastar estos resultados mediante un modelo matemático computarizado para validación.

Considerando todo lo mencionado, es necesario llevar a cabo una evaluación obligatoria de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones ubicadas en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas. Esto se debe en gran medida a la alta amenaza de sismos en la región y, en segundo lugar, a la relevancia de los edificios al formar parte de las instalaciones de una institución educativa de prestigio. Dependiendo del grado de vulnerabilidad de las edificaciones, se implementarán diversas medidas preventivas o correctivas, particularmente en términos de su estructura. Todas estas medidas no son requeridas si las construcciones no exhiben niveles significativos de vulnerabilidad.

Determinar la vulnerabilidad a la que se encuentran expuestas las estructuras en un país altamente sísmico como lo es Ecuador es importante debido a que no se tiene un control adecuado en las etapas de concepción de la edificación, lo que nos lleva a problemas como una mala selección de materiales, procesos constructivos incorrectos entre otros, dando, así como resultado viviendas no seguras para las personas que las habitan.

En los últimos años se está controlando mucho más este aspecto, sin embargo, para las estructuras ya existentes se tiene que considerar que ante un efecto sísmico la edificación

puede entrar en problemas y colapsar, por ende, este indicador nos ayuda a tomar decisiones y hacer más segura a las viviendas tomando en cuenta distintos parámetros como son la geotecnia se la zona, la sismicidad, así como parámetros arquitectónicos y estructurales.

Realizar los diversos ensayos ayuda a recolectar más información con la que se puede tener una mejor exactitud en los resultados obtenidos con los índices de vulnerabilidad ya que estas evaluaciones tienen un carácter experimental y probabilístico, y se tiene un cierto grado de incertidumbre.

Entonces debido a las causas ya mencionadas, es necesario evaluar la vulnerabilidad de las edificaciones que están ubicadas en el campus Matriz Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, específicamente del bloque B de aulas, el Bloque Central entre los Bloques A y B y el Bloque Central entre los Bloques C y D ya que en sus ambientes se albergan a miles de estudiantes al día.

Objetivos

Objetivo General

Determinación de la vulnerabilidad estructural de tres edificaciones de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Campus Sangolquí, usando las metodologías FEMA P-154, LAGOMARSINO y FUNVISIS, validadas con resultados experimentales por instrumentación sísmica y modelo analítico.

Objetivos Específicos

- Obtener planos arquitectónicos y estructurales.
- Realizar por lo menos un ensayo para confirmar tipos de suelo, a partir de VS30, otro para determinar el periodo de vibración del suelo. Además, ensayos de resistencia del hormigón con esclerómetro y ubicación de acero con pachómetro: en columnas, vigas y losas.
- Crear imágenes 3d de las edificaciones, usando software tipo REVIT y con el detalle para exportarlos a software estructural tipo Etabs/Seismostruct.

- Evaluar la vulnerabilidad estructural del Bloque B aplicando las metodologías FEMA P-154 actualizada, metodología FUNVISIS y método de evaluación de Giovinazzi y Lagomarsino. Incluir tipo estructural según GEM.
- Evaluar la vulnerabilidad estructural del Bloque Central entre los bloques de aulas A y B aplicando las metodologías FEMA P-154 actualizada, metodología FUNVISIS y método de evaluación de Giovinazzi y Lagomarsino. Incluir tipo estructural según GEM.
- Evaluar la vulnerabilidad estructural del Bloque Central entre los bloques de aulas C y D aplicando las metodologías FEMA P-154 actualizada, metodología FUNVISIS y método de evaluación de Giovinazzi y Lagomarsino. Incluir tipo estructural según GEM.
- Realizar ensayos de vibración ambiental en las 3 edificaciones con acelerómetros para determinar sus frecuencias.
- Determinar periodos de vibración y formas experimentales de vibración.
- Realizar modelos analíticos computacionales y validarlos con resultados experimentales.
- Discutir diferentes alternativas de modelación y métodos de análisis sísmico.

Hipótesis

Para el caso de la determinación de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE se espera que el nivel de daño que se tenga durante un sismo de mediana intensidad sea moderado o alto, esto por condiciones que involucran a varios parámetros como lo son condiciones de construcción, calidad de los materiales, entre otros.

Además, al ser edificaciones con un periodo de servicio considerable se espera que no cumplan ciertas condiciones actuales las cuales se encuentran detalladas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Descripción del contenido

Capítulo I

En esta sección presenta una visión global y especialmente breve del proyecto que se llevará a cabo, poniendo un énfasis en las respuestas a las siguientes preguntas: ¿Cuál es la naturaleza del proyecto?, ¿Cómo se llevará a cabo?, y ¿Por qué es relevante? Este segmento inicial marca el comienzo del proyecto, ya que establece los límites del alcance y describe las distintas tareas necesarias para lograr de manera exitosa los diversos objetivos propuestos en el proyecto.

Capítulo II

En este apartado hace referencia a la parte teórica necesaria para lograr el cumplimiento de una manera eficaz del proyecto. Dentro de la teoría que es requerida se cita las diferentes normas implementadas para el análisis estructural cuantitativo, como el análisis cualitativo. También, se expone la información que es necesaria para la implementación y correcto manejo de las 3 metodologías de evaluación estructural en el país.

Capítulo III

Este capítulo se halla enfocado a la caracterización de las 3 edificaciones que fueron tomadas para el análisis, en esta sección se especifica minuciosamente la configuración geométrica general de la y específica de cada una de las edificaciones de estudio, además se exponen los resultados de los diferentes ensayos no destructivos que se realizaron en las mismas. También, se presentan las propiedades geotécnicas de las zonas de emplazamiento de las diferentes edificaciones.

Capítulo IV

En esta sección se expone minuciosamente la implementación de tres (3) metodologías para analizar la vulnerabilidad de la estructura de las edificaciones, junto con los resultados obtenidos. Adicionalmente, este capítulo incluye un registro de observaciones y sugerencias destinadas a mejorar la precisión y la utilidad de las tres técnicas en el contexto ecuatoriano.

Capítulo V

Dentro de este apartado se presenta el proceso, y los resultados, de los ensayos de instrumentación sísmica que fueron realizados en cada una de las edificaciones, esto con el fin de determinar sus propiedades dinámicas, como son: sus frecuencias y periodos fundamentales, y sus modos de vibrar. Todo esto con el objetivo de establecer el posible comportamiento dinámico de la estructura ante la ocurrencia de un sismo.

Capítulo VI

En este capítulo se procede a la elaboración de modelos numéricos por medio de computación para las edificaciones examinadas. El propósito primordial de esta sección consiste en comparar y, por consiguiente, verificar la precisión de los resultados experimentales detallados en los capítulos 4 y 5 con los resultados derivados de los modelos numéricos confeccionados en el programa de ingeniería estructural ETABS. Es relevante aclarar que este software establece las características dinámicas de la estructura en función de los parámetros que el evaluador establezca, lo que implica que el grado de acierto de los resultados generados por dicho programa está directamente ligado a la habilidad del evaluador.

Capítulo VII

Dentro de este apartado se presentan las conclusiones y recomendaciones rescatadas a lo largo del desarrollo del presente proyecto. Se aspira que la totalidad de los datos e información proporcionados en este capítulo sean de utilidad y constituyan una fuente de referencia valiosa para investigaciones posteriores.

Capítulo II

Marco Teórico

Introducción

La vulnerabilidad sísmica se define como la propensión de una estructura civil a experimentar daños causados por un evento sísmico, mismo que podría afectar físicamente a la estructura en cuestión. El estudio de la vulnerabilidad sísmica de una estructura es fundamental para poder determinar el riesgo latente de la misma y de esa manera poder atenuar los posibles daños que puedan surgir, especialmente poder salvaguardar la vida de las personas (Bonetti, 2016).

Durante un sismo, una estructura sufre daño durante un intervalo de tiempo, a este intervalo de tiempo en el que la estructura se encuentra vulnerable se lo llama periodo de vida útil de la estructura o periodo de exposición.

Riesgo sísmico en Ecuador

Ecuador un país ubicado en América del Sur, se encuentra expuesto a una alta actividad sísmica, ya que se encuentra dentro del Cinturón de Fuego por lo que interactúan las placas tectónicas de Nazca, Sudamericana y el bloque Nor-andino. El país es vulnerable a terremotos de subducción en la zona costera, terremotos superficiales en la Sierra y terremotos debido a la actividad volcánica.

En la historia de Ecuador se han registrado sismos de magnitud de hasta M_W 8.8 ocurrido en la zona costera, en la provincia de Esmeraldas, sin embargo, los terremotos superficiales han sido los más desastrosos por consiguiente han cobrado la vida de miles de personas y se han registrado significativos daños materiales, por tanto, el riesgo sísmico al que está expuesto el país es latente, registrándose un promedio anual de 300 sismos de magnitudes iguales y mayores a 4 (Naya, 2010).

Según lo define (Villalba, Guaygua, López, & Verduga, 2020), El riesgo sísmico en estructuras se define como la probabilidad de que una estructura sufra daños o colapso debido

a un terremoto. Es así que el riesgo sísmico se puede evaluar utilizando metodologías simplificadas, por desempeño y residencia, que permiten determinar los puntos de desempeño y los objetivos de rehabilitación de las estructuras.

Existe una gran cantidad de trabajos enfocados a determinar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras debido a la preocupación de la comunidad científica, profesional y de las organizaciones responsables de la gestión del riesgo por reducir los efectos destructivos que provocan los sismos en la infraestructura y la sociedad.(Pérez & Cando, 2015)

Riesgo sísmico de Quito

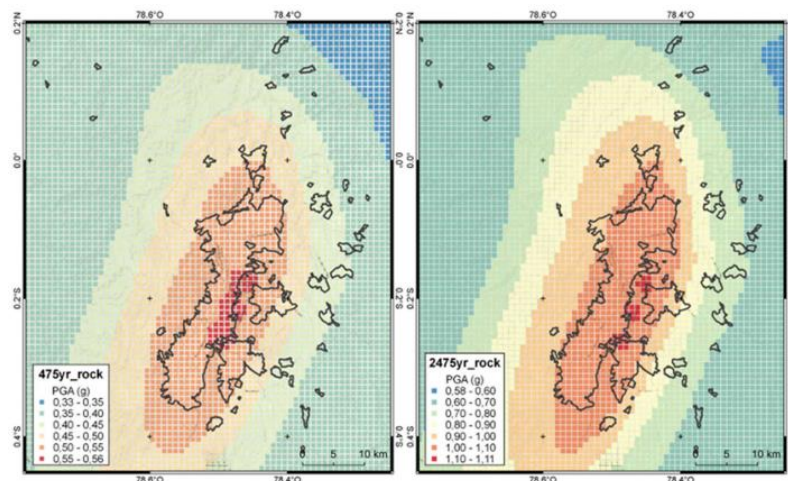
La capital de Ecuador, San Francisco de Quito es una de las ciudades más grandes y pobladas del país, alojando a un 15% de la población de todo el Ecuador. La ubicación de la ciudad es un factor determinante para su vulnerabilidad sísmica debido a que se encuentra entre un estrecho valle de los Andes y a su vez entre fallas activas. Su evaluación de riesgo sísmico es inevitable debido a su vulnerabilidad sísmica y su posible magnificación de daños colaterales debido a los tipos de suelo presentes en la capital ecuatoriana (GEM, 2022).

De acuerdo con (GEM, 2022)

Para el caso específico del DMQ, los valores más altos de PGA (Aceleración Máxima del Suelo) alcanzan 0.56g y 1.11g para el 10% y 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, los cuales están ubicados en la parte central de la ciudad, mayormente influenciada por la contribución de la falla de Quito. Se pronostican valores de amenaza medios para la parte occidental de la ciudad, que también se ve afectada por las fuentes de subducción, con valores que en su mayoría oscilan entre 0.50 y 0.45 g para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y entre 1.0 y 1.1 g para el 2 % de probabilidad de excedencia en 50 años. Los valores más bajos se esperan en la región oriental (entre 0.4 y 0.7 g para el 10% y 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, respectivamente.

Figura 1

PGA promedio para el DMQ (en roca) para el 10% (izquierda) y 2% (derecha) de probabilidad de excedencia en 50 años



Nota. Recuperado de (GEM, 2022)

Límites permisibles de las derivas de piso

Toda estructura ante un evento sísmico tendrá cierto desplazamiento que varía de piso a piso, estas luxaciones pueden generar significativas deformaciones horizontales, así como inestabilidad en la estructura y hasta el colapso de la misma, de ahí la importancia de controlar estos desplazamientos para observar el comportamiento que tendrá la estructura ante cargas sísmicas y su posible mitigación o reforzamiento.

De acuerdo con (ASCE 7-16, 2018)

La deriva mutua del piso se define como la diferencia del desplazamiento total entre la parte superior e inferior del piso. Tiene que determinarse en los centros de gravedad correspondientes.

Derivas máximas NEC-15

La norma que rige y regula las construcciones de obras civiles en el Ecuador es la NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) en la cual se establece que la deriva máxima permitida para cualquier piso no deberá exceder los límites de la deriva inelástica que se

establece en la Tabla 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Diseño Sismo Resistente.

Tabla 1

Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso según NEC–15

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

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Geotécnica

De acuerdo con (Masabanda, Muñoz, & Bonifaz, 2018):

Es la rama de la ingeniería en la que la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y la geología se encuentran íntimamente relacionadas para el desarrollo de la ingeniería civil. Se dirige a la caracterización de suelos y rocas en el subsuelo para definir el tipo de cimentación de estructuras.

De acuerdo con (Campos & Contreras, 2019):

La Geotecnia es una rama de la Ingeniería Civil que tiene por objetivo estudiar las propiedades físicas y mecánicas del terreno para garantizar que las obras que se construyan tengan un comportamiento adecuado desde el punto de vista estructural y de servicio. A diferencia de otras materias dentro de la ingeniería, los materiales que integran el subsuelo no tienen propiedades constantes y por ende pueden variar tanto en dirección horizontal como vertical.

Ensayo de refracción sísmica

La mayoría de las normativas del mundo utilizan la velocidad de propagación de ondas de corte en los treinta metros superficiales (V_{s30}) como un índice para caracterizar la amplificación sísmica del suelo y con ello clasificar zonas con distinta demanda. Por ello, para

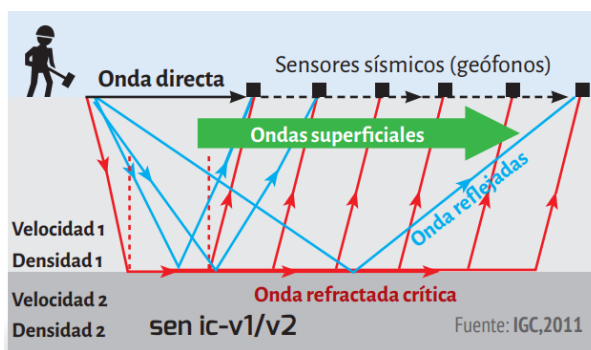
evaluar las condiciones de amplificación sísmica del suelo en el área donde se emplazan cada una de las estructuras de estudio se emplea el ensayo de sísmica de refracción (ASTM D5777, 2010) que permite obtener la profundidad, espesor y la velocidad de onda de corte (V_{S30}).

De acuerdo con (Zeta, Rubio, & García, 2016):

El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman. Este método consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno.

Figura 2

Esquema de refracción sísmica y la llegada de ondas a los geófonos



Nota. Recuperado de (IGC, 2011)

La energía, que se propaga en forma de ondas, es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El tiempo cero o inicio de la grabación es generado por un dispositivo de arranque o “trigger” que activa el sistema de adquisición de datos al momento de producirse el impacto o explosión. La diferencia entre el tiempo de arribo y el tiempo cero permite evaluar el tiempo de propagación de las ondas desde la fuente de energía hasta el lugar en que éstas son registradas. Los datos de tiempo y distancia obtenidos para diferentes

ubicaciones del punto de aplicación de la energía (shot), nos permite determinar las velocidades de propagación de ondas P a través de los diferentes estratos de suelos y rocas cuya estructura, geometría y continuidad son investigadas.

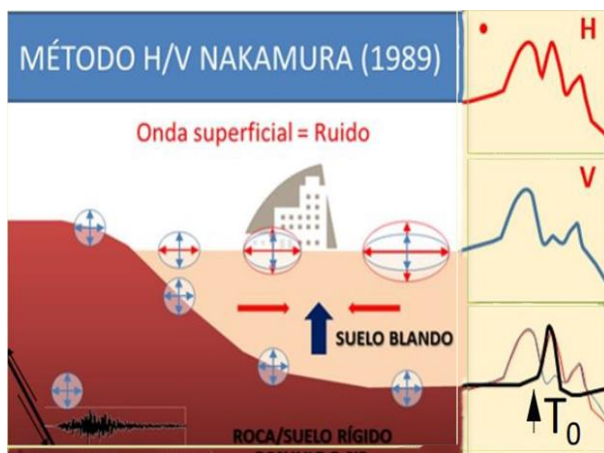
Ensayo de Nakamura

De acuerdo con (Díaz & Herrera, 2016)

Nakamura (1989) planteó una alternativa para evaluar la función de transferencia empírica sin requerir de una estación de referencia para interpretar mediciones de micro tremores. A esta metodología se le conoce como técnica de Nakamura, técnica H/V o simplemente REHV, la cual puede aplicarse incluso a los registros de movimientos sísmicos fuertes y débiles (Lermo & Chávez-García, 1993). Este método consiste en calcular un cociente de amplitudes espectrales de la siguiente manera: el numerador corresponde a las amplitudes del espectro de Fourier de la componente N-S o la E-O del registro obtenido, y el denominador corresponde a las amplitudes del espectro de Fourier de la componente vertical del mismo registro. Esta técnica, aplicada a registros de micro tremores, ofrece una buena estimación de la frecuencia natural de vibración del terreno, no así para el caso de los valores de amplificación relativa del suelo.

Figura 3

Método H/V Nakamura



Nota. Recuperado de (Jeoprobe, 2022)

El método permite conocer las características de amplificación del suelo en función de la frecuencia usando solo mediciones de ruido sísmico. Cuando la amplificación corresponde a la producida por la geología local, esta se denomina amplificación por efecto de sitio y las frecuencias a las cuales esta amplificación existe se denominan frecuencias naturales. (Ulloa, 2018).

Ensayos No Destructivos

Se denomina ensayos no destructivos a aquellas pruebas practicadas sobre un material de tal forma que no altere permanentemente sus propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales (Ferrer, 2019). Haciendo uso de este tipo de ensayos se logró estimar la resistencia a la compresión del hormigón y el armado de los distintos elementos estructurales.

Ensayo con Pachómetro

Con el objetivo de estimar el armado de los elementos estructurales se utiliza el pachómetro que nos permite definir el diámetro y ubicación de las varillas longitudinales y transversales en los elementos de hormigón armado y comprobar la presencia del perfil de acero en la estructura metálica.

El pachómetro utiliza el principio de inducción electromagnética de la siguiente manera (González & Alloza, 2012):

Estos aparatos están basados en las diferentes propiedades electromagnéticas del acero y del hormigón que las rodea. Cuando un campo magnético alterno afecta a un circuito eléctrico, se induce un potencial que es proporcional a la tasa de cambio del flujo magnético a través del área encerrada por dicho circuito. Este principio de inducción electromagnética es el que permite a los pachómetros medir los cambios en el campo magnético producidos por la presencia de las armaduras.

Ensayo Esclerométrico (ASTM C 805)

El esclerómetro o martillo de rebote Schmidt es un ensayo no destructivo que mide la dureza de una superficie que proporciona un rápido y sencillo medio para verificar la

uniformidad del concreto a través de la lectura del número del rebote, como también estima la resistencia del concreto (Ávila, Herazo, Mercado, & Montoya, 2017).

El esclerómetro o martillo de rebote Schmidt es un ensayo no destructivo que mide la dureza de una superficie que proporciona un rápido y sencillo medio para verificar la uniformidad del concreto a través de la lectura del número del rebote, como también estima la resistencia del concreto (Ávila, Herazo, Mercado, & Montoya, 2017).

El principio de funcionamiento según lo explica (Cutipa & Mamani, 2020) es el siguiente:

El ensayo se basa en el principio que el rebote que se produce en una masa elástica depende de la dureza de la superficie que golpea dicha masa. En el ensayo de rebote o esclerómetro una masa es impulsada por un resorte registra una cantidad fija de energía que se le marca al extender el resorte hasta una posición determinada; esto es logrado mediante la presión del embolo contra una superficie de concreto que se quiera evaluar.

Al momento de liberar la masa rebota del embolo que se encuentra en contacto con la superficie del concreto y la distancia que recorre la masa expresada como un porcentaje de la extensión inicial del resorte es a lo que se llama “numero de rebote” y es determinado por un indicador que corre sobre una escala graduada. El número de rebote es una medida arbitraria debido a que es dependiente de la energía almacenada en el resorte y el volumen de la masa.

El martillo debe ser utilizado sobre una superficie homogénea y de preferencia cimbrada, debido a ello no es posible analizar concreto de textura abierta. Las superficies de análisis deberán ser lisas caso contrario es necesario lisarlas. En caso se analice un elemento que no conforme parte de una masa mayor será necesario que sea sujetado firmemente, debido a que los golpes durante la prueba pueden sufrir una disminución del número de rebote registrado.

Análisis estructural

El análisis estructural es un enfoque de ingeniería utilizado para comprender cómo las fuerzas y cargas actúan sobre las estructuras, como edificios o puentes. Implica evaluar cómo los diferentes elementos de una estructura interactúan para mantener el equilibrio y resistir tensiones. Mediante cálculos matemáticos y simulaciones, se determina la estabilidad, capacidad de carga y comportamiento ante diversas condiciones. El objetivo es garantizar la seguridad y eficiencia de las estructuras, identificando posibles debilidades y optimizando su diseño para cumplir con los estándares y requisitos.

Tomando como referencia a (Cervera Ruiz & Blanco Días, 2014):

El Análisis de Estructuras es, en un sentido amplio y contemporáneo, el conjunto de métodos y técnicas que permite evaluar, en primer lugar, la viabilidad de las estructuras que se diseñan y, en segundo lugar, el grado de satisfacción de los (múltiples) criterios de diseño. En un sentido más específico y clásico, el Análisis de Estructuras se ocupa de la validación del comportamiento mecánico de las estructuras, en las distintas etapas que estas atraviesan.

El Análisis de Estructuras tiene como objetivo fundamental determinar la respuesta de las estructuras cuando éstas se ven sometidas a las diferentes acciones que deben soportar durante su construcción y vida útil. Por “respuesta estructural” se entiende, básicamente, la determinación de los estados de tensión y deformación a los que la estructura va a estar sometida por efecto de los diferentes estados de carga que se consideran. La determinación de los estados de tensión es necesaria de cara a satisfacer los criterios de resistencia que establecen las correspondientes normativas y los usos de buena práctica para garantizar la seguridad de las estructuras.

Por su parte, la determinación de los estados de deformación suele ser necesaria para satisfacer los criterios de rigidez, que están a menudo ligados a requisitos de funcionalidad.

Con esta ampliación del concepto queda claro que el análisis estructural es un enfoque ingenieril para comprender cómo las fuerzas afectan a las estructuras y asegurar su estabilidad y seguridad a través de cálculos y simulaciones. Su objetivo es optimizar el diseño y resistencia de edificios.

Tipos de análisis

Análisis estático lineal

El análisis estático lineal es un método de ingeniería que evalúa el comportamiento de una estructura asumiendo que las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas. Se basa en la teoría de la elasticidad y utiliza ecuaciones lineales para calcular las tensiones, deformaciones y desplazamientos en una estructura bajo cargas estáticas. Aunque es una aproximación simplificada, es ampliamente utilizada para evaluar la respuesta inicial de las estructuras y comprender su comportamiento bajo cargas moderadas.

Citando a (Guevara et al., 2006) sobre el tema nos mencionan que:

El análisis estático lineal se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico, la distribución de fuerzas sobre la altura del edificio y fuerzas internas. En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionando buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia.

La magnitud de la carga lateral se selecciona con la intensidad que, cuando se aplique el modelo elástico del edificio, se obtengan desplazamientos de diseño aproximados a los desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño.

Se realizan modificaciones para la respuesta del desplazamiento del edificio para tener una mejor consideración del posible comportamiento no lineal de la estructura, ya que los desplazamientos son los mejores indicadores del daño en un rango no lineal. En

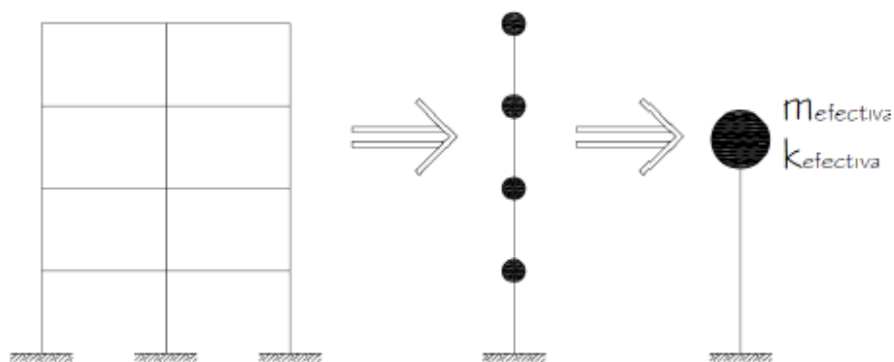
este rango los cambios relativamente pequeños en la demanda de fuerzas corresponden a cambios grandes en la demanda del desplazamiento lateral del edificio; es decir, cuando la estructura se comporta de forma no lineal, cambios relativamente pequeños en la fuerza aplicada ocasiona un gran desplazamiento lateral.

Si el edificio responde esencialmente de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas que se calculen serán aproximaciones de las fuerzas esperadas para el sismo de diseño.

La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad (Figura 4) con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la primera estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura, usando relaciones empíricas o el método de Rayleigh, se determina, a partir del espectro de respuesta apropiado, la aceleración espectral S_a , la cual multiplicada por la masa m de la estructura, corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V . Esta fuerza se distribuye en toda la altura del edificio, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis estático lineal.

Figura 4

Representación del diagrama equivalente de un grado de libertad



Nota. Recuperado de (Guevara et al., 2006)

Análisis estático no lineal

Como lo definen (Guevara Morales, Osorio Rodríguez, & Vargas, 2013)

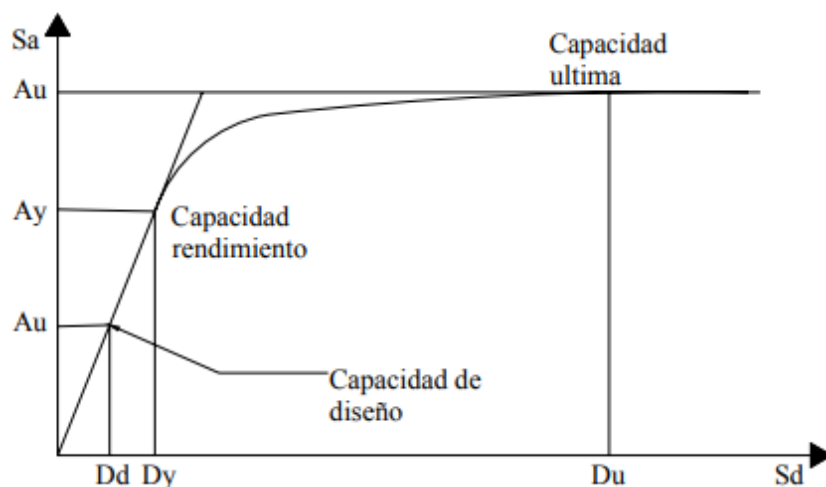
Cuando una edificación es sometida al movimiento del suelo por carga sísmica, experimenta desplazamiento lateral y deformación de sus elementos, para una respuesta de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen dentro del rango elástico y prácticamente no se produce daño, mientras que para una respuesta de A mayor amplitud, los elementos de deformación superan su capacidad elástica y el edificio sufre daños considerables. Luego, la mejor estimación de la respuesta general de la estructura al movimiento sísmico y la demanda de cada componente, obtenida utilizando sofisticados procedimientos analíticos no lineales, los resultados tienden a ser muy sensibles a pequeños cambios en el comportamiento de los componentes y las características del movimiento utilizado.

Existen varios métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificios existentes que permiten comparar las capacidades de los edificios con la demanda sísmica a la que están expuestos. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático sin línea, destacan los siguientes:

A. Análisis de colapso (Pushover); es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo la distribución esperada de fuerzas de inercia. En este análisis, la estructura está sujeta a un patrón de cargas laterales que aumentan monótonamente hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Con este procedimiento es posible identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y falla de los componentes individuales, los límites de servicio y la historia de deformación y corte de la estructura, que corresponde a la curva de capacidad.

Figura 5

Curva de capacidad

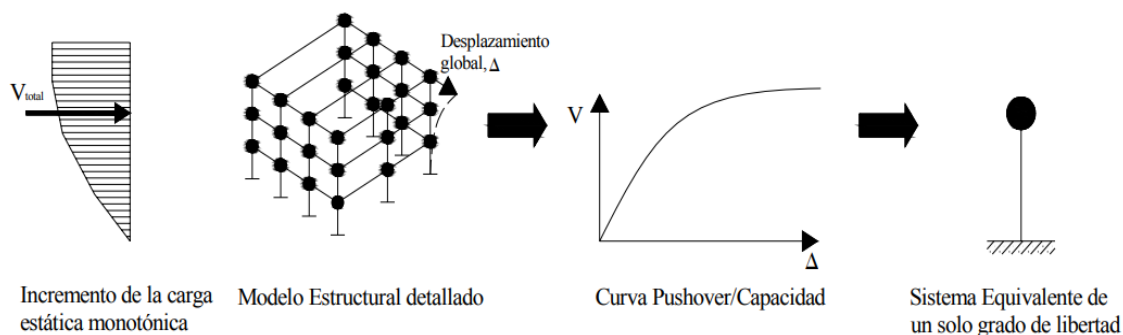


Nota. Recuperado de (Guevara Morales, Osorio Rodríguez, & Vargas, 2013)

La distribución de las fuerzas horizontales en la estructura, ya sean fuerzas que se mantienen constantes, siguen una trayectoria lineal, adoptan una forma parabólica, u otras variaciones, ejerce una significativa influencia en la definición de la capacidad de flexión.

Figura 6

Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad



Nota. Recuperado de (Guevara Morales, Osorio Rodríguez, & Vargas, 2013)

Análisis dinámico lineal

De acuerdo con (Guevara Morales, Osorio Rodríguez, & Vargas, 2013):

La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal.

Según (CUEVAS, 2016)

El análisis modal espectral es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. Su base metodológica radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia de ella, las principales masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo. De una forma análoga la estructura se puede asimilar a una serie de péndulos invertidos sometidos a una vibración en la base, cada uno de los cuales representa el comportamiento de uno de los modos de vibrar de la estructura. Por lo tanto, todos los péndulos no responden del mismo modo ante una vibración en la base. De hecho, cada estructura posee una frecuencia propia o natural, determinada fundamentalmente por su rigidez y altura, a la que vibrará frente a cualquier excitación a la que se someta.

Análisis dinámico no lineal

Según (Krawinkler & Seneviratha, 1998)

El análisis dinámico no lineal es la técnica más apropiada para valorar la resistencia estructural y la respuesta ante terremotos de un edificio, dado que se acerca de manera más precisa al comportamiento real de las estructuras. No obstante, aplicar este enfoque demanda contar con una precisa definición de diversos parámetros, como por ejemplo las características de frecuencia y punto de ruptura.

De acuerdo con (Moreno González, 2006)

Mediante este método, la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal distinción radica en que el terremoto de entrada se representa exclusivamente a través de una función de historias temporales, lo que implica una evaluación paso a paso de la reacción del edificio. Este enfoque constituye la técnica de análisis más avanzada disponible. Es viable incorporar la influencia de los componentes no estructurales, e incluso considerar la interacción entre la estructura y el suelo. La respuesta obtenida puede ser altamente sensible a las características del terremoto de entrada, lo que motiva la necesidad de realizar múltiples análisis basados en distintos registros de aceleración en el tiempo. Sin embargo, esta clase de análisis para anticipar las fuerzas y desplazamientos ante un movimiento sísmico resulta sumamente costosa. La principal ventaja de un análisis dinámico no lineal radica en su utilidad como herramienta investigativa, permitiendo simular de manera detallada el comportamiento de una estructura. En otras palabras, puede describir con precisión los desplazamientos esperados, así como la propagación y distribución del daño, los patrones de esfuerzos verticales y de corte, y la forma de la curva histerética.

Modelación de estructuras

Como lo indica Gómez Martínez:

Por modelado definiremos al proceso mediante el cual se genera una idealización matemática que pretende representar la conducta real de la estructura a ser construida. Por ello este proceso conlleva a la toma de decisiones respecto a los siguientes aspectos: La geometría de la estructura, las propiedades de los materiales que la constituyen, la magnitud y ubicación de cargas permanentes y variables, los tipos de elementos que la pueden representar con mayor fidelidad (1, 2 ó 3 dimensiones), las conexiones internas entre estos elementos, los apoyos externos y la interacción de la

estructura con el medio circundante (suelos, líquidos u otros materiales). Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta ser mayor que las otras. El proyectista debe elegir, en cada caso, el tipo de elemento más adecuado para que el modelo estructural reproduzca adecuadamente el comportamiento buscado de dicho elemento.

Para conseguir el mejor diseño estructural, tenemos que calcular las fuerzas actuantes, momentos de flexión y torsión que actúan sobre la estructura, por tanto, para realizar el análisis estructural, se idealiza tanto la geometría de la estructura, como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe, reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales de los elementos, de sus uniones y de sus apoyos en el terreno.

Para tener una idea de cuán importante es el modelado y garantizar con ello el buen desempeño de la construcción, los requisitos que debe cumplir el modelo de análisis se enuncian en los siguientes puntos:- Un modelado fiel de la estructura que incluya los componentes más significativos.- Un análisis confiable que suministre la respuesta dinámica ante el sismo de diseño y los vientos de diseño.- Un diseño y detallado cuidadoso que le permita a la estructura disipar energía, en congruencia con los factores de ductilidad o de reducción adoptados.- Una construcción acorde con el proyecto estructural (Gómez Martínez, 2011, págs. 89-90).

Modelo físico

Conforme lo expuesto en (Krawinkler & Seneviratha, 1998)

En función de su propósito, los modelos físicos presentan una amplia variedad de categorías, de las cuales es esencial destacar:

Modelo elástico: Estos modelos se construyen utilizando materiales elásticos y homogéneos, los cuales se caracterizan por exhibir una relación lineal entre la curva de Esfuerzo y Deformación unitaria, en concordancia con la ley de Hooke. Los materiales comúnmente empleados para la construcción de estos modelos incluyen plástico, madera, metal, papel y otros materiales con un módulo de elasticidad reducido.

Modelo de tipo indirecto: Este tipo de modelo representa un caso especial dentro de la categoría de modelos elásticos, y se utiliza para obtener diagramas de influencia tanto para las reacciones como para los esfuerzos internos. A diferencia del prototipo estructural, este modelo carece de similitud con las características estructurales del mismo. Por ejemplo, en el caso de un marco rígido cuyo comportamiento se encuentra controlado por sus propiedades de rigidez a la flexión, es posible modelarlo con un modelo indirecto utilizando valores de rigidez relativa. Las cargas aplicadas al modelo no corresponden directamente a las cargas reales aplicadas al prototipo.

Modelo de tipo directo: Estos modelos presentan una similitud geométrica con la estructura real o el prototipo. Las cargas se aplican de manera equivalente a como se haría en el prototipo, y su magnitud se ajusta mediante factores de escala. Esto genera respuestas análogas a las condiciones de carga que se experimentan en la escala real.

Modelo de resistencia última: Se trata de un modelo directo que se caracteriza por compartir la misma geometría y estar construido con los mismos materiales que el prototipo. Estos modelos se emplean para prever el comportamiento de la estructura hasta su etapa de colapso.

Modelos para el estudio de viento: Estos modelos se utilizan para evaluar cómo el viento afecta a la estructura. Se crean con el objetivo de medir tensiones, deformaciones y la interacción dinámica inducida por el viento.

Modelo dinámico: Estos modelos se utilizan para estudiar los efectos de la vibración en las estructuras debido a la aplicación de cargas dinámicas. Se someten a ensayos en mesas vibratorias con el fin de abordar los efectos sísmicos generados por la naturaleza.

Modelo Matemático

De acuerdo con (Díaz, y otros, 2018)

“El modelo es la solución” (Doyle, 2004). En esta cita reside el gran potencial para la evaluación y predicción de sistemas del mundo real a través de modelos matemáticos. No obstante, al concebirse, estos modelos están incompletos en el sentido de que son incapaces de representar adecuadamente la realidad del fenómeno en estudio. En el caso de estructuras mecánicas y civiles, el modelo matemático predilecto es el método de elementos finitos (MEF), que permite analizar el comportamiento dinámico o estático de una estructura ante la acción de cualquier tipo de carga; sin embargo, cualquier modelo de EF de una estructura real también es incompleto, debido al gran número de consideraciones o simplificaciones propias del MEF, como lo son el tipo de elementos, el comportamiento de los materiales, la homogeneidad de propiedades a través de la estructura, condiciones de frontera, etcétera.

Con la implantación de los ordenadores, el desarrollo de la Ingeniería Sísmica y la catalogación y racionalización de espectros, se han incrementado los cálculos modales, y por tanto los análisis modales espectrales de estructuras a través del cálculo matricial y del método matemático de elementos finitos son en la actualidad los métodos normalmente usados para

estructuras de complejidad media. Están recogidos en la mayor parte de las normas y/o códigos y usan espectros “de proyecto” para tener en consideración comportamientos plásticos. Dichos análisis, aunque suficientemente rápidos, presentan el inconveniente de ser lineales equivalentes. Habida cuenta de que las estructuras bajo movimientos sísmicos presentan comportamientos no lineales y no conservativos, disipando parte de la energía que le es suministrada, tales análisis no representan adecuadamente dicho comportamiento, proporcionando valores también inadecuados para deformaciones y para el estado de degradación de las rotulas plásticas que se forman. Son fundamentalmente métodos válidos para el diseño (Cerroloza & Flórez-López, 2000).

Modelo numérico

Actualmente existen modelos potentes los cuales se han basado en elementos finitos permitiendo de esa manera realizar comportamientos estructurales sumamente complejos los cuales están compuestos de ecuaciones constitutivas no lineales, en donde se incluye también la no linealidad geométrica. (Esther, 2001)

De acuerdo con (Esther, 2001)

El modelo numérico permite con posterioridad, comparar los resultados del modelo establecido previamente con los resultados experimentales realizados para el mismo modelo, de esta manera se logra verificar la adaptación de dicho modelo y proporcionar valores de variable no medidas experimentalmente.

Normativa ecuatoriana de la construcción

La subsecretaría de Hábitat y Asentamientos Humanos del ministerio de Desarrollo y Vivienda con sus siglas (MIDUVI) ha promovido en los últimos años una normativa que rige las construcciones civiles en el Ecuador.

La normativa referida es la Norma Ecuatoriana de la Construcción con sus siglas (NEC), su función es la de regular todos aquellos procesos que garanticen y cumplan las exigencias

necesarias y básicas tanto de calidad como de seguridad en estructuras u edificaciones diseñadas bajo el territorio ecuatoriano.

Los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la construcción serán respetados y acatados de manera obligatoria en todo el Ecuador. De esta manera todas las empresas dedicadas a la construcción, así como profesionales e instituciones tanto públicas como privadas, están obligados a regirse a la norma y darle fiel cumplimiento bajo cualquier circunstancia.

De acuerdo con (NEC, 2015)

Se propone 2 métodos de cálculo para estructuras u edificaciones civiles.

- Diseño Basado en Fuerzas (DBF)
- Diseño Basado en Desplazamiento (DBD)

Diseño basado en fuerzas

Es un método en el cual tiene como objetivo el cumplimiento de un diseño sismo resistente brindando a la estructura seguridad para poder resistir las fuerzas horizontales actuantes, este método se aplica a todos los tipos de estructuras.

Según lo que se menciona en (NEC, 2015):

Las estructuras se deben diseñar para resistir las fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes, para determinar los efectos relacionados.

El DBF tiene como objetivos:

- Tomar en cuenta los niveles de amenaza sísmica (y niveles de desempeño)
- Determinar las fuerzas de diseño (fuerza lateral equivalente)
- RDBF: Verificar que los efectos del sismo: $E \leq Rd$ (Resistencia del cálculo del elemento; Rd se calculará de acuerdo con las normas dedicadas a los materiales, usando modelos elásticos lineales)

- DDBF: Verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura.

Continuando con la explicación que nos proporciona la NEC también nos hace referencia sobre los límites del diseño basado en fuerzas (NEC, 2015):

Límites del DBF

Conforme con la (NEC, 2015):

- Emplea factores de disminución constante de la resistencia sísmica, denotados como R, para cada categoría estructural. Esto conlleva a que la necesidad de ductilidad y el exceso de capacidad de resistencia sean uniformes para todos los edificios pertenecientes a una misma tipología. Además, se asume que estos factores R no varían en función del período ni del tipo de suelo.
- Supone que la rigidez no está vinculada a la resistencia, lo que implica que la rigidez y el periodo pueden ser calculados antes de que se tenga información acerca del refuerzo de las secciones de hormigón armado o del grosor definitivo de las placas en elementos de acero.

Requisitos de Resistencia (DBF)

De acuerdo con la (NEC, 2015)

El requisito de resistencia RDBF implica el cálculo de las fuerzas internas que actúan en cada elemento estructural. Para cumplir con este requisito, los resultados finales del análisis deberán incluir:

- Cortantes de piso
- Cortante en la base
- Deflexiones
- Derivas
- Fuerzas en los pisos, y en los elementos

- Momentos

Requisitos de Derivas de piso (DBF)

Acorde con la (NEC, 2015):

Las deformaciones generadas por las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo con el tipo de material y de estructura, en conformidad con las normas.

De preferencia, se empleará principalmente el Método de Diseño Basado en la Fuerza (DBF) para edificios de uso convencional, en tanto que se dará prioridad a otros enfoques para estructuras esenciales o de ocupación especial. No obstante, se permite recurrir al DBF incluso para estructuras irregulares y de cualquier tipo. En estos casos, el cálculo del corte basal se realizará considerando las configuraciones más desfavorables a través de coeficientes específicos. En tal escenario, el diseñador deberá justificar la elección del método. Asimismo, es viable utilizar métodos alternativos de cálculo sísmico que estén sólidamente fundamentados en los principios establecidos por la dinámica de estructuras. Estos métodos deben ser aplicados por un profesional especializado en el comportamiento dinámico de estructuras.

Modelos de análisis de las fuerzas sísmicas usados con el DBF

Conforme lo establecido en (NEC, 2015):

El DBF presentara la misma metodología general para los 3 métodos de análisis que permite el presente capítulo:

- Estático (1)
- No lineales
- Análisis dinámico espectral (2)
- Análisis paso a paso en el tiempo (3)

Procedimiento estático:

Condiciones de aplicación:

Se podrá aplicar el método estático para estructuras de ocupación normal. El factor Z será utilizado para definir la PGA, y por ende el espectro en aceleración $S_a(T)$.

A continuación, se exponen elementos esenciales a considerar en el proceso de análisis estático recomendado por la NEC 2015:

a. Opciones de métodos a emplear

Tal como lo especifica (NEC, 2015):

- Análisis espectral: se aplicará este método para estructuras de ocupación especial, esenciales, como puentes, obras portuarias y estructuras que sean diferentes a las edificaciones.
- Análisis paso a paso en el tiempo: se aplicará este método para estructuras cuyo suelo del sitio de ubicación es de tipo F.
- Para suelos tipo F, se desarrollarán acelerogramas para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona.

b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser:

- < 80% del cortante basal (V) obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 90% del cortante basal (V) obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

c. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal

La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, al sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años), usando la formula general de la sección 6.3.2, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R.

Espectro de respuesta

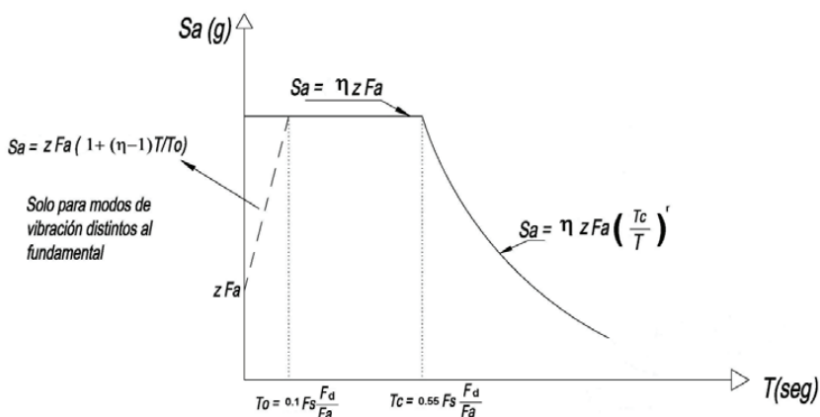
De acuerdo lo establece (NEC, 2015):

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se pone a disposición la

Figura 7, consistente con:

Figura 7

Espectro elástico horizontal de aceleraciones



Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Donde:

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

Cada región posee su valor η correspondiente

- $\eta = 1,80$: Provincias de la Costa (exceptuando Esmeraldas)
- $\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

- $\eta = 2,60$: Provincias del Oriente
- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

Este factor se lo encuentra mediante la siguiente ecuación:

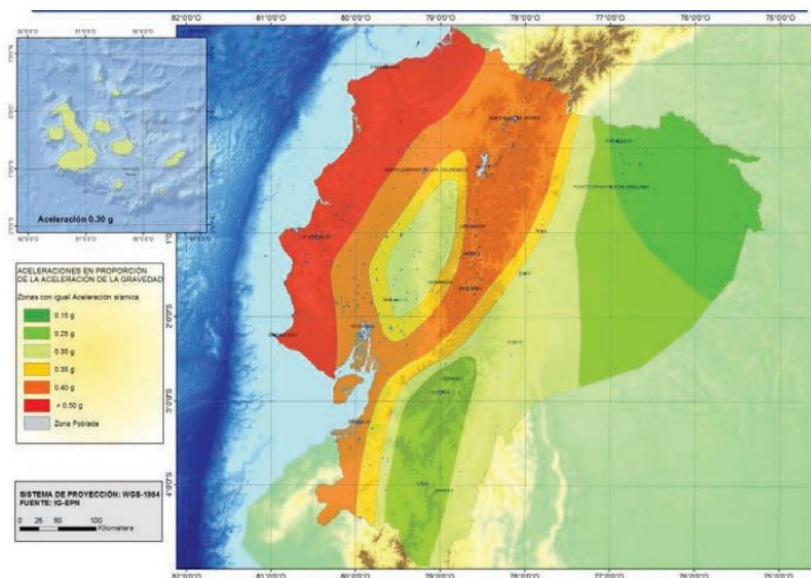
$$S_a = \eta * z * F_a$$

- T : Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .
- Factor de zona sísmica (Z): El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como

fracción de la aceleración de la gravedad, de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica que se muestra en la Figura 8, se puede determinar el valor de Z según se desee conocer para la estructura analizada

Figura 8

Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Zona Sísmica

La Normativa vigente establece 6 zonas sísmicas en el Ecuador:

- Zona I: Peligro sísmico intermedio
- Zona II: Peligro sísmico alto
- Zona III: Peligro sísmico alto
- Zona IV: Peligro sísmico alto
- Zona V: Peligro sísmico alto
- Zona VI: Peligro sísmico muy alto

Cada zona sísmica tiene su valor definido de Z según la Figura 9 que asigna cada zona a cada valor de Z.

Figura 9

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Otro de los parámetros que nos indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción son las formas modales, que tal y como lo indica en (NEC, 2015):

Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración integrados en las curvas de peligro sísmico.
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos

Cuando se utilicen modelos tridimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño

Condición de aplicación: En ningún escenario se disminuirán los valores de respuesta elástica a niveles en los cuales el cálculo del cortante basal de diseño reducido sea menor que el cociente entre el cortante basal de respuesta elástica y el factor R .

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser ajustadas a la baja para propósitos de diseño siguiendo esta premisa. El valor de R se podrá emplear en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando se cumplan todos los requisitos de diseño sismo resistente para la estructura.

Las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores:

- I (factor de importancia): Este valor depende de qué tipo de construcción se tenga, su valor aumenta dependiendo del grado de cuidado o categoría que tenga la edificación, tomando los valores mayores para las edificaciones que se consideren esenciales en caso de una acción sísmica como lo indica la Figura 10 encontrada en la normativa (NEC, 2015):

Figura 10

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

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

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

- ϕ_{Ei} y ϕ_{Pi} (factores de configuración estructural en planta y en elevación):

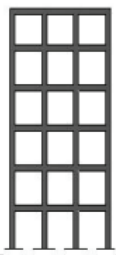
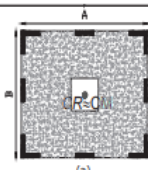
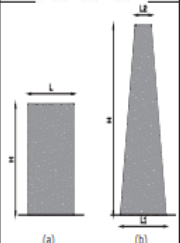
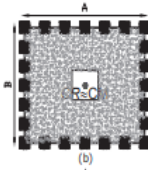
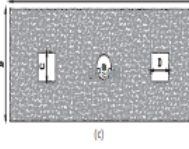
Según lo expuesto en (NEC, 2015):

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico.

Es por esto, que, de acuerdo con la Figura 11, así se recomienda generar una estructura regular tanto en planta como en elevación:

Figura 11

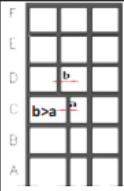
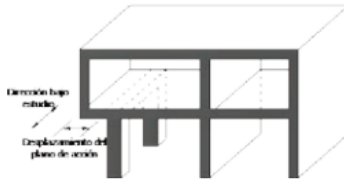
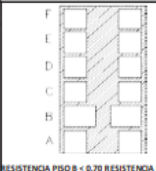
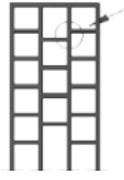
Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_E=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_P=1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_E=1$</p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Figura 12

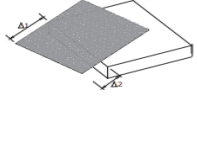
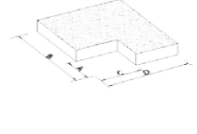
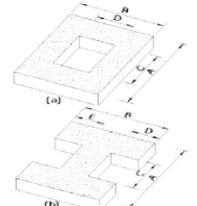
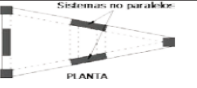
Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Figura 13

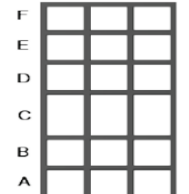
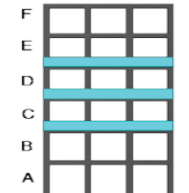
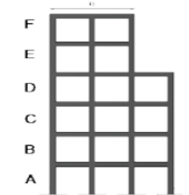
Configuraciones de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{T1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{T2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{T3}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{T4}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Figura 14

Configuraciones de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{E1}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{E2}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{E3}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los atillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota. Recuperado de (NEC, 2015)

Diseño Basado en Desplazamientos

Como lo indica la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC,2015):

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

Para asegurar la eficiencia del DBD, se utilizará paralelamente los principios del diseño por capacidad para especificar los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente (véase la Figura 6). Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas. El DBD se fundamenta en el método de linealización equivalente, en el cual la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente al aplicar un amortiguamiento viscoso e hysterético en la estructura real (NEC, 2015). El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente). Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas. El DBD se

fundamenta en el método de linealización equivalente, en el cual la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente al aplicar un amortiguamiento viscoso e hysterético en la estructura real (NEC, 2015).

El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente). Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas. El DBD se fundamenta en el método de linealización equivalente, en el cual la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente al aplicar un amortiguamiento viscoso e hysterético en la estructura real (NEC, 2015).

Visión general de la teoría dinámica estructural

Como lo indica (Boroschek, 2015)

Uno debe tratar de evitar clasificar los problemas como de naturaleza dinámica por el solo hecho de que exista una variación de la amplitud o posición de las acciones. Lo principal en la asignación del calificativo dinámico radica en que las acciones aplicadas sobre una estructura y las acciones internas producen una resultante que no es nulo o despreciable.

$$\sum F(t) = m\ddot{v}(t) \neq 0$$

En la práctica todas las acciones sobre una estructura sufren variaciones espaciales o temporales, pero no es necesario en estos casos considerar el problema dinámico si la resultante es despreciable (Boroschek, 2015, pág. 9).

Generalidades de la dinámica estructural

El problema de la dinámica estructural se formula para estructuras simples que se pueden idealizar como un sistema con una masa concentrada y una estructura de soporte sin masa. Se consideran estructuras linealmente elásticas, así como estructuras inelásticas sujetas a fuerzas dinámicas aplicadas o movimientos del suelo inducidos por terremotos. A estas estructuras las llamamos simples porque pueden idealizarse como una masa concentrada o concentrada m sostenida por una estructura sin masa con rigidez k en la dirección lateral. (Chopra, 2020).

Excitaciones

De acuerdo con (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020):

Las excitaciones, son acciones externas por las cuales un sistema sufre cambios en sus condiciones iniciales, entre las que se pueden citar: cargas muertas, cargas vivas, dinámicas, de viento, de nieve, térmicas, sísmicas y asentamientos.

Las excitaciones pueden ser clasificadas en: vibraciones libres (periódicas o sinusoidales), vibraciones no periódicas (choques) y vibraciones aleatorias (fuerzas externas). Cada una de ellas obedece al tipo de excitación proporcionada. Las estructuras están sujetas a múltiples tipos de cargas, desde fuerzas proporcionadas por el uso al que están sometidas (equipos y máquinas de oficina), fuerzas externas proporcionadas por factores urbanos (maquinaria, vehículos, explosiones, entre otros) hasta fuerzas accidentales (sismos, viento, entre otros).

La vibración libre constituye el movimiento de la estructura partiendo del equilibrio estático, con condiciones iniciales de desplazamiento o velocidad, que hace que la estructura se mueva sin la presencia de una fuerza externa. La vibración forzada, en contraste con la vibración libre, continúa bajo condiciones de "estado estacionario" porque la energía se suministra al sistema continuamente, para compensar la disipación mediante la amortiguación en el sistema. En general, la frecuencia a la que se

suministra energía (es decir, la frecuencia de forzamiento) aparece en la vibración del sistema. El estudio de las vibraciones armónicas permite generar criterios generales acerca de las propiedades físicas de las excitaciones y de las respuestas de las estructuras ante estas cargas.

Problema físico y representación matemática

Con el fin de poder tener un análisis a profundidad de cada uno de los tres casos de estudios desarrollados, se ha conceptualizado varios puntos importantes.

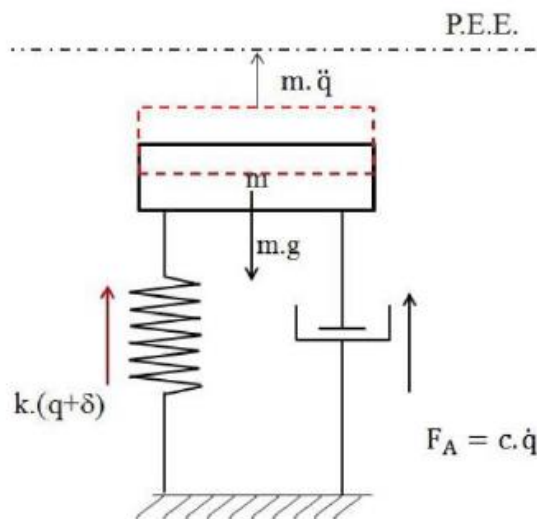
- Para el modelamiento estructural se toman en cuentas los siguientes parámetros.
- Materiales que conforman la estructura
- Geometría acorde a los planos encontrados
- Fuerzas que intervienen en la estructura
- Cargas actuantes en la estructura
- Esfuerzos a los que está sometida la estructura
- Fenómenos físicos que pueden llegar a afectar a las edificaciones

Modelo matemático

El enfoque adoptado para la conceptualización de la estructura se basa en un modelo de 1 grado de libertad. Esto significa que el sistema se encuentra limitado a moverse o desplazarse en una única dirección después de la aplicación de una influencia externa, como se ilustra en la Figura 15 que se presenta a continuación. Este modelo simplificado nos permite analizar y entender mejor el comportamiento de la estructura al considerar sus reacciones en una sola dimensión en respuesta a los efectos aplicados desde el entorno externo.

Figura 15

Excitación del sistema de 1 grado de libertad



Nota. Recuperado de (Aguiar, 2012)

En base a la anterior representación (Aguiar, 2012) deduce el modelo matemático:

El sistema mostrado en la Figura 15, ilustra la forma en que un objeto de masa (m) sufre una deformación vertical por la aplicación de una fuerza, instantáneamente a esta acción, surge una fuerza F_A (fuerza de amortiguamiento) que se opone al movimiento, también aparece la fuerza de restitución elástica F_R que es $F_R = k(q + \delta)$ que de la misma forma se opone al movimiento, y por último la fuerza inercial $F_i = m \cdot \ddot{u}$ que depende del elemento y que de la misma forma se opone al movimiento, esto obedeciendo la tercera ley de Newton por la aparición de reacciones ante una acción.

Desarrollando el equilibrio de fuerzas se llega a la ecuación diferencial del movimiento detallado a continuación:

$$\sum F_x = 0$$

$$F(f) - f_s - f_d - f_i = 0$$

$$F(t) - k * u - c * \dot{u} - m * \ddot{u} = 0$$

$$F(t) = m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u$$

Finalmente, la ecuación del modelo matemático queda representada de la siguiente manera:

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = \begin{cases} 0 \\ F(t) \end{cases}$$

Ecuación del movimiento

“Las fuerzas elásticas y de amortiguamiento se muestran actuando en la dirección opuesta, dado que son las fuerzas internas que se oponen a la deformación y a la velocidad respectivamente” (Chopra, 2020).

De acuerdo con Arcentales Naranjo y Yépez Proaño:

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = F(t)$$

Donde. - M es la matriz de masas de la estructura. - C es la matriz de amortiguamiento de la estructura. - K es la matriz de rigidez de la estructura. - \ddot{u} es el vector de aceleración de la estructura. - \dot{u} es el vector de velocidad de la estructura. - u es el vector de desplazamientos de la estructura. - $F(t)$ es el vector de fuerzas aplicadas a la estructura.

Las ecuaciones de movimiento son expresiones que definen las propiedades de los sistemas, en función de las respuestas dinámicas. Existen tres maneras de formular estas ecuaciones de movimiento: Equilibrio Dinámico, principio de trabajo virtual y el principio de Hamilton.

Las ecuaciones diferenciales que describen el movimiento de un problema dinámico pueden ser resueltas mediante métodos clásicos, la integral de Duhamel, métodos numéricos y las Transformadas de Fourier y Laplace (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020).

Análisis modal espectral

De acuerdo con (Prato, Ceballos, & Pinto, 2010)

Una de las limitaciones inherentes al método modal espectral es que es aplicable a sistemas lineales; es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y de pequeños desplazamientos. Otra limitación importante del método

espectral es que sólo da como resultado el valor máximo del desplazamiento de la estructura (o los esfuerzos máximos) pero sin indicar en qué instante del tiempo se produce dicho máximo. Como lo que interesa es el valor máximo de los desplazamientos (o esfuerzos) resultante de la superposición de todos los modos, la falta de simultaneidad de la respuesta máxima en los distintos modos impide que se pueda obtener el valor exacto del máximo de la superposición de todos los modos.

De esta limitación surge la necesidad de realizar ciertas hipótesis sobre cómo sumar los máximos de los distintos modos. Una manera de estimar el máximo de la superposición de todos los modos, que se utiliza con bastante frecuencia en las aplicaciones prácticas del método, consiste en considerar la respuesta en cada modo como estadísticamente independiente de la correspondiente a los restantes modos. Sobre esta base, que es sólo una primera aproximación al problema, se puede justificar que los máximos modales no se suman en forma algebraica directa sino a través de la suma cuadrática (Pitagórica).

Ecuaciones empleadas

Con el propósito de proporcionar una explicación más detallada sobre las ecuaciones que rigen la dinámica de las estructuras y que resultarán esenciales para comprender a fondo el comportamiento estructural, se procederá a definir las siguientes formulaciones específicas. Estas expresiones seleccionadas jugarán un papel fundamental al arrojar luz sobre los principios subyacentes que guían la respuesta dinámica de las estructuras ante diversas fuerzas y cargas, contribuyendo así a una comprensión más profunda y completa de este fenómeno.

Frecuencia fundamental:

$$Wn_n = \sqrt{\lambda n}$$

Frecuencia natural:

$$Tn = \frac{2\pi}{Wn_n}$$

Período de la estructura:

$$f_n = \frac{1}{Tn}$$

Donde:

- Wn_n son las frecuencias naturales de la estructura
- Tn son los períodos de la estructura
- f_n son las frecuencias fundamentales de la estructura

Respuesta Modal

La respuesta modal viene a ser representada por factores de desplazamiento, vibración e incluso participación modal que interactúan en relación con la aceleración del espectro como se describe en el estudio de (Arcentales & Yépez, 2020) mediante la ecuación:

$$u = \emptyset * \Gamma_i * \frac{Sa_i}{\lambda_i}$$

Donde:

- u Vector de desplazamiento en el modo analizado
- \emptyset Vector de los modos de vibración
- Γ_i Factor de participación modal
- Sa_i Aceleración del espectro
- λ_i Valor propio

En base al vector de desplazamientos lo que nos interesa es calcular las derivas de piso con la siguiente ecuación:

$$\Delta_i = u_i - u_{i-1}$$

Donde:

- Δ_i Deriva de piso
- u_i Desplazamiento en el piso i

Fuerza Modal

La fuerza modal se la define en la ecuación, especificada por (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

$$f_s = M * \phi * \Gamma_i * S a_i$$

Donde:

f_s Vector de fuerzas modales

M Matriz de masas

ϕ Vector de los modos de vibración

Γ_i Factor de participación modal

$S a_i$ Aceleración del espectro

Cortante basal

El cortante basal en una estructura viene dado por la sumatoria de las fuerzas modales, como se indica en la siguiente ecuación. (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021)

$$V = \sum_{i=1}^n f_{si}$$

Donde:

V Cortante basal

f_{si} Fuerzas modales del piso i

Máximas aceleraciones de piso

De acuerdo con lo mencionado en (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020) la máxima aceleración de piso se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$\ddot{U}_i = \frac{f_{si}}{m_i}$$

Donde:

\ddot{U}_i es la máxima aceleración del piso en el modo de análisis.

f_{si} es la fuerza modal del piso en el modo de análisis.

m_i es la masa correspondiente al piso analizado.

Máxima aceleración basal

De acuerdo con lo mencionado en (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020) la máxima aceleración se obtiene a través de la expresión:

$$\ddot{U}_g = \frac{V}{\sum m}$$

Donde:

\ddot{U}_g , es la máxima aceleración en la base.

V , el cortante basal.

$\sum m$, es la sumatoria de las masas.

Criterio de combinación modal

Según (Amaguaña & Yumbay, 2016):

Es necesario plantear una hipótesis debido a las limitaciones del Análisis Modal

Espectral ya que este considera el valor máximo de respuesta, pero no en que instante de tiempo se produce. Uno de estos es el criterio del Máximo Valor Probable (SRSS) y gracias a su simplicidad de cálculo es uno de los más utilizados; obteniendo la respuesta total del sistema al calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas máximas de cada nodo.

El criterio del valor máximo probable fue desarrollado por E. Rosenblueth en su tesis a través de:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2}$$

Donde:

r = Respuesta total del sistema

r_i = Máxima respuesta del modo i

N = Número de modos que se consideran en la respuesta

El SSRS proporciona resultados confiables siempre y cuando los periodos de los n modos de vibración considerados difieran entre si más de un 10%. Utilizar este criterio cuando no se cumple esta condición, puede llevar a subestimar la respuesta.

Análisis modal operacional

Según (Damgaard, 2011):

El análisis modal operacional se aplica para extraer los parámetros modales basados en la medición, solo de la respuesta, de una estructura bajo excitación ambiental u operativa. El método se basa en el supuesto de que las fuerzas de entrada se derivan del ruido blanco gaussiano y se excitan en múltiples puntos. La gran ventaja de la identificación modal operativa es que proporciona el modelo dinámico de la estructura en condiciones operativas reales y condiciones límite reales.

Capítulo III

Caracterización de las edificaciones

Ubicación

Las tres edificaciones del presente estudio están ubicadas dentro del Campus Matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE en la ciudad de Sangolquí, Av. General Rumiñahui, provincia de Pichincha, Ecuador (ver Figura 16). Utilizando el sistema geodésico WGS84 zona 17 se delimitó la localización en coordenadas geográficas del área comprendida para cada estructura en la Tabla 2.

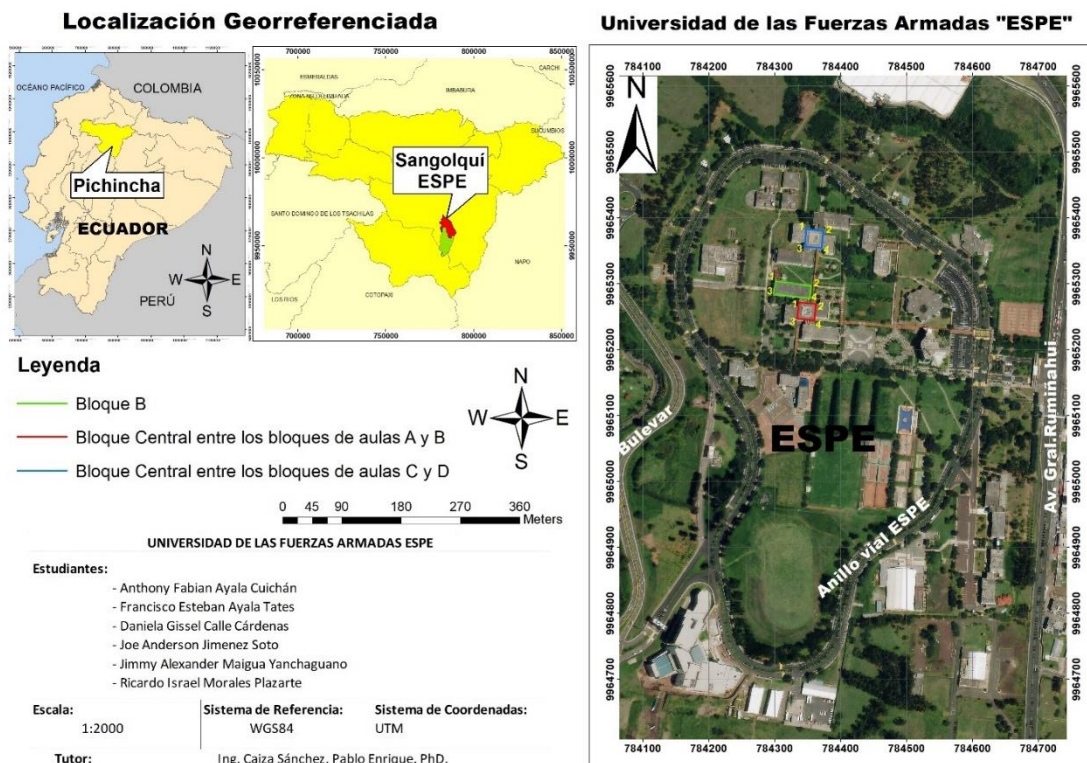
Tabla 2

Coordenadas geográficas de las tres edificaciones

Descripción	Punto	Latitud	Longitud
	1	0°18'48.99"S	78°26'45.43"O
	2	0°18'49.16"S	78°26'43.64"O
Bloque B	3	0°18'49.63"S	78°26'45.49"O
	4	0°18'49.77"S	78°26'43.70"O
	1	0°18'49.99"S	78°26'44.20"O
Bloque Central entre	2	0°18'50.07"S	78°26'43.36"O
los bloques de aulas	3	0°18'50.84"S	78°26'44.29"O
A y B	4	0°18'50.90"S	78°26'43.44"O
	1	0°18'47.26"S	78°26'43.97"O
Bloque Central entre	2	0°18'46.42"S	78°26'43.89"O
los bloques de aulas	3	0°18'46.51"S	78°26'43.07"O
C y D	4	0°18'47.34"S	78°26'43.14"O

Figura 16

Ubicación de las tres edificaciones



Referencia arquitectónica y estructural

Se obtuvo los planos estructurales y arquitectónicos de las tres edificaciones de estudio del Departamento de Desarrollo Físico de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Los planos contenían el detalle de columnas, vigas, losa, cimentación, vistas en planta con sus respectivas acotaciones y niveles. Cabe destacar que el Departamento de Desarrollo Físico no tenía en posesión ninguno de los planos estructurales requeridos del Bloque B y del Edificio Central entre los bloques de aulas A y B del Campus Matriz ubicado en Sangolquí, sin embargo, tenían los planos tanto arquitectónicos y estructurales de los edificios mencionados del Campus ubicado en Latacunga.

Se nos mencionó en reiteradas ocasiones por parte del Ingeniero encargado de los planos que la configuración geométrica de los edificios de ambos Campus era la misma, así que

se usaron los planos de los edificios ubicados en Latacunga como referencia para geometría general, geometría específica, disposición y armado de los elementos estructurales. Para que el estudio de las edificaciones sea lo más realista posible se realizó la comparación de las acotaciones, medidas de vigas, columnas, la disposición del acero en los elementos estructurales presentes en los planos con la estructura real y aquellas medidas que no correspondían fueron reemplazadas en los modelos 3D y en sus análisis posteriores.

Adicional, en los planos también se indican las características de los materiales: resistencia a la compresión del hormigón para el Bloque B y el Bloque Central entre los bloques A y B, grado del acero para el Bloque Central entre los bloques C y D; características que se corroboraron empleando ensayos no destructivos.

Geometría general

En este apartado se abordan los parámetros geométricos de las edificaciones como la distribución y distancia entre los vanos, la altura de entrepiso, la disposición de los elementos estructurales en los ejes y de ser el caso la presencia de juntas.

Bloque B de aulas

El bloque B de aulas es una estructura constituida de hormigón armado, consta de pórticos con luces variables tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal. La edificación presenta regularidad tanto en elevación como en planta, así mismo consta de 4 pisos en donde se ha destinado aulas, oficinas y cada piso consta de un corredor principal. El edificio posee una cubierta accesible, y presenta ciertas características como columnas cortas en las zonas de los baños. La estructura se encuentra adosada al edificio central por lo que existe una junta constructiva entre edificaciones, permitiendo de esa manera que en caso de un evento sísmico las estructuras puedan desplazarse libremente sin causar daño a la estructura contigua. Estructuralmente la edificación posee escaleras de emergencia; estructura de acero, la cual se encuentra en la fachada lateral del edificio. Dichas escaleras trabajan por separado

con la estructura principal, sin embargo, es parte del sistema y de la geometría actual de la edificación.

Figura 17

Fachada posterior Bloque B de aulas



Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

El Bloque Central es una estructura constituida de hormigón armado, regular tanto en planta como en elevación y cuya característica principal es la presencia de una prominente abertura centrada en las losas de entrepiso y cubierta. El edificio posee pórticos con luces constantes en ambos sentidos (X, Y), 4 plantas las cuales cumplen con la función de pasillo conector tanto para los bloques de aulas A y B como para los edificios de Aulas Administrativas en los cuales se encuentran los departamentos de las carreras que ofrece la ESPE para sus estudiantes y una cubierta que actualmente es inaccesible. Se encuentra adosado con las edificaciones previamente mencionadas con una distancia libre de 7 cm que actúa a manera de junta, la cual permite que los bloques trabajen de manera individual y que el desplazamiento de piso en caso de un evento sísmico no provoque colisiones entre las estructuras.

Figura 18

Fachada frontal y posterior del Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

**Bloque Central entre los bloques de aulas C y D**

El Bloque Central es una estructura constituida de estructura metálica con viga y columnas cubiertas de hormigón, regular tanto en planta como en elevación y cuya característica principal es la presencia de una prominente abertura centrada en las losas de entresuelo y cubierta. El edificio posee pórticos con luces constantes en ambos sentidos (X, Y), 4 plantas las cuales cumplen con la función de pasillo conector tanto para los bloques de aulas C y D, también de los bloques de aulas y laboratorios ubicados en los bloques G y H. Se encuentra adosado con las edificaciones previamente mencionadas con una distancia libre de 7 cm que actúa a manera de junta, la cual permite que los bloques trabajen de manera individual y que el desplazamiento de piso en caso de un evento sísmico no provoque colisiones entre las estructuras.

Figura 19

Fachada frontal y posterior del Bloque Central entre los bloques de aulas C y D



Descripción general

Las estructuras analizadas y estudiadas poseen una configuración única tanto a nivel de planta como en elevación cumpliendo así la funcionalidad con la que fue concebida cada una de las edificaciones. Por lo que es necesario que estas configuraciones arquitectónicas y estructurales sean detalladas a fin de comprender su geometría.

Descripción del edificio en planta

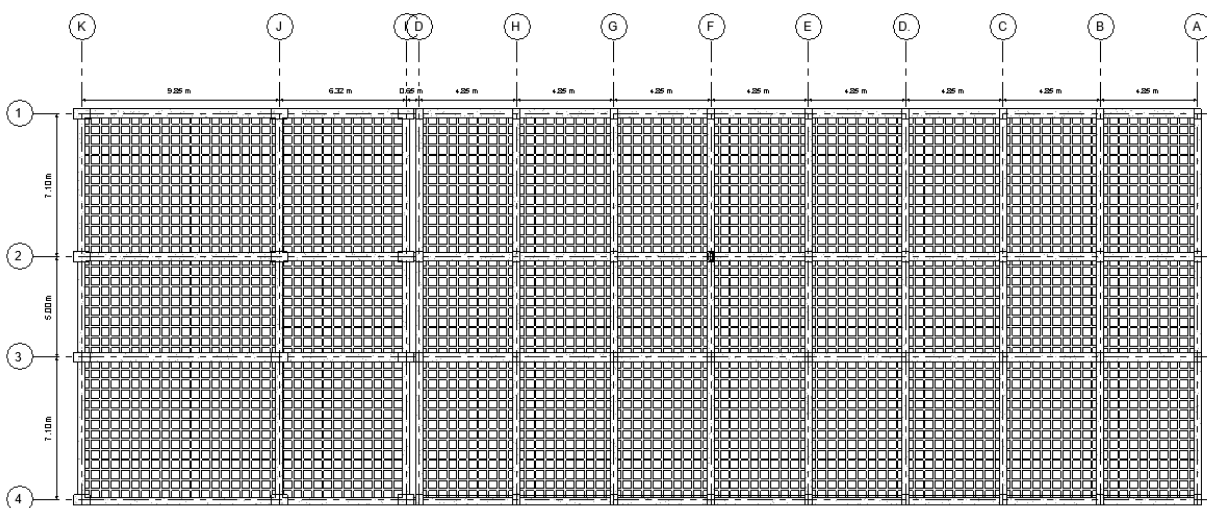
Bloque B de aulas

Los ejes que componen a la estructura analizada en planta está dado por un sistema de coordenadas XY; siendo X el eje longitudinal, en donde se hallan los vanos con mayor dimensión de la edificación, y Y el eje perpendicular a X en donde se hallan las luces con menores dimensiones. Los ejes establecidos en planos arquitectónicos existentes, son los mismos que se han utilizado para el modelamiento de la estructura en software Revit por lo que en el sentido X los ejes van desde "A" hasta el eje "K" de manera que la edificación consta de 10 vanos en este sentido, en donde los vanos que van desde el eje "A" hasta el eje "I" poseen una longitud de 4.85 metros cada uno, sin embargo, las luces entre los dos últimos ejes "I" y "K" tienen luces de 6.45 metros y 9.80 metros respectivamente.

Mientras que en sentido transversal o eje Y se hallan los ejes que van desde el "1" hasta el "4" teniendo tres vanos que poseen una longitud de 7.10 metros, 5.00 metros y 7.10 metros respectivamente.

Figura 20

Configuración estructural en planta bloque B de aulas



Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

La estructura se compone por un bloque cuadrado cuya longitud total es de 25.80 metros y cuyos ejes locales responden a un sistema de coordenadas XY distribuidos de la siguiente forma: 5 ejes en el sentido X cuya separación entre ejes es constante y los cuales serán representados por números, 5 ejes en el sentido Y que de igual manera tienen separación constante y serán representados por letras tal como se observa en la Tabla 3.

Tabla 3

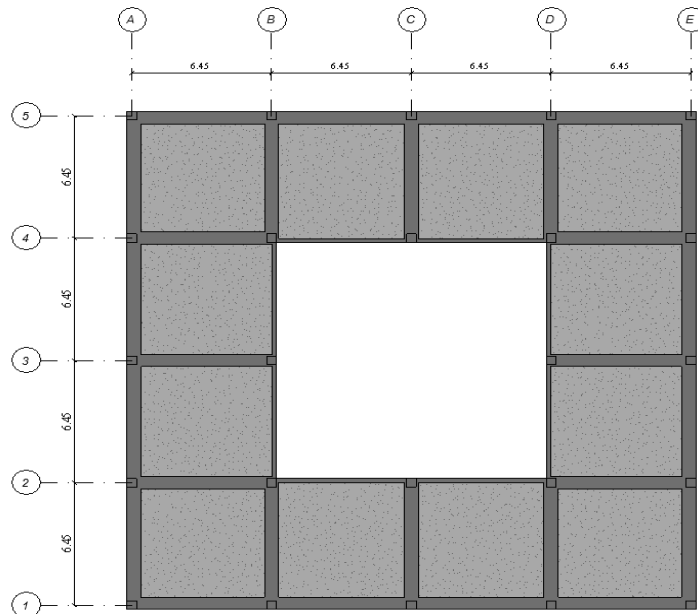
Ejes Locales para la estructura correspondiente al Bloque Central entre los bloques A y B

Ejes		Distancia (m)
Sentido X:	1 – 2	6.45
	2 – 3	6.45
	3 – 4	6.45
	4 – 5	6.45
Sentido Y:	A – B	6.45
	B – C	6.45
	C – D	6.45
	D – E	6.45

Adicional, en la configuración estructural en planta representada en la Figura 21 se puede observar la abertura cuadrada y centrada en la losa cuya longitud total para ambos lados corresponde a la suma de dos vanos que para el caso es de 12.90 metros.

Figura 21

Configuración estructural en planta Bloque Central entre los bloques de aulas A y B



Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

La estructura en total está formada por 13 ejes en el sentido X y 7 ejes en el sentido Y. Para el análisis solo se toma en cuenta el bloque formado por los ejes 5 al 9 en el eje X y B al F en el sentido Y.

La estructura se compone por un bloque cuadrado cuya longitud total es de 25.80 metros y cuyos ejes locales responden a un sistema de coordenadas ortogonales XY distribuidos de la siguiente forma: 5 ejes en el sentido X cuya separación entre ejes es constante y los cuales serán representados por números, 5 ejes en el sentido Y que de igual manera tienen separación constante y serán representados por letras.

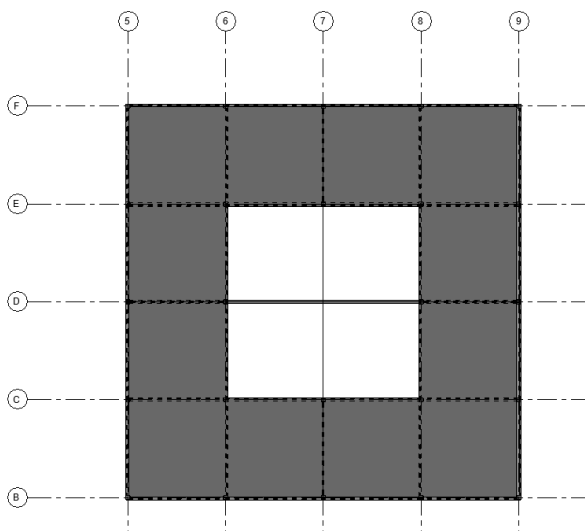
Tabla 4

Ejes Locales para la estructura correspondiente al Bloque Central entre los bloques C y D

Resumen distancia Ejes de Planta	
Ejes	Distancia [metros]
1-2, 2-3, 3-4, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 10-11, 11-12, 12-13	6.45 [m]
4-5, 9-10	0.52 [m]
A-B, B-C, C-D, D-E, E-F, F-G	6.45 [m]

Figura 22

Configuración estructural en planta Bloque Central entre los bloques de aulas C y D



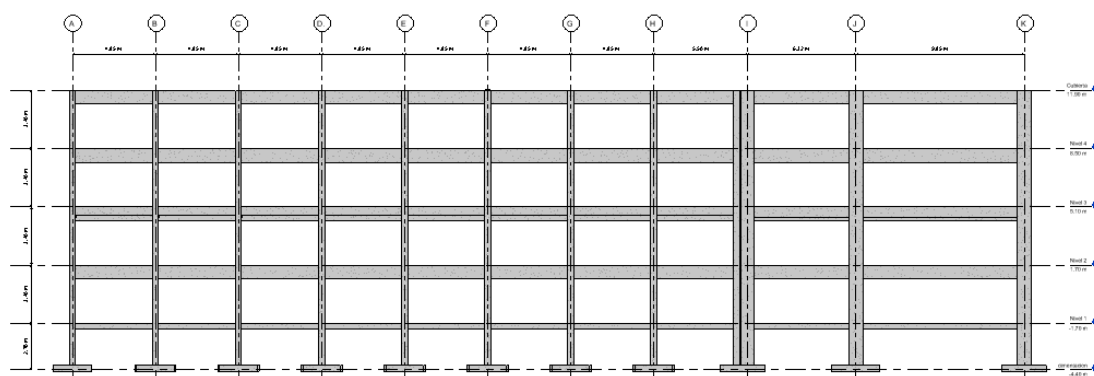
Descripción del edificio en elevación

Bloque B de aulas

La estructura que compone el bloque B de aulas tiene una altura total de 16.10 metros, tomados desde el nivel de cimentación. La altura de entre pisos es de 3,40 metros, por lo que la altura total del edificio desde el nivel natural del terreno es de 13,60 metros, teniendo una cimentación a Nivel -2.50 metros.

Figura 23

Configuración estructural en elevación Bloque B de aulas

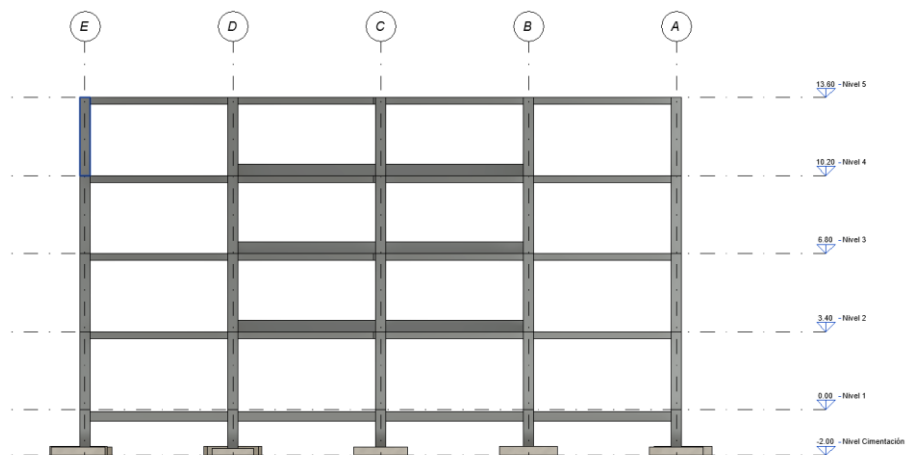


Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

La estructura correspondiente a el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B posee 4 niveles de planta con una altura total de 13.60 metros tomados desde el nivel natural del terreno N+ 0.00 m, los 4 niveles se encuentran distribuidos de manera regular cada 3.40 metros tal como se muestra en la Figura 24. La profundidad de cimentación es de 2.00 metros, este dato está presente en los planos de referencia.

Figura 24

Configuración estructural en elevación Bloque Central entre los bloques A y B

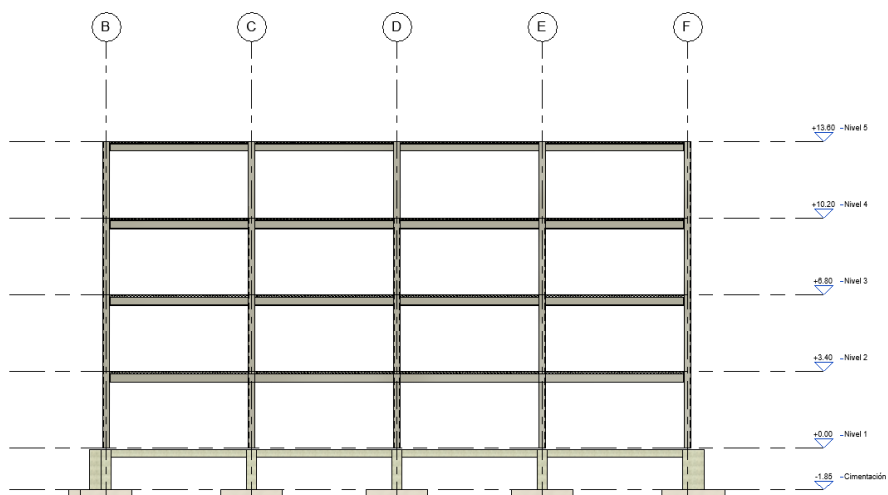


Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

La estructura correspondiente a el Bloque Central entre los bloques de aulas C y D posee 4 niveles de planta con una altura total de 13.60 metros tomados desde el nivel natural del terreno N+ 0.00 m, los 4 niveles se encuentran distribuidos de manera regular cada 3.40 metros. La profundidad de cimentación es de 1.85 metros, este dato está presente en los planos de referencia.

Figura 25

Configuración estructural en elevación Bloque Central entre los bloques C y D



Tipo de apoyos

Los edificios analizados están sustentados sobre apoyos, los cuales se encargan de que la estructura se mantenga estable aun con las cargas transmitidas del edificio. Cada edificación estudiada describe diferentes geometrías de apoyos, por lo que se a continuación se describirá a detalle cada caso de estudio.

Bloque B de aulas

La estructura posee un tipo de cimentación con plintos aislados y cadenas de amarre los cuales contribuyen a las zapatas para un buen desempeño de la estructura debido a que pueden evitar posibles desplazamientos o asentamientos de las zapatas. Los plintos aislados se encuentran a un nivel de N-2.50 metros y las cadenas de amarre arriostran las columnas de la estructura; por lo que se puede considerar como apoyos empotrados.

Tabla 5

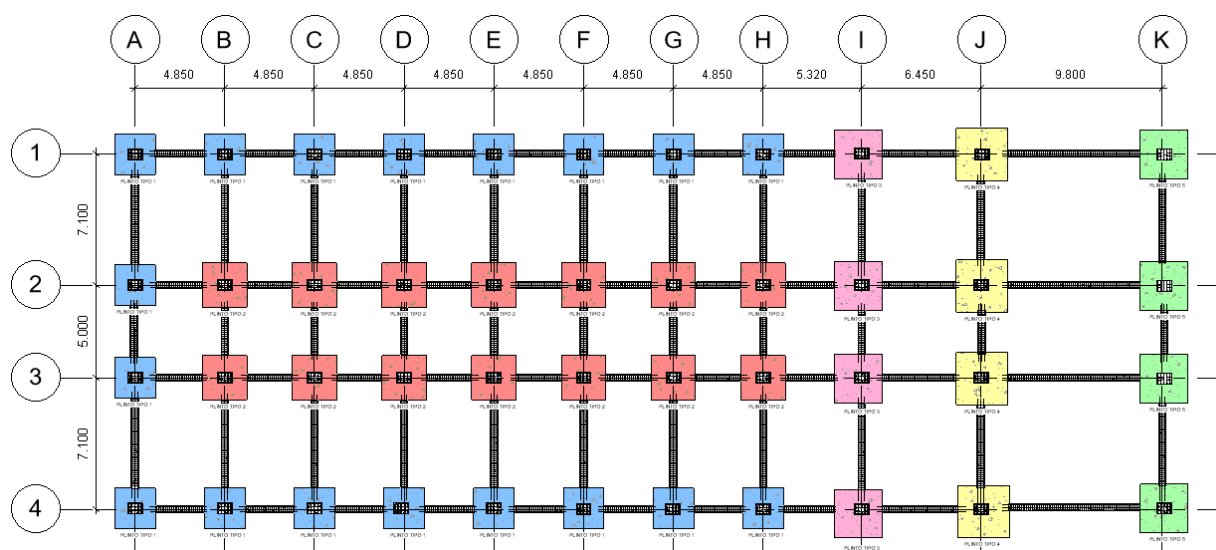
Cuadro de plintos del Bloque B de aulas

CUADRO DE PLINTOS					
Tipo	Ejes	A (m)	B (m)	H (m)	Profundidad (m)
P1	A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4,	1,20	1,20	0,45	2,50
	D1, D4, E1, E4, F1, F4, G1, G4, H1, H4				
P2	B2, B3, C2, C3, D2, D3, E2, E3,	2,40	2,40	0,45	2,50
	F2, F3, G2, G3, H2, H3				
P3	I1, I2, I3, I4	2,60	2,60	0,55	2,50

CUADRO DE PLINTOS					
Tipo	Ejes	A (m)	B (m)	H (m)	Profundidad (m)
P4	J1, J2, J3, J4	2,80	2,80	0,55	2,50
P5	K1, K2, K3, K4	2,60	2,60	0,60	2,50

Figura 26

Cimentación para el Bloque B de aulas



Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

La cimentación de la estructura está compuesta por plintos aislados de sección cuadrada a una profundidad de 2.00 metros por debajo del nivel natural del suelo N+ 0.00, las dimensiones de plintos presentes en la Tabla 6 varían dependiendo de la ubicación de la columna y las cargas que estos transmiten al suelo. Además, se tienen vigas tipo cadena de cimentación de sección transversal 25x40 cm, las cuales conectan a todas las columnas a una profundidad de 10 cm.

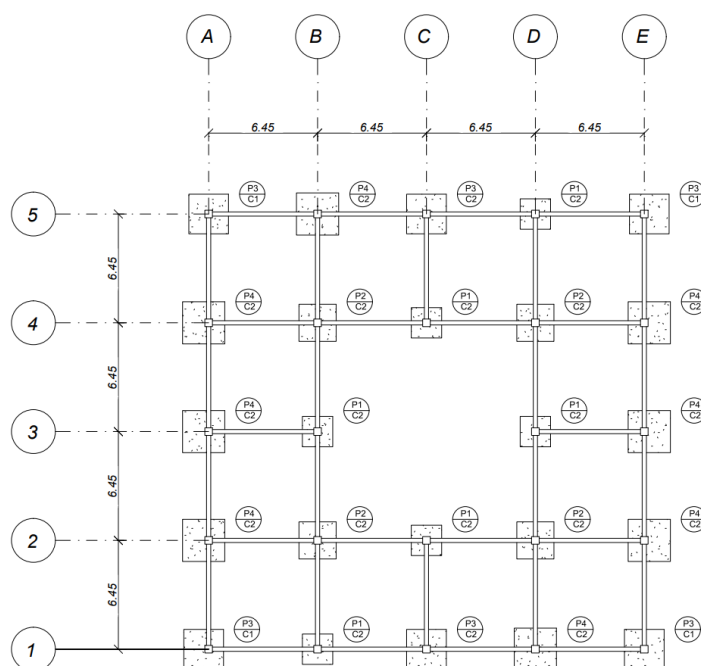
Tabla 6

Cuadro de plintos del Bloque Central entre los bloques A y B

CUADRO DE PLINTOS					
Tipo	Ejes	A (m)	B (m)	H (m)	Profundidad (m)
P1	B1, B3, C2, C4, D3, D5	1,80	1,80	0,30	2,00
P2	B2, B4, D2, D4	2,20	2,20	0,40	2,00
P3	A1, A5, C1, C5, E1, E5	2,35	2,35	0,35	2,00
P4	A2, A3, A4, B5, D1, E2, E3, E4	2,50	2,50	0,40	2,00

Figura 27

Cimentación para el Bloque Central entre los bloques A y B



Cabe mencionar que los plintos tipo P3 Y P4 son dobles y soportan las cargas adicionales transferidas por los bloques de aulas administrativas y de gradas.

Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

La estructura cuenta con 54 plintos distribuidos por los diferentes ejes donde se encuentra la cimentación, a continuación, se detalla cual es el número de identificación del plinto, las medidas y el espesor; el nivel de todos los plintos en la parte superior de los plintos se encuentra a una profundidad de 1.85 metros, por lo tanto, el pedestal de los plintos tiene una altura de 1.85 metros. Sin embargo 8 plintos son dobles y funcionan para los ejes 4-5 y 9-10 como se muestra en la Tabla 7.

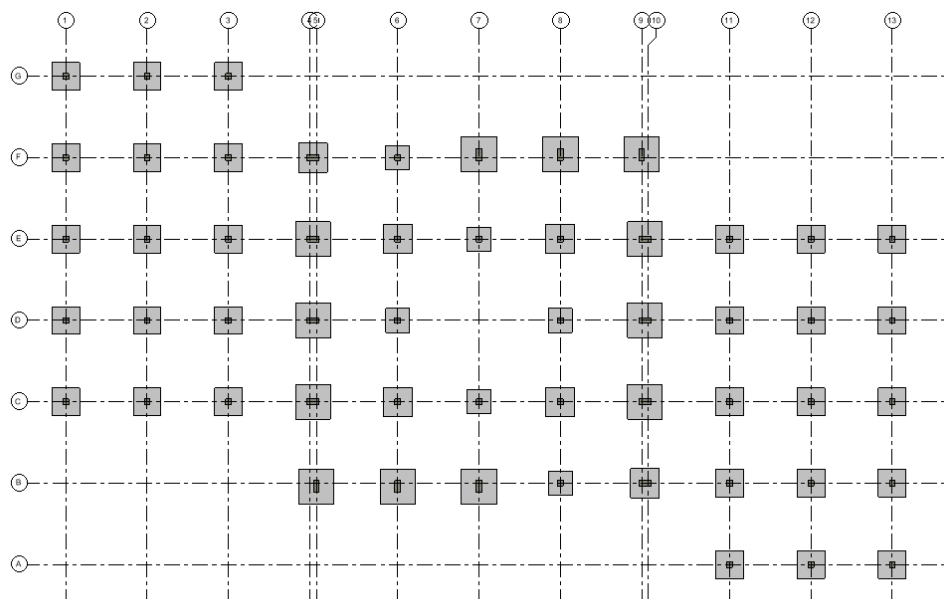
Tabla 7

Cuadro de plintos del Bloque Central entre los bloques C y D

CUADRO DE PLINTOS					
Tipo	Ejes	A (m)	B (m)	H (m)	Profundidad (m)
	1G, 1F, 1E, 1D, 1C, 2G, 2F, 2E, 2D, 2C, 3G, 3F, 3E, 3D, 3C,				
Z1	11A, 11B, 11C, 11D, 11E, 12A, 12B, 12C, 12D, 12E, 13A, 13B, 13C, 13D, 13E	2,20	2,20	0,40	1,85
Z1a	6E, 6C, 8E, 8C	2,30	2,30	0,40	1,85
Z2	6F, 6D, 7C, 7E, 8D, 8B	1,90	1,90	0,40	1,85
Z3	4C, 4D, 4E, 9E, 9D, 9C	2,75	2,75	0,40	1,85
Z4	4F, 9B	2,30	2,30	0,40	1,85
ZA	5B, 6B, 7F, 7B, 8F, 9F,	2,90	2,90	0,4	1,85

Figura 28

Cimentación para el Bloque Central entre los bloques C y D



El bloque central de aulas entre los ejes C y D es considerado para el análisis en sus ejes 5-9 en la dirección X y de los ejes B a F en la dirección Y, dado que la cimentación funciona para todo el bloque finalmente se separa en 3 edificios separados por juntas de los cuales en estos ejes se encuentra el edificio con más irregularidad en planta.

Geometría específica

Dentro de este apartado se establecen las secciones de los elementos estructurales: vigas, columnas y losas, las propiedades físicas de cada material utilizado para la construcción de las edificaciones, y las cargas actuantes: permanente, temporal y sísmica.

Detalle de columnas

Bloque B de aulas

El bloque B de aulas se compone por dos tipos de columnas, la primera sección tiene dimensiones de 35 x 50 cm, en donde la mayor dimensión se encuentra orientada y paralela al eje "Y". La sección tiene un armado de 4 barras en la cara con dimensión menor, teniendo un

armado de $4\phi 20$ mm, mientras que en el otro sentido tiene un armado de $6\phi 20$ mm, los datos expuestos fueron obtenidos mediante el ensayo de pachómetro.

La siguiente sección tiene como dimensiones de 80×50 la cual está orientada en su dimensión mayor al eje "X" y en donde tiene un armado de $10\phi 16$ mm, mientras que en el otro sentido tiene un armado de $6\phi 16$ mm.

Ambas secciones de columnas tienen un armado transversal de $3E10\text{mm}@10$ cm en las zonas cercanas a los nudos, mientras que en el centro están compuestas por $3E10\text{mm}@20$ cm.

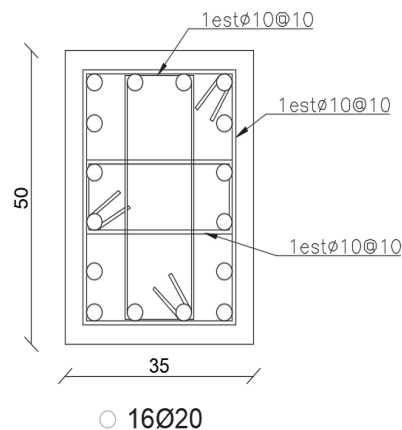
Tabla 8

Armado en columnas del Bloque B de aulas

Columna C1 (35x50) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 35 cm	$4\phi 20$	Estribos: L/4: $4\phi 10@10$	4 cm
Dimensión en el sentido Y 50 cm	$6\phi 22$	L/2: $4\phi 10@20$	4 cm

Total

$16\phi 20$



Columna C2 (50x80) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 80 cm	10Ø16	Estribos: L/4: 4Ø10@10	4 cm
Dimensión en el sentido Y 50 cm	6Ø16	L/2: 8Ø10@20	4 cm
Total	28Ø20		

○ 28Ø20

Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

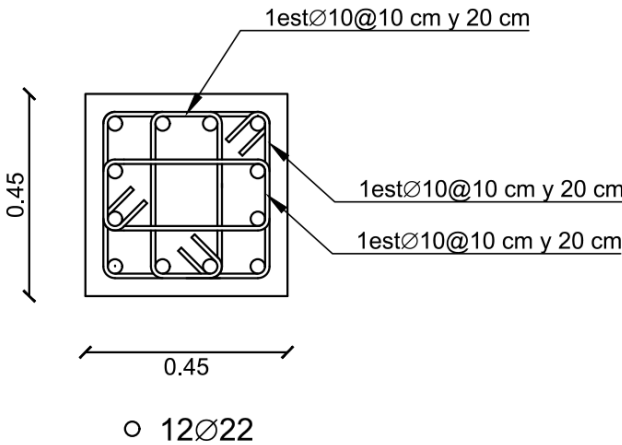
Todas las columnas que componen el Bloque Central entre los bloques A y B tienen la misma sección transversal de 45x45 cm, estas medidas están presentes en los planos arquitectónicos digitales proporcionadas por el Departamento de Desarrollo Físico y fueron comprobadas usando flexómetro, reduciendo el espesor correspondiente a enlucido. El armado longitudinal y transversal fue comprobado mediante ensayos no destructivos.

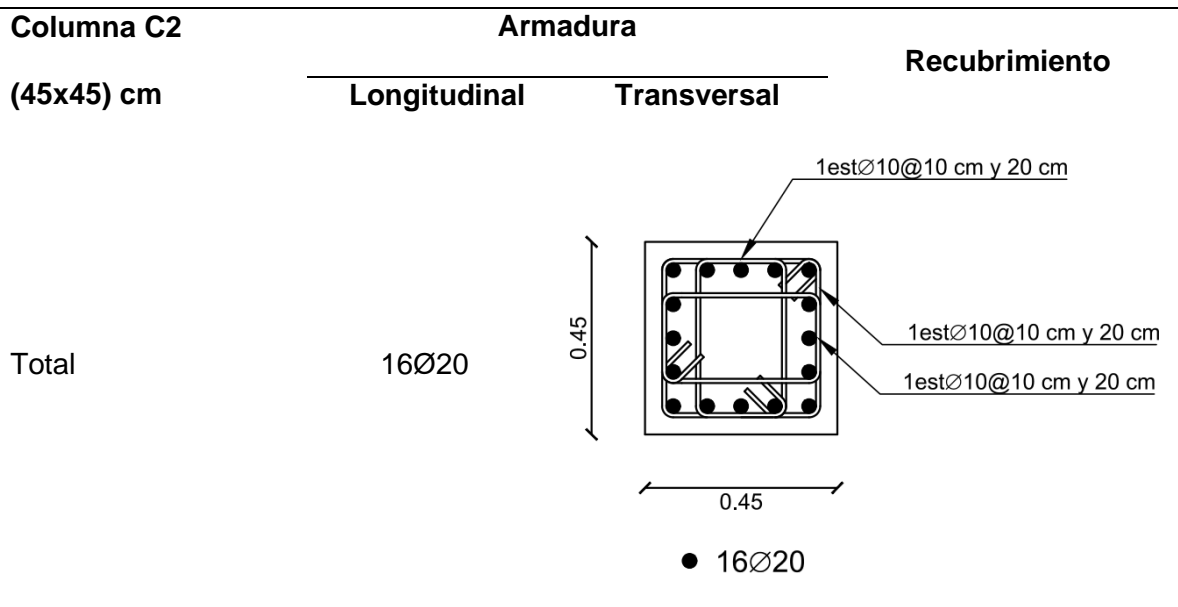
La columna C1 está compuestas por un armado longitudinal de 12Ø22 mm, 4 barras por cara, y un armado transversal de 3E10mm@10 cm en los extremos de la columna y @20 cm en la zona central; la columna C2 está compuestas por un armado longitudinal de 16Ø20 mm, 5 barras por cara, y un armado transversal de 3E10mm@10 cm en los extremos de la columna y @20 cm en la zona central.

En la Tabla 9 se resume la sección transversal, el refuerzo de acero longitudinal y transversal de las columnas del Bloque Central entre los bloques A y B.

Tabla 9

Armado en columnas del Bloque Central entre los bloques A y B

Columna C1 (45x45) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 45 cm	4Ø22	Estribos: L/4: 4Ø10@10	4 cm
Dimensión en el sentido Y 45 cm	4Ø22	L/2: 4Ø10@20	4 cm
Total	12Ø22	 <p>1estØ10@10 cm y 20 cm 1estØ10@10 cm y 20 cm 1estØ10@10 cm y 20 cm</p> <p>0.45</p> <p>0.45</p> <p>○ 12Ø22</p>	
Columna C2 (45x45) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 45 cm	5Ø20	Estribos: L/4: 4Ø10@10	4 cm
Dimensión en el sentido Y 45 cm	5Ø20	L/2: 4Ø10@20	4 cm



Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

Todas las columnas que componen el Bloque Central entre los bloques C y D son columnas de acero con dimensión de 30X30 cm y están rellenas de hormigón con una resistencia $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, estas medidas están presentes en los planos arquitectónicos digitales proporcionadas por el Departamento de Desarrollo Físico y fueron comprobadas usando flexómetro, reduciendo el espesor correspondiente a enlucido.

La columna C1 está compuestas por perfiles de acero grado 36 con un espesor de 22mm; la columna C2 está compuestas por perfiles de acero grado 36 con un espesor de 16mm, esta columna es la continuación de la columna C1 en ciertos puntos del último piso.

En la Tabla 10 se resume la sección transversal y la longitud de las columnas del Bloque Central entre los bloques C y D.

Tabla 10

Posición, Longitud y tipo de columnas del Bloque Central entre los bloques C y D

Posición de Columnas			
Columna TIPO	EJE	Nivel Inicio [m]	Nivel Fin [m]
C1	TODAS	+0.00	+10.20
	1G, 3G, 3F, 4F, 1C, 4C,		
	5F, 5B, 9F, 9B, 6E, 8E,		
C1	6C, 8C, 10E, 10B, 13A,	+10.20	+13.60
	13E		
	1F, 1E, 1D, 2G, 2F, 2E,		
	2D, 2C, 3E, 3D, 3C, 11A,		
	11B, 11C, 11D, 11E, 12A,		
	12B, 12C, 12D, 12E, 13B,		
C2	13C, 13D, 6F, 6D, 7C, 7E,	+10.20	+13.60
	8D, 8B, 4D, 4E, 6B, 7F,		
	7B, 8F, 9E, 9D, 9C, 5C,		
	5D, 5E, 10C, 10D		

Detalle de vigas

Bloque B de aulas

El bloque B de aulas está conformado por dos tipos de vigas cuyo armado ha sido verificado en los planos estructurales y corroborado mediante un ensayo de pachómetro. La primera sección corresponde a V1 30x45 que están distribuidas en los bordes externos del bloque mientras que la sección V2 40x60 están colocadas al interior de la estructura.

Tabla 11

Armado de vigas del bloque B

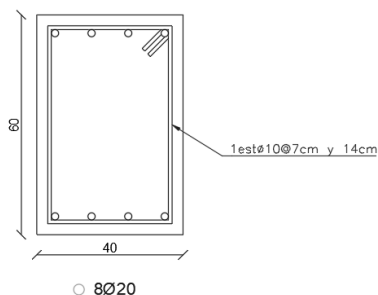
Viga V1 (30x45)	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	4Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 1: A-K	<p>45</p> <p>30</p> <p>1estØ10@7cm y 14cm</p> <p>○ 8Ø16</p>		
EJE 4: A-K			
EJE A: 1-4			
EJE K: 1-4			
Armadura			
Viga V2 (40x60)	Longitudinal	Transversal	Recubrimiento
Armadura Fibra Superior	4Ø20	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	4Ø20	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm

EJE 2: A-K

EJE 3: A-K

EJE B,C,D,E: 1-4

EJE F,G,H,I,J: 1-4

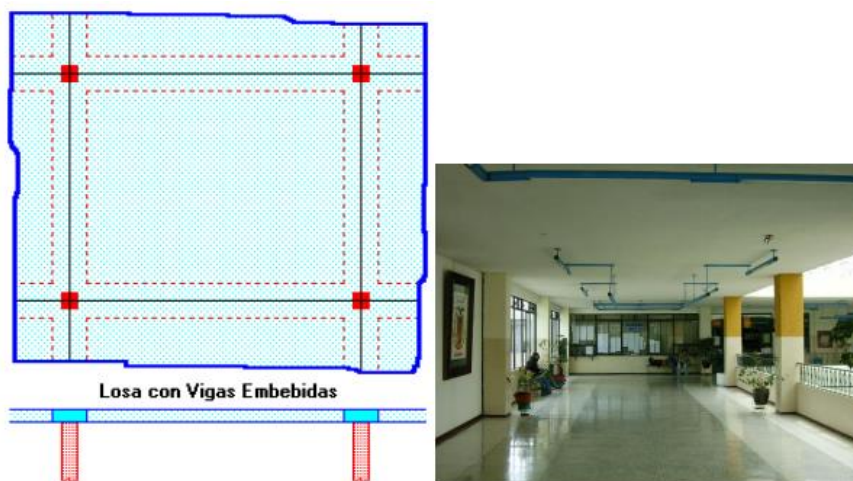


Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

El Bloque Central está constituido mayormente por vigas embebidas de hormigón armado que de acuerdo con los planos de referencia tienen dimensiones de 65x30 cm, estas medidas deben ser corroboradas al igual que las medidas de columnas y losas. Sin embargo, para este caso existe la complicación de no poder tomar medidas físicas de la base con ayuda del flexómetro dado que las vigas por ser embebidas se encuentran escondidas en la losa; por esta razón se recurre a dos métodos de comprobación de sus dimensiones: el método teórico y el método de ensayos no destructivos.

Figura 29

Losas con vigas banda en el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

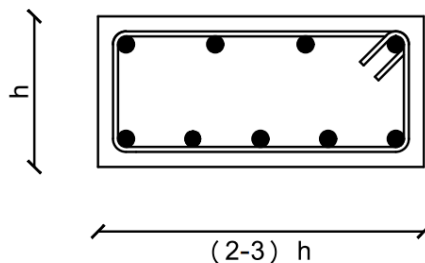


Nota. Recuperado de (Romo, 2019)

Para el método teórico se toma en consideración la recomendación compartida por el Ing. Jorge Oswaldo Zúñiga, el cual menciona: si la viga es embebida la base debe ser de 2 a 3 veces la altura de la viga.

Figura 30

Relación alto y ancho recomendado en vigas embebidas



La viga tiene 30 cm de altura comprobada con flexómetro, por lo tanto, la base debe tener entre 60 y 90 cm; la base de la viga embebida de los planos de referencia es de 65 cm que está dentro del rango calculado comprobándose de manera teórica que esta medida es aproximadamente correcta.

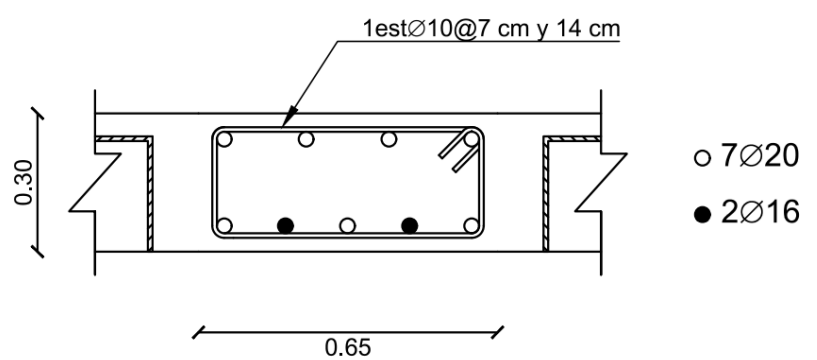
Para el método con ensayos no destructivos se usó el pachómetro para comprobar la ubicación del acero de refuerzo. Se delimitó la zona de 65 cm de ancho de la viga con ayuda de un lápiz para corroborar si el acero se encuentra dentro de este espacio respetando recubrimientos, efectivamente el acero se encontraba dentro de esa zona y en la misma disposición que en los planos de referencia variando únicamente el diámetro de las varillas y por tanto se comprobó que la medida de los planos de referencia era acertada.

Finalmente existe un tipo más de viga la cual es descolgada hacia arriba y cuyas medidas de 20x80 cm si pudieron ser comprobadas con el flexómetro.

En la Tabla 12 se resume la sección transversal, el refuerzo de acero longitudinal y transversal de las vigas de entrepiso del Bloque Central entre los bloques A y B. La Tabla 13 resume las mismas características, pero para las vigas de cubierta.

Tabla 12

Armado en vigas de entrepiso del Bloque Central entre los bloques A y B

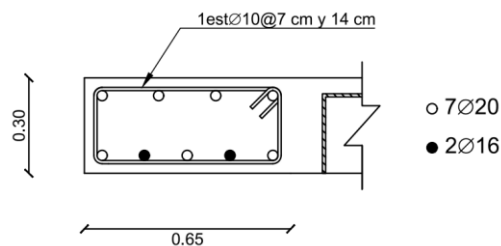
VIGAS DE ENTREPISO N+3.40, N+6.80, N+10.20			
Viga V1 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø20	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	3Ø20 y 2Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
			
EJE 2: A-B, D-E			
EJE 3: A-B, D-E			
EJE 4: A-B, D-E			
EJE B: 1-2, 4-5			
EJE C: 1-2, 4-5			
EJE D: 1-2, 4-5			
Viga V2 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø20	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	3Ø20 y 2Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm

EJE 1: A-B, B-C

EJE 5: C-D, D-E

EJE A: 4-5

EJE E: 1-2

**Viga V3****Armadura****Recubrimiento****(65x30) cm****Longitudinal****Transversal**

Armadura Fibra

4 Ø16

Estribos:

3 cm

Superior

Confinamiento: 1 Ø10@7

Armadura Fibra

3 Ø20 y 2 Ø16

Zona Central: 1 Ø10@14

3 cm

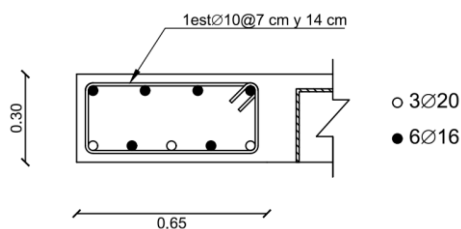
Inferior

EJE 1: C-D, D-E

EJE 5: A-B, B-C

EJE A: 1-4

EJE E: 2-5

**Viga V4****Armadura****Recubrimiento****(20x80) cm****Longitudinal****Transversal**

Armadura Fibra

3 Ø20

Estribos:

3 cm

Superior

Confinamiento: 1 Ø10@7

Zona Central: 1 Ø10@14

Armadura Fibra

3 Ø25

Vinchas:

3 cm

Inferior

Confinamiento: 2 Ø10@7

Zona Central: 2 Ø10@14

EJE 2: B-D

EJE 4: B-D

EJE B: 2-4

EJE D: 2-4

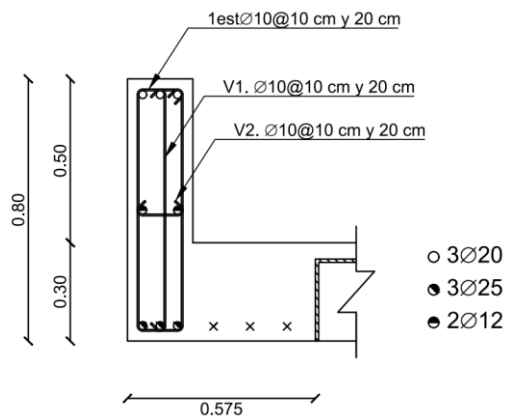


Figura 31

Distribución de los diferentes tipos vigas banda de entepiso en el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

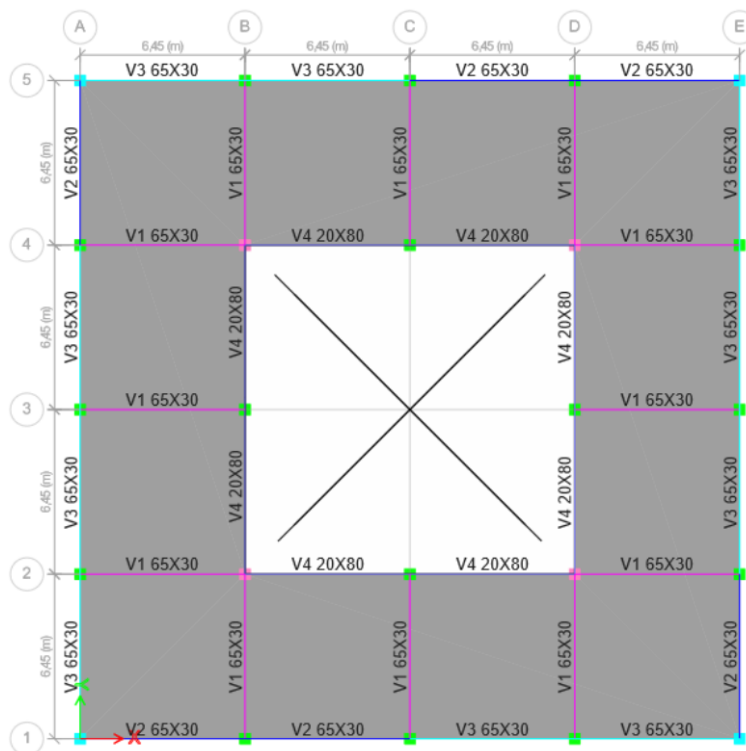


Tabla 13

Armado en vigas de cubierta del Bloque Central entre los bloques A y B

VIGAS DE CUBIERTA N+13.60			
Viga V5 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	5Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 2: A-E			
EJE 3: A-B, D-E			
EJE 4: A-E			
EJE B: 1-5			
EJE C: 1-2, 4-5			
EJE D: 1-5			
Viga V6 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	5Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm

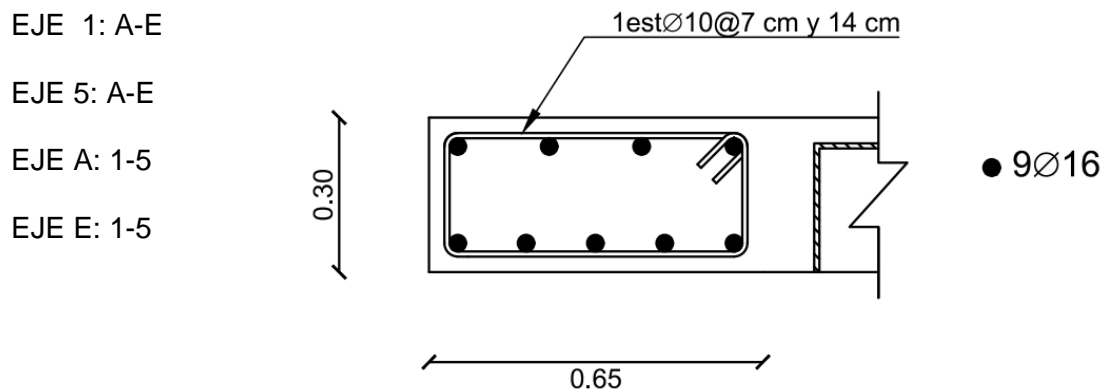
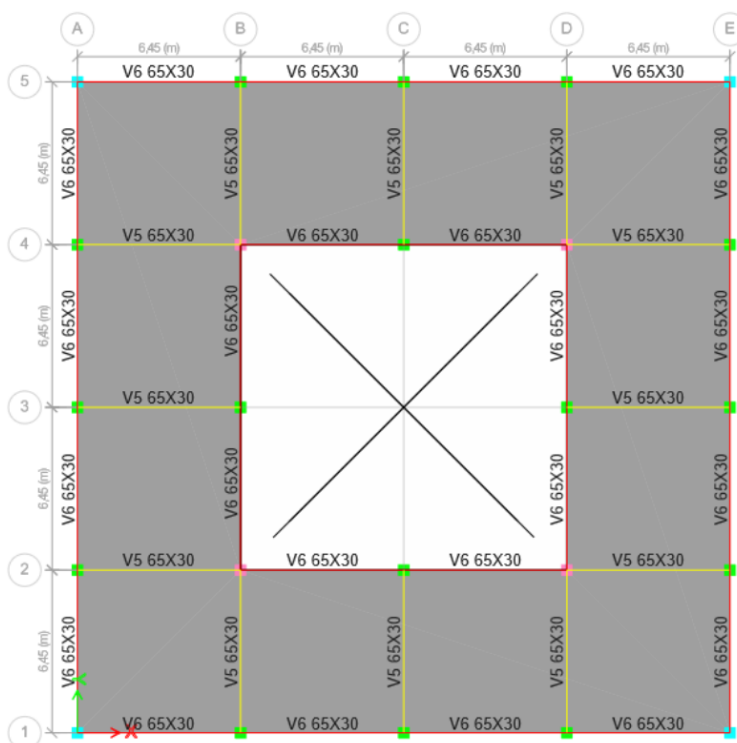


Figura 32

Distribución de los diferentes tipos vigas banda de cubierta en el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B



Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

El bloque entre los bloques de aulas C y D de aulas está conformado por 3 tipos de vigas principales cuyas dimensiones y espesores han sido verificadas en los planos estructurales y corroboradas de manera visual y mediante el uso de flexómetro.

Tabla 14

Tipos de sección de Vigas

Sección de vigas tipo I					
Viga Tipo	bf [mm]	d [mm]	$h [mm] = d + 2tf$	tf [mm]	tw [mm]
Viga A	100	300	330	15	8
Viga B	100	350	380	15	8
Viga C	122	350	380	15	8

La ubicación de estas vigas se detalla a continuación en la Tabla 15 donde se puede observar el nivel y los ejes donde se encuentran estas vigas.

Tabla 15

Ubicación de vías según los ejes y el nivel de cada piso

Ubicación de Vigas		
Viga Tipo	Piso / Nivel [m]	Ejes de uso
Viga A	4 / 13.60	1 al 13, A al G
	1 / 3.40	
Viga B	2 / 6.80	1 al 13
	3 / 10.20	
	1 / 3.40	
Viga C	2 / 6.80	A al G
	3 / 10.20	

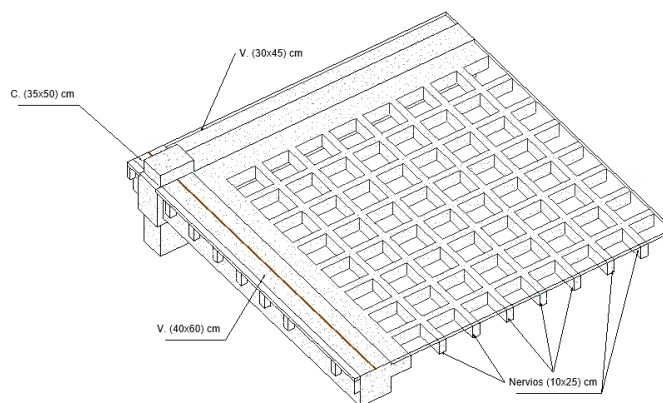
Detalle de losas

Bloque B de aulas

El bloque B de aulas está conformado por losas de hormigón armado en sus cuatro pisos, las losas tienen una altura o espesor de 30 cm, la misma que es de tipo alivianada, los nervios que conforman la losa tienen dimensiones iguales a 10 x 25 cm, los alivianamientos están conformados por bloques de dimensión 20x25x40 formando alivianamientos de 40x40x25. La carpeta de compresión que conforma la losa es de 5 cm.

Figura 33

Corte de la losa alivianada de 30 cm del Bloque B de aulas

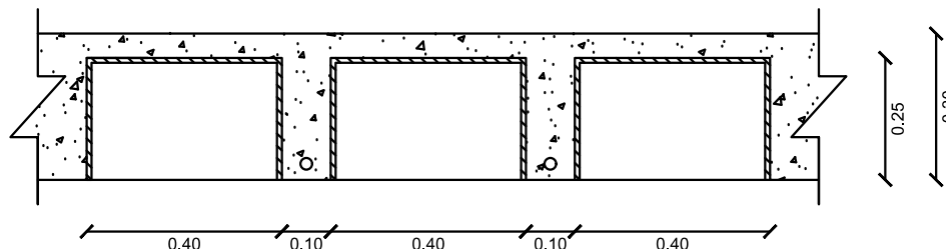


Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

El edificio está constituido en sus 4 niveles por losas bidireccionales de tipo alivianada de 30 cm de espesor compuestas por alivianamientos de bloques de hormigón cuyas dimensiones son: 20x25x40 cm y una carpeta de compresión de 5 cm tal como se puede observar en la Figura 34.

Figura 34

Corte de la losa alivianada de 30 cm del Bloque Central entre los bloques A y B

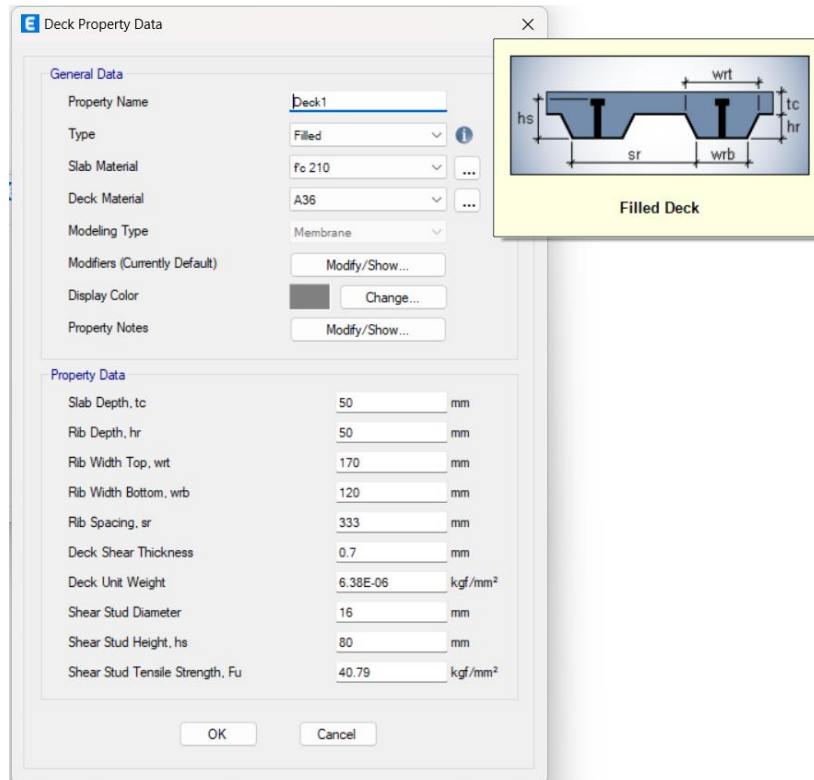


Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

El edificio está compuesto por una losa de entrepiso de 10cm conformada por una placa colaborante Deck y hormigón de resistencia $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ en todos sus niveles, las dimensiones exactas de la sección del tipo de losa se detallan a continuación en la Figura 35.

Figura 35

Dimensión de la sección de la losa de entrepiso



Resistencia a la compresión del hormigón

Según se especifica en los planos de referencia, para el Bloque B y el Bloque Central entre los edificios de aulas A y B el hormigón de los elementos estructurales: columnas, vigas, cimentación, cadenas y losa tiene una resistencia a la compresión de 240 Kgf/cm²; este valor será corroborado mediante ensayos no destructivos usando el martillo de Smith o esclerómetro.

Módulo de elasticidad especificado

En los planos de referencia no se encuentra el módulo de elasticidad del hormigón, pero se puede calcular el módulo a partir de la resistencia a la compresión ($f'c$) haciendo uso de la ecuación:

$$E_c = 15100\sqrt{f'c}$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad del hormigón (Kgf/cm²)

$f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón (Kgf/cm²)

$$E_c = 15100\sqrt{240}$$

$$E_c = 233928.19 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo de fluencia del acero

Acero de refuerzo para varillas longitudinales y estribos

El esfuerzo de fluencia del acero empleado en la construcción del Bloque B y Bloque Central entre los bloques de aulas A y B es de 4200 Kgf/cm², este valor está especificado en los planos de referencia y fue confirmado por el Dr. Pablo Caiza, quien manifestó que el distribuidor principal que abastecía de este material a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE fue Andec. Se trata de varillas corrugadas para favorecer la adherencia del hormigón empleadas para armadura longitudinal y transversal.

Acero para elementos estructurales

El esfuerzo de fluencia del acero de los perfiles empleados para la fabricación de columnas y vigas en la construcción del Bloque Central entre los bloques de aulas C y D es de 2531 Kgf/cm² correspondiente a la transformación aproximada de 36Ksi que es el esfuerzo de fluencia para el tipo de acero grado 36.

Modelamiento 3D de la edificación

El modelamiento de las estructuras en 3D se ha realizado en el software Revit, con el objeto de tener una visión más clara de la geometría de las estructuras, el modelamiento en tres dimensiones permite que el proyecto se acerque mucho más a la realidad. Así mismo el objetivo de la modelación en el software es el de implementar la herramienta que nos permite exportar el modelo hacia el programa de cálculo estructural ETABS, con el fin de poder analizar cada una de las estructuras estudiadas, apartado que se detallará en los siguientes capítulos.

En las Figuras 36, 37, 38 se exponen los esquemas de las estructuras analizadas, modeladas en REVIT. Los esquemas han sido diseñados siguiendo los planos existentes, y se ha corroborado su geometría mediante la toma de dimensiones necesarias para su modelación.

Figura 36

Modelamiento tridimensional Bloque B de aulas UFA-ESPE

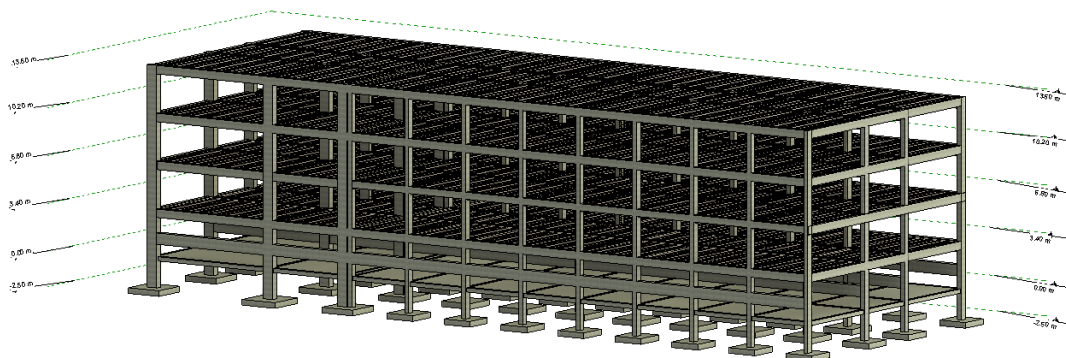
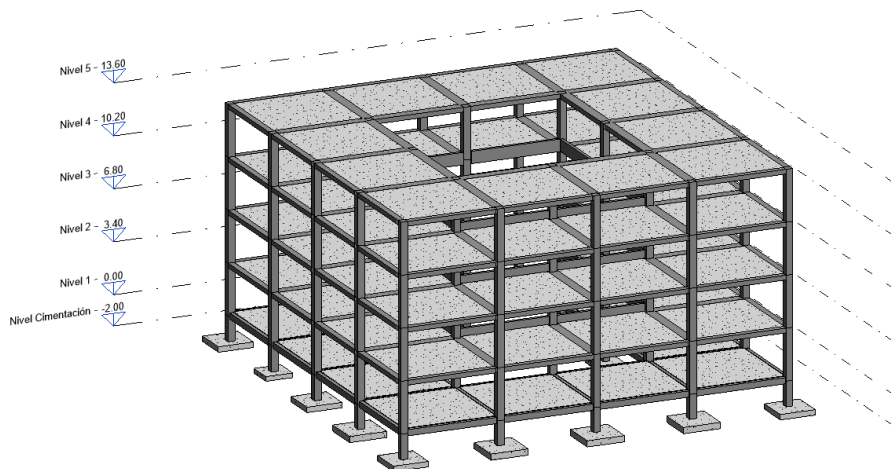
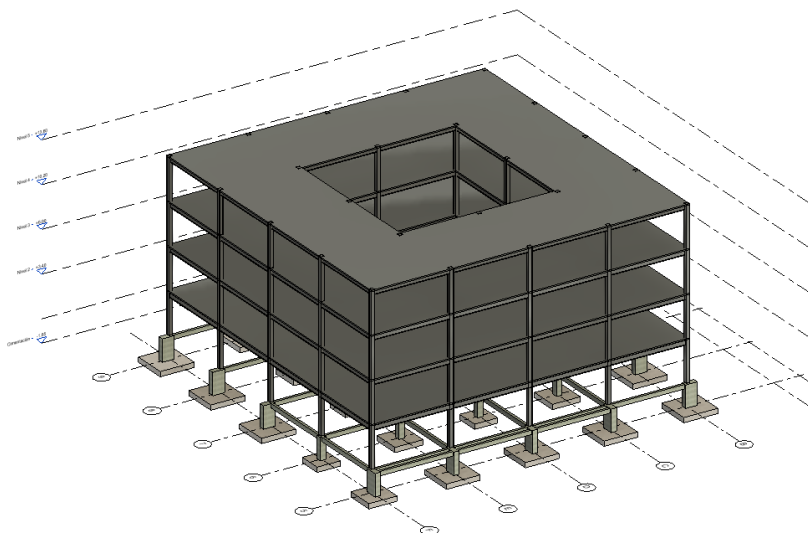


Figura 37

Modelamiento tridimensional Bloque Central entre los bloques de aulas A y B UFA-ESPE

**Figura 38**

Modelamiento tridimensional Bloque Central entre los bloques de aulas A y B UFA-ESPE



Detalle de cargas

Todas las estructuras u obras civiles están expuestas y soportan cargas, las mismas que pueden ser de diferente tipo, dependiendo de las condiciones mismas de la estructura. La determinación de las mismas es fundamental para el análisis estructural de las edificaciones debido a su influencia.

La ocupación que tenga una estructura será el factor determinante que nos ayuda a determinar un valor característico necesario para el diseño de los elementos estructurales, estas pueden ser cargas permanentes tanto como temporales, las mismas que se detallan en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) en el capítulo NEC-SE-CG-Cargas-no-Sísmicas.

Cargas permanentes

La determinación de las cargas que actúa en cada una de las estructuras se usó la metodología tradicional, en donde se obtiene las cargas distribuidas por unidad de área, las cuales son equivalente a las cargas reales. (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021)

Bloque B de aulas

Para calcular el peso de carga permanente de la estructura, se considera la contribución de carga de las columnas, vigas, losas, así como el peso de acabados y el peso de paredes. Por lo que la metodología que se ha usado es la tradicional en donde se obtienen los pesos absolutos de vigas y columnas para cada piso de la edificación, de esta manera se divide el valor para el área útil de cada planta establecida en planos.

La expresión matemática que se ha usado para la determinación del peso por unidad de área de elementos estructurales como columnas y vigas se ha tomado de (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021) en donde:

$$W_i = n \times A_i \times L \times \rho_i \times \frac{1}{A_p}$$

Donde:

Wi Peso por unidad de área de columnas o vigas [tonf/m²]

n Numero de columnas o vigas por piso

Ai Área de sección transversal de la columna o viga a [m²]

L Longitud del elemento [m]

ρ_i Peso específico del material del elemento [tonf/m²]

Para determinar el valor de la carga permanente del bloque B de aulas es necesario cuantificar el peso de cada elemento estructural, así como el peso de la mampostería existente. El peso de mampostería se ha basado en la Tabla 16 en donde (Paez, 2014) establece el peso promedio de mampostería por unidad de superficie.

Tabla 16

Pesos promedio de mampostería de bloque por unidad de superficie

		Bloque Prensado			Bloque Alivianado	
Ancho de Bloque (cm)		10	15	20	10	15
Peso de pared (Kgf/m ²)		158,37	189,94	240,96	111,17	149,03
Densidad de pared (m ² /m ²)		Carga por unidad de superficie (Kgf/m²)				
Valor promedio	1,477	233,91	280,54	355,89	164,2	220,12
Valor máximo	2,006	317,63	380,95	483,28	222,97	298,9
Valor mínimo	1,009	159,84	191,71	243,2	112,21	150,42

Nota. Recuperado de (Paez, 2014)

La mampostería que compone el Bloque B de aulas tiene un espesor de 20 cm, el bloque que compone la mampostería es de 15 cm, sumados a 2,5 cm de cada lado del enlucido de las paredes. De acuerdo con la Tabla 16 expuesta se tiene un peso de mampostería por unidad de superficie:

$$W_{p=280,54} \text{ [kgf/m}^2 \text{]}$$

Los acabados constituyen un peso importante de la estructura por lo que es necesario considerar la incidencia de la carga.

Tabla 17

Componentes de la carga de acabados para losa de entrepiso

Parámetro	Espesor	Peso Específico	Peso	Referencia
	[cm]	[kgf / m ³]	[kgf / m ²]	
Masillado	2	2000	40	(NEC-SE-CG,2014), Sección 4
Mortero- Pegamento	1	1800	18	(NEC-SE-CG,2014), Sección 4
Baldosa Gres	1,5	1900	28,5	(NEC-SE-CG,2014), Sección 4
Cielorraso	-	-	20	(NEC-SE-CG,2014), Sección 4
	Total		106,5	[kgf / m ²]

Nota. Recuperado de (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021)

Se ha considerado también la carga que implican las instalaciones existentes en el bloque B de aulas, se engloba instalaciones eléctricas, sanitarias, y cualquier carga adicional relacionada.

$$W_{instalaciones} = 10 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$$

Por lo que la carga total de acabados corresponde al valor:

$$W_a = 116,5 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$$

Las cargas permanentes correspondiendo a los entrepisos del bloque B de aulas se resumen en la Tabla 18.

Tabla 18*Cargas permanentes entrepisos Bloque B de aulas*

Carga Permanente Aplicada				
P.P Columnas	W_a	193,72	Kgf/m ²	-
P.P Vigas	W_v	58,47	Kgf/m ²	-
P.P Losa	W_l	528,00	Kgf/m ²	-
P. Paredes	W_p	280,54	Kgf/m ²	-
P. Acabados	W_{ac}	116,50	Kgf/m ²	-
Peso permanente total		1177,23	Kgf/m ²	Peso por unidad de área

La carga que representa la cubierta del bloque B de aulas es menor, ya que la cubierta de la estructura no posee el peso de las paredes, tampoco está sujeta a cargas de acabados, sin embargo, la losa al ser terraza posee frisos en todo su perímetro, por lo que es necesario considerar la contribución de peso de los mismos.

El peso de los acabados para la cubierta se muestra en la Tabla 19.

Tabla 19*Componentes de la carga de acabados para losa de cubierta*

Parámetro	Espesor	Peso Especif.	Peso	Referencia
	[cm]	[kgf / m ³]	[kgf / m ²]	
Masillado	2	2000	40	(NEC-SE-CG,2014), Sección 4
Cielorraso	-	-	20	(NEC-SE-CG,2014), Sección 4
	Total		60	[kgf / m ²]

El peso que corresponde al friso se calcula considerando el área total del mismo, que rodea el perímetro de la losa.

En donde:

$$W_p = \frac{\text{Area total de la pared}}{\text{Area total de piso}} * \text{Peso especifico de mampostería}$$

$$W_p = \frac{164,43 \text{ m}^2}{1066 \text{ m}^2} * 189,84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_p = 29,28 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Las cargas de cubierta que corresponde al bloque B se resumen en la Tabla 20.

Tabla 20

Cargas permanentes losa de cubierta Bloque B de aulas

		Carga Permanente Aplicada			
P.P Columnas	W_a	193,72	Kgf/m^2	-	
P.P Vigas	W_v	58,47	Kgf/m^2	-	
P.P Losa	W_l	528,00	Kgf/m^2	-	
P. Paredes	W_p	29,28	Kgf/m^2	-	
P. Acabados	W_{ac}	60	Kgf/m^2	-	
Peso permanente total		869,47	Kgf/m^2		Peso por unidad de área

Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Las cargas permanentes son cargas que provienen del peso propio de la estructura, usando los valores recomendados por la NEC-15 se tiene el siguiente análisis.

Losa: Al ser una losa alivianada se tiene como materiales el hormigón y los alivianamientos (bloques), la Norma Ecuatoriana recomienda los siguientes valores:

Peso del hormigón estructural: $2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Alivianamientos: $1200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Con estos valores se realiza el respectivo análisis de cargas:

Carpeta de compresión = $[0,05] \text{ m} * 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carpeta de compresión = $120,00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

$$\text{Nervios} = \{0,25 * 0,10 * [2 + 2 * (0,8)]\}m * 2400 \frac{kgf}{m^3}$$

$$\text{Nervios} = 216 \frac{kgf}{m^2}$$

$$\text{Alivianamientos} = 8 \text{ bloques} * (0,25 * 0,20 * 0,40) * 1200 \frac{kgf}{m^3}$$

$$\text{Alivianamientos} = 192 \frac{kgf}{m^2}$$

$$\text{Peso total de Losa} = 120 + 216 + 192 = 528 \frac{kgf}{m^2}$$

Columnas

$$\text{Área} = 0,45 \text{ m} * 0,45 \text{ m} = 0,2025 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura de columna} = 3,40 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 0,2025 \text{ m}^2 * 3,40 \text{ m} = 0,689 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 0,689 \text{ m}^3 * 24 \text{ columnas} = 16,536 \text{ m}^3$$

$$\text{Área por planta} = 25,8 \text{ m} * 25,8 \text{ m} - 12,9 \text{ m} * 12,9 \text{ m} = 499,23 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{columnas}} = 2400 \frac{kgf}{m^3} * 16,54 \text{ m}^3 = 39696 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso total de columnas} = \frac{39696 \text{ kgf}}{499,23 \text{ m}^2} = 79,51 \frac{kgf}{m^2}$$

Vigas

Volumen de viga = vol. Total – vol. En columnas

Volumen total viga de entrepiso

$$= 0,20 * 0,80 * (6,45 * 8) + 0,30 * 0,65 * (6,45 * 28) = 43,47 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total viga de cubierta} = 0,3 * 0,65 * (6,45 * 36) = 45,28 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de columnas entrepiso} = 0,45 * 0,45 * 0,3 * 16 + 0,45 * 0,45 * 0,8 * 8 = 2,27 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de viga entrepiso} = 43,47 - 2,27$$

$$\text{Volumen de viga entrepiso} = 41,20 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de columnas cubierta} = 0,45 * 0,45 * 0,3 * 36 = 2,19 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de viga cubierta} = 45,28 - 2,19$$

$$\text{Volumen de viga cubierta} = 43,09 \text{ m}^3$$

$$\text{Área por planta} = 25,8 \text{ m} * 25,8 \text{ m} - 12,9 \text{ m} * 12,9 \text{ m} = 499,23 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{vigas entrepiso}} = 41,20 \text{ m}^3 * 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 98880 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso total de vigas entrepiso} = \frac{98880 \text{ kgf}}{499,23 \text{ m}^2} = 198,07 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{vigas cubierta}} = 43,09 \text{ m}^3 * 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 103416 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso total de vigas cubierta} = \frac{103416 \text{ kgf}}{499,23 \text{ m}^2} = 207,15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso propio de paredes: Para el caso del bloque central entre los bloques A y B se basó en el plano arquitectónico, en donde se evidencia que no existen tantas paredes, solo en lugares específicos, es así que tenemos lo siguiente:

Tabla 21

Carga de pared de entrepiso del bloque central entre los bloques A y B

	H (m)	Espesor (m)	Densidad (Kg/m ³)	Carga (Kg/m)
Antepecho	0.85	0.15	1200	153
Mortero	0.85	0.02	1900	32.3
Vidrio	2.25	0.006	2600	35.1
				220.4

Al ser una carga sobre metro lineal se necesita transformar a una carga sobre metro cuadrado. Para ello se requiere de la luz efectiva.

$$L. \text{ efectiva} = 6,45 - 0,225 * 2 = 6 \text{ m}$$

$$220,4 * 6 = 1322,4 \text{ kgf}$$

$$\frac{1322,4}{499,23} = 2,64 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Tabla 22*Carga de pared sobre vigas descolgadas hacia arriba*

	H (m)	Espesor (m)	Densidad (Kg/m ³)	Carga (Kg/m)
Antepecho	0.25	0.15	1200	45
Mortero	0.25	0.02	1900	9.5
				54.5

$$L. efectiva = 6,45 - 0,225 * 2 = 6 m$$

$$54,5 * 6 = 327 kgf$$

$$\frac{327}{499,23} = 0,66 \frac{kgf}{m^2}$$

Tabla 23*Carga de pared sobre cubierta*

	H (m)	Espesor (m)	Densidad (Kg/m ³)	Carga (Kg/m)
Antepecho	1.2	0.15	1200	216
Mortero	1.2	0.04	1900	91.2
				307.2

$$L. efectiva = 6,45 - 0,225 * 2 = 6 m$$

$$307,2 * 6 = 1843,20 kgf$$

$$\frac{1843,20}{499,23} = 3,69 \frac{kgf}{m^2}$$

Peso propio acabados: Para el peso propio de acabados se tomó en consideración el masillado de piso, mortero, granito de terrazo e instalaciones.

Tabla 24*Peso propio acabados*

Parámetro	Espesor (m)	Densidad (Kg/m³)	Peso (Kg/m²)
Masillado piso	0.01	1900	19
Mortero	0.01	1900	19
Granito de terrazo			55
Instalaciones			20
			113

Tabla 25*Valores para carga muerta*

Parámetro	Carga entrepiso	Carga cubierta	Unidad
Losa	528	528	kgf/m ²
Columnas	79.51	79.51	kgf/m ²
Vigas	198.07	207.15	kgf/m ²
Paredes	3.30	3.69	kgf/m ²
Acabados	113	115	kgf/m ²
Carga permanente total	921.88	933.35	kgf/m ²

Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

Las definiciones de carga y sus magnitudes fueron extraídas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC15). Las cargas muertas se estimaron en base a las dimensiones definitivas de los elementos estructurales y no estructurales, pero de carácter permanente. El peso propio de la estructura se lo puede hacer calcular directamente al programa de acuerdo con los elementos que se han modelado en la estructura con sus dimensiones apropiadas.

Tabla 26*Peso propio de la estructura y Sobrecarga*

Carga Muerta (DEAD)			
Peso Propio			
El peso propio será calculado por el programa de diseño donde se realice el modelo estructural.			
Sobrecarga			
Distribuida	Espesor [m]	Densidad [kgf/m³]	Peso [kgf/m²]
Masillado Piso	0.01	1900	19
Mortero Baldosa	0.01	1900	19
Baldosa			45
Cielo Raso			10
Instalaciones			20
	TOTAL		113

Cargas temporales

Las estructuras analizadas están sujetas a cargas temporales producidas debido al tipo de uso u ocupación del edificio.

De acuerdo con la (NEC, 2015)

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

Bloque B de aulas

Para la consideración de las cargas temporales sujetas a la estructura se ha considerado el uso de cada piso por lo que a continuación se detalla en la Tabla 27 las cargas aplicables según la (NEC, 2015).

En el caso de la cubierta, de acuerdo con (NEC, 2015) se establece un valor para carga temporal de 70 [kgf/m²], sin embargo, por motivos de seguridad se ha tomado un valor de 100 [kgf/cm²].

Tabla 27

Cargas permanentes losa de cubierta Bloque B de aulas

Cargas Temporales Aplicadas			
Piso	Zona	Carga	Unidad
Primera planta	Aulas	200	Kgf/m ²
	Corredor	480	Kgf/m ²
	Oficinas	240	Kgf/m ²
Segunda y Tercera planta	Aulas	200	Kgf/m ²
	Corredor	400	Kgf/m ²
Cubierta	Oficinas	240	Kgf/m ²
	Piso completo	100	Kgf/m ²

Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Previamente se estableció que el Bloque Central entre los bloques A y B servía como pasillos de conexión entre los bloques de aulas y edificios administrativos, por lo que las cargas temporales de la estructura son:

Tabla 28

Cargas temporales para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Cargas Temporales Aplicadas			
Piso	Tipo	Carga	Unidad
Primera Planta Alta	Corredor	480	Kgf/m ²
Segunda y Tercera Planta Alta	Corredor	400	Kgf/m ²
Cubierta	Piso completo	200	Kgf/m ²

Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

Previamente se estableció que el Bloque Central entre los bloques C y D servía como pasillos de conexión entre los bloques de aulas y edificios administrativos, por lo que las cargas temporales de la estructura son:

Tabla 29

Cargas temporales para el Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

Cargas Temporales Aplicadas				
Piso	Tipo	Carga	Unidad	
Primera Planta Alta	Corredor	480	Kgf/m ²	
Segunda y Tercera Planta Alta	Corredor	400	Kgf/m ²	
Cubierta	Piso completo	200	Kgf/m ²	

Cortante basal de diseño

Cuando nos referimos al diseño debemos analizar el cortante basal de la edificación, este se define como la fuerza total de diseño producto de las cargas laterales aplicada en la base de la estructura relacionada con el sismo de diseño aplicando o no un factor de reducción (NEC, 2015). Este valor es representado con la ecuación de acuerdo a las especificaciones de la NEC-15 (Peligro sísmico).

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_p \times \phi_E} \times W$$

Donde:

V Cortante basal total de diseño

I Coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración

T_a Periodo de vibración de la estructura

R Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_p y ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación

W Carga sísmica reactiva

Se debe distribuir el cortante basal por piso, se utiliza otra expresión encontrada en la NEC-15 (Peligro sísmico).

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \times V$$

Donde:

V Cortante total en la base de la estructura

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

w_x Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x Altura de piso x de la estructura

h_i Altura del piso i de la estructura

k Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

Para el caso del coeficiente k dependerá de cada valor del periodo de la estructura.

Figura 39

Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

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

Nota. Recuperado (NEC, 2015)

Para obtener el cortante basal de la estructura distribuido en cada uno de los pisos se deben definir varios parámetros acordes con la estructura y el lugar donde está ubicada. Por tanto, se describirá los parámetros de cada edificación objeto de estudio.

Bloque B de aulas

- Factor de Importancia (I)

El bloque B de aulas por pertenecer a la Universidad De Las Fuerzas Armadas – ESPE, una institución educativa, toma un factor de importancia según la (NEC, 2015) igual a 1,3.

- Factor de reducción sísmica (R)

La estructura fue construida en la época en donde regía el Código Ecuatoriano de la Construcción, en el código mencionado, el factor de reducción sísmica no existía. Si en la actualidad, para el análisis de la estructura tomamos como referencia la normativa vigente; Norma Ecuatoriana de la Construcción en su código NEC-SE-DS, el factor de reducción sísmica, al ser la estructura pórticos especiales a sismo, tomaría el valor de $R=8$, siendo R el factor de reducción sísmica

Los parámetros necesarios para determinar el cortante basal de la estructura se detalla en la Tabla 30.

Tabla 30

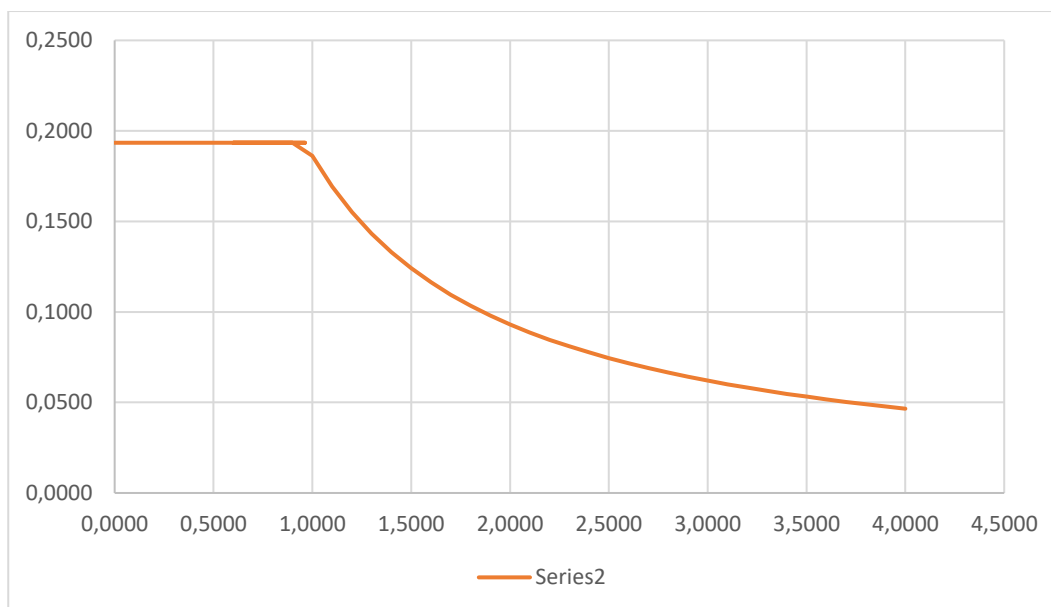
Parámetros influyente para el espectro de diseño de aceleraciones Bloque B de aulas

Parámetros	Variable	Valor	Unidad	Referencia NEC -SE -DS
Factor de importancia	I:	1.3	s.u	Tabla 6, Sec. 4.1
Factor de reducción de respuesta	R:	8	s.u.	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Relación de amplificación espectral	n:	2.480	s.u.	Sec 3.3.1
Zona sísmica	-	V	s.u.	Fig1, Sec. 3.1.1

Región del Ecuador	Sierra, Pichincha	V	s.u.	
Tipo de suelo	-	D	-	Tabla 2, Sec 3.2.1
Factor de zona	z:	0.400	s.u.	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Factor de sitio	Fa:	1.200	s.u.	Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de sitio	Fd:	1.400	s.u.	Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de comportamiento inelástico suelo	Fs:	1.500	s.u.	Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Periodo límite de vibración	Tc:	0.963	s	Sec.3.3.1
Factor de espectro de diseño	r:	1.000	s.u.	Sec.3.3.1
Aceleración espectral	Sa:	1.190	s.u.	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta	φp:	1	s.u.	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	φe:	1	s.u.	Tabla 14, Sec.5.2.3
Tipo de estructura	-	Hormigón sin rigidizadores		
Coeficiente	Ct:	0.055	s.u.	Sec. 6.3.3a
Coeficiente para cálculo del periodo	α:	0.900	s.u.	Sec. 6.3.3a
Altura total del edificio	Hn:	13.600	m/s ²	Planos
Periodo natural de vibración	T:	0.576	s	Sec. 6.3.3.a
Aceleración de la gravedad	g	9.810	m/s²	

Figura 40

Espectro horizontal inelástico y elástico de diseño en aceleraciones en el Bloque B de aulas



En base a los pesos obtenidos anteriormente se procede a calcular la carga sísmica reactiva como se puede observar en la Tabla 31 a continuación

Tabla 31

Carga sísmica reactiva bloque B de aulas

Piso	Carga muerta (kgf/m²)	Área de piso (m²)	Peso muerto (kgf)	Peso muerto (T)
-				
Cubierta	869,47	1066	926855,02	926,86
3	1177,23	1066	1254927,18	1254,93
2	1177,23	1066	1254927,18	1254,93
1	1177,23	1066	1254927,18	1254,93
Carga sísmica Reactiva, W.				4691,64

Se desarrolla el cálculo del cortante basal, considerando los parámetros únicos de la estructura, mediante un análisis estático lineal:

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_p \times \phi_E} \times W$$

$$V = \frac{1,3 \times 1,1904}{8 \times 1 \times 1} \times 4691,64 \text{ [Tonf]}$$

$$V = 0,193 \times 4691,64 = 905,49 \text{ [Tonf]}$$

Para la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales la cual marca el proceso final de determinación de las cargas sísmicas se usa la siguiente ecuación determinada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} * V$$

La Tabla 32 muestra las variables necesarias para realizar la distribución vertical de las cargas sísmicas.

Tabla 32

Parámetros necesarios para el cálculo de las cargas laterales

Parámetro	Terminología	Valor	Unidad	Observación
Porcentaje de cortante basal	%V	34,39%	%	-
Carga sísmica reactiva	W	4691,64	t	-
Cortante basal	V	1613,42	t	% x W
Coefficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T	k	1,038	-	NEC-SE-DS,2015. Sección 6.3.5.

Para finalizar, en la Tabla 33 se evidencia los cálculos y resultados obtenidos de la distribución vertical de las cargas sísmicas en la estructura, como punto de control se realiza la comparación entre la sumatoria de fuerzas horizontales y el cortante basal, si resultan ser los mismos el proceso se cataloga como correcto, de lo contrario existe errores en el cálculo.

Tabla 33*Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales*

Nivel	H_i	H_i^(k)*W_i	F_i	F_i	V_i
-	(m)	(tonf-m)	(%)	(tonf)	(tonf)
Cubierta	13,6	13919,55	33,50%	540,52	540,52
3	10,2	13981,23	33,65%	542,92	1083,44
2	6,8	9178,31	22,09%	356,41	1439,85
1	3,4	4469,86	10,76%	173,57	1613,42
	H_i^(k)*W_i	41548,95	Σ F_i = V	1613,42	

Bloque Central entre los Bloques A y B

Factor de importancia (I)

Para el caso específico de la edificación del bloque central entre los bloques A y B, corresponde a una estructura de ocupación especial, por tanto, el valor será de 1,3. (NEC, 2015)

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

El factor de reducción de resistencia sísmica R es un factor de mucha importancia que se usa para la generación de espectros de respuesta de aceleraciones, La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su guía NEC-SE-DS, recomienda que para una estructura de pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado con vigas banda es de 7, esta descripción coincide con la tipología del Bloque Central entre los Bloque A y B de aulas. Cabe mencionar que se adoptó un valor del factor de reducción $R = 5$ debido a que la edificación fue construida en 1992, es decir que no fue construida con la Norma Ecuatoriana el cual es menos permisible en cuanto a derivas y tiene criterios actualizados; además como se mencionó anteriormente no se pudo encontrar los planos exactos de la estructura, se usó como base los planos de la Sede Latacunga debido a que el Ing. Hugo Acosta señaló que son iguales arquitectónicamente.

Por dichos motivos no se tiene una visión clara sobre la construcción de la estructura y no podemos tener a ciencia cierta la certeza de que la edificación sea cien por ciento dúctil.

Por todo lo expuesto en lo anterior se optó por tomar el siguiente valor:

$$R = 5$$

Los demás parámetros que forman parte de este parámetro están resumidos en la siguiente Tabla 34, en donde se indica el valor de la zona sísmica obtenido del mapa de peligro sísmico de la NEC-15 así como el resto de los factores

Tabla 34

Parámetros influyente para el espectro de diseño de aceleraciones Bloque Central entre bloque A y B de aulas.

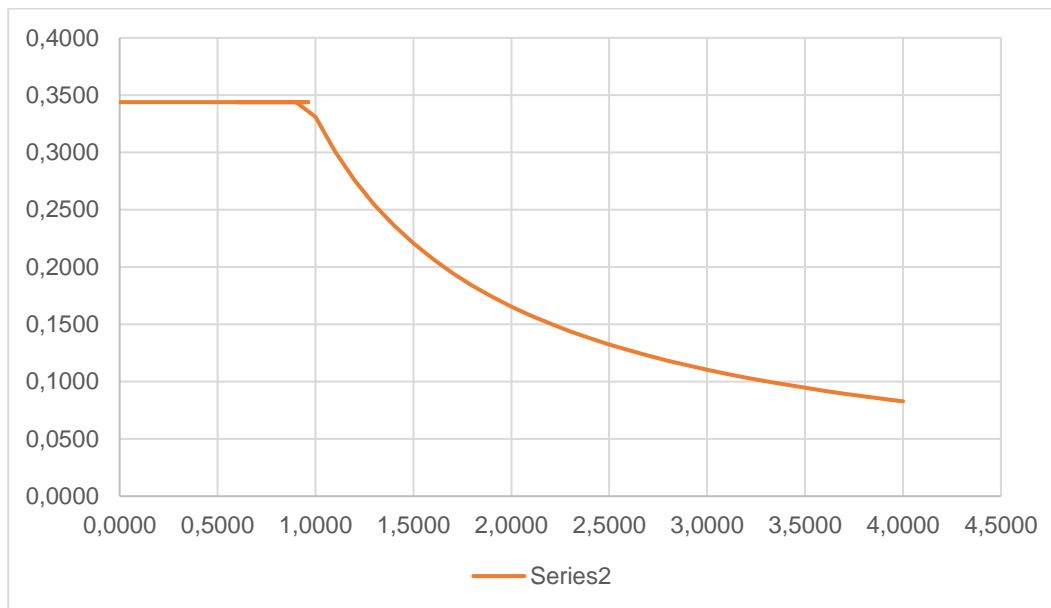
Parámetros	Variable	Valor	Unidad	Referencia NEC -SE -DS
Factor de importancia	I:	1.3	s.u	Tabla 6, Sec. 4.1
Factor de reducción de respuesta	R:	5	s.u.	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Relación de amplificación espectral	n:	2.480	s.u.	Sec 3.3.1
Zona sísmica	-	V	s.u.	Fig1, Sec. 3.1.1
Región del Ecuador	Sierra, Pichincha	V	s.u.	
Tipo de suelo	-	D	-	Tabla 2, Sec 3.2.1
Factor de zona	z:	0.400	s.u.	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Factor de sitio	Fa:	1.200	s.u.	Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de sitio	Fd:	1.400	s.u.	Tabla 4, Sec.3.2.2.a

Factor de comportamiento inelástico suelo	Fs:	1.500	s.u.	Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Periodo límite de vibración	Tc:	0.963	s	Sec.3.3.1
Factor de espectro de diseño	r:	1.000	s.u.	Sec.3.3.1
Aceleración espectral	Sa:	1.190	s.u.	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta	φ_p:	0,9	s.u.	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	φ_e:	1	s.u.	Tabla 14, Sec.5.2.3
Tipo de estructura	-	Hormigón sin rigidizadores		
Coefficiente	Ct:	0.055	s.u.	Sec. 6.3.3a
Coefficiente para cálculo del periodo	α:	0.900	s.u.	Sec. 6.3.3a
Altura total del edificio	Hn:	13.600	m/s ²	Planos
Periodo natural de vibración	T:	0.576	s	Sec. 6.3.3.a
Aceleración de la gravedad	g	9.810	m/s²	

En base a los datos mostrados se obtiene el espectro horizontal inelástico y elástico, de diseño en aceleraciones en el Bloque Central entre los Bloques A y B.

Figura 41

Espectro horizontal inelástico y elástico de diseño en aceleraciones en el Bloque Central entre los Bloques A y B



La carga reactiva W se obtiene en la Tabla 35, en esta se especifica cada una de las cargas permanentes aplicadas en los pisos que forman parte de la estructura, a su vez se determina el peso total absoluto en toneladas, en cada uno de los pisos y el peso total de la estructura.

Tabla 35

Carga sísmica reactiva

Piso	Carga muerta	Área de piso	Peso muerto	Peso muerto
-	(kgf/m²)	(m²)	(kgf)	(T)
Cubierta	933.35	499.23	465956.32	465.96
3	921.88	499.23	460230.15	460.23
2	921.88	499.23	460230.15	460.23
1	921.88	499.23	460230.15	460.23
Carga sísmica Reactiva, W.				1846.65

A continuación, se muestra el cálculo del cortante basal, se considera un análisis estático lineal usando como referencia las ecuaciones descritas en este apartado:

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_p \times \phi_E} \times W$$

$$V = \frac{1,3 \times 1,1904}{5 \times 0,9 \times 1} \times 1846,65 \text{ [Tonf]}$$

$$V = 0,3439 \times 1846,65 = 635,05 \text{ [Tonf]}$$

Para la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales la cual marca el proceso final de determinación de las cargas sísmicas se usa la siguiente ecuación determinada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} * V$$

La Tabla 36 muestra las variables necesarias para realizar la distribución vertical de las cargas sísmicas. Cabe mencionar que el periodo de la estructura al ser mayor a 0,5 segundos es necesario calcular el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura adopta un valor diferente de 1.

Tabla 36

Parámetros necesarios para el cálculo de las cargas laterales

Parámetro	Terminología	Valor	Unidad	Observación
Porcentaje de cortante basal	%V	34.39%	%	-
Carga sísmica reactiva	W	1846.65	t	-
Cortante basal	V	635.05	t	% x W
Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T	k	1.038	-	NEC-SE-DS,2015. Sección 6.3.5.

Para finalizar, en la Tabla 37 se evidencia los cálculos y resultados obtenidos de la distribución vertical de las cargas sísmicas en la estructura, como punto de control se realiza la comparación entre la sumatoria de fuerzas horizontales y el cortante basal, si resultan ser los mismos el proceso se cataloga como correcto, de lo contrario existe errores en el cálculo.

Tabla 37

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Nivel	Hi	Hi^(k)*Wi	Fi	Fi	Vi
-	(m)	(tonf-m)	(%)	(tonf)	(tonf)
Cubierta	13.6	6997.75	40.85%	259.42	259.42
3	10.2	5127.46	29.93%	190.08	449.50
2	6.8	3366.04	19.65%	124.78	574.28
1	3.4	1639.27	9.57%	60.77	635.05
	Hi^(k)*Wi	16628.19	Σ Fi = V	635.05	

Bloque Central entre los Bloques C y D

Factor de importancia (I)

Para el caso específico de la edificación del bloque central entre los bloques C y D, corresponde a una estructura de ocupación especial, por tanto, el valor será de 1,3. (NEC, 2015)

Los demás parámetros que forman parte de este parámetro están resumidos en la siguiente Tabla 38, en donde se indica el valor de la zona sísmica obtenido del mapa de peligro sísmico de la NEC-15 así como el resto de los factores

Tabla 38

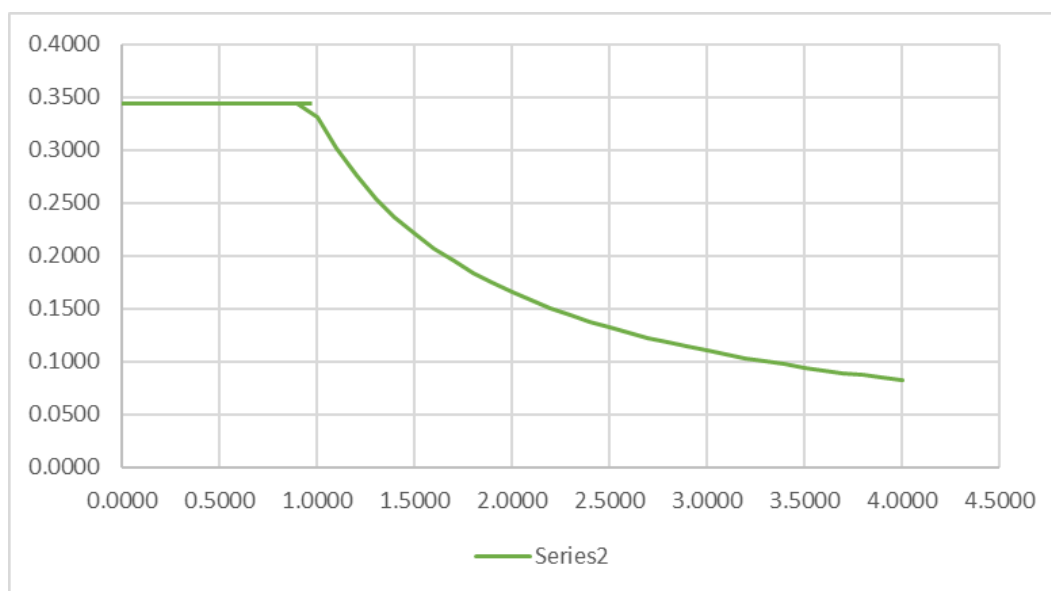
Parámetros influyente para el espectro de diseño de aceleraciones Bloque Central entre bloque C y D de aulas

Parámetros	Variable	Valor	Unidad	Referencia NEC - SE -DS
Factor de importancia	I:	1.3	s.u	Tabla 6, Sec. 4.1
Factor de reducción de respuesta	R:	5	s.u.	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Relación de amplificación espectral	n:	2.480	s.u.	Sec 3.3.1
Zona sísmica	-	V	s.u.	Fig1, Sec. 3.1.1
Región del Ecuador	Sierra, Pichincha	V	s.u.	
Tipo de suelo	-	D	-	Tabla 2, Sec 3.2.1
Factor de zona	z:	0.400	s.u.	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Factor de sitio	Fa:	1.200	s.u.	Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de sitio	Fd:	1.400	s.u.	Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de comportamiento inelástico suelo	Fs:	1.500	s.u.	Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Periodo límite de vibración	Tc:	0.963	s	Sec.3.3.1
Factor de espectro de diseño	r:	1.000	s.u.	Sec.3.3.1
Aceleración espectral	Sa:	1.190	s.u.	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta	φp:	0.9	s.u.	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	φe:	1	s.u.	Tabla 14, Sec.5.2.3
Tipo de estructura	-	Acero sin rigidizadores		
Coeficiente	Ct:	0.072	s.u.	Sec. 6.3.3a

Coeficiente para cálculo del periodo	α:	0.800	s.u.	Sec. 6.3.3a
Altura total del edificio	Hn:	13.600	m/s2	Planos
Periodo natural de vibración	T:	0.576	s	Sec. 6.3.3.a
Aceleración de la gravedad	g	9.810	m/s²	

Figura 42

Espectro horizontal inelástico y elástico de diseño en aceleraciones en el Bloque Central entre los Bloques C y D



La carga reactiva W se obtiene en la Tabla 39, en esta se especifica cada una de las cargas permanentes aplicadas en los pisos que forman parte de la estructura, a su vez se determina el peso total absoluto en toneladas, en cada uno de los pisos y el peso total de la estructura.

Tabla 39

Carga sísmica reactiva

Piso	Carga muerta	Área de piso	Peso muerto	Peso muerto
-	(kgf/m ²)	(m ²)	(kgf)	(T)
Cubierta	719	499.23	358946.37	358.95
3	639	499.23	319007.97	319.01
2	639	499.23	319007.97	319.01
1	339	499.23	169238.97	169.24
Carga sísmica Reactiva, W.				1166.20

A continuación, se muestra el cálculo del cortante basal, se considera un análisis estático lineal usando como referencia las ecuaciones descritas en este apartado:

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_p \times \phi_E} \times W$$

$$V = \frac{1,3 \times 1,1904}{5 \times 0,9 \times 1} \times 1166.20 [Tonf]$$

$$V = 0,3439 \times 1166.20 = 401.05 [Tonf]$$

Para la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales la cual marca el proceso final de determinación de las cargas sísmicas se usa la siguiente ecuación determinada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} * V$$

La Tabla 40 muestra las variables necesarias para realizar la distribución vertical de las cargas sísmicas. Cabe mencionar que el periodo de la estructura al ser mayor a 0,5 segundos es necesario calcular el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura adopta un valor diferente de 1.

Tabla 40

Parámetros necesarios para el cálculo de las cargas laterales

Parámetro	Terminología	Valor	Unidad	Observación
Porcentaje de cortante basal	%V	34.39%	%	-
Carga sísmica reactiva	W	1166.20	t	-
Cortante basal	V	401.05	t	% x W
Coefficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T	k	1.040	-	NEC-SE-DS,2015. Sección 6.3.5.

Para finalizar, en la Tabla 41 se evidencia los cálculos y resultados obtenidos de la distribución vertical de las cargas sísmicas en la estructura, como punto de control se realiza la comparación entre la sumatoria de fuerzas horizontales y el cortante basal, si resultan ser los mismos el proceso se cataloga como correcto, de lo contrario existe errores en el cálculo.

Tabla 41

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Nivel	Hi	Hi^(k)*Wi	Fi	Fi	Vi
-	(m)	(tonf-m)	(%)	(tonf)	(tonf)
Cubierta	13.6	5425.84	45.41%	182.10	182.10
3	10.2	3574.72	29.92%	119.97	302.08
2	6.8	2344.34	19.62%	78.68	380.76
1	3.4	604.64	5.06%	20.29	401.05
	Hi^(k)*Wi	11949.54	Σ Fi = V	401.05	

Ensayo de suelos

Ensayo de sísmica de Refracción (VS30)

Se realizaron 3 ensayos de sísmica de refracción en las afueras de cada edificación objeto de estudio, se busca conseguir el tipo de suelo sobre el cual se encuentran cimentadas las estructuras.

Equipos

Figura 43

Equipos utilizados para ensayo de refracción sísmica (a) Sismógrafo de 12 canales (b) geófonos (c) martillo de 12 lb (d) cable de geófonos (e) cable de extensión para martillo (f) placa de metal



(a)



(b)



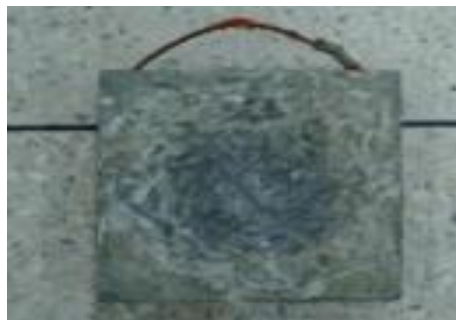
(c)



(d)



(e)



(f)

Procedimiento

Para la realización del ensayo se necesita un área libre en donde se pueda extender una línea recta, la cantidad de separación entre geófonos dependerá de la profundidad y nivel deseado de los estratos del subsuelo. La distancia de geófonos deberá ser mayor si se desea alcanzar estratos más profundos. Para el caso de los bloques objeto de estudio se han definido el empleo de 12 geófonos con separación de 3 m obteniendo así una línea de 33 m. cada geófono tiene que estar alineado y con una misma dirección, conectados al cable de geófonos.

Figura 44

Ensayo de refracción sísmica aplicado a estructuras del campus de UFA-ESPE



Se ubica el sismógrafo a la mitad de la línea de refracción y se conectan a los geófonos al igual que al cable de la fuente de energía sísmica (martillo de 12 lb). Posterior se coloca la placa de metal en medio de la distancia entre geófonos, de esta manera se empiezan los golpes con el martillo, esto genera ondas que se transmiten a través de los estratos de suelo y son registradas en el equipo, cabe mencionar que el golpe tiene que ser lo más fuerte posible para que las ondas sean lo más claras posible. Este proceso es conocido como Método Activo, es la primera parte del ensayo de sísmica de refracción. Terminado esto, se procede con la siguiente parte que es el Método pasivo necesario para sacar un promedio de ambas mediciones y obtener el VS_{30} .

Figura 45

Manejo de equipo Ensayo de refracción sísmica aplicado a estructuras del campus de UFA-ESPE



Procesamiento de datos

Para procesar los datos se requiere del uso “Seislmager” empezando con el Método Activo, a continuación, se realiza el Método Pasivo para poder hacer una combinación de ambos métodos.

El Método Activo nos da la geometría de la línea de refracción representada en la Figura 46, donde se muestran los golpes realizados con el martillo.

Figura 46

Geometría de la línea de refracción

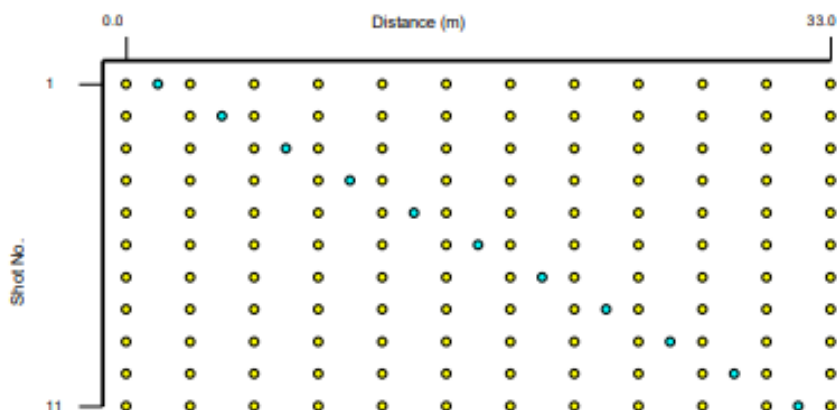
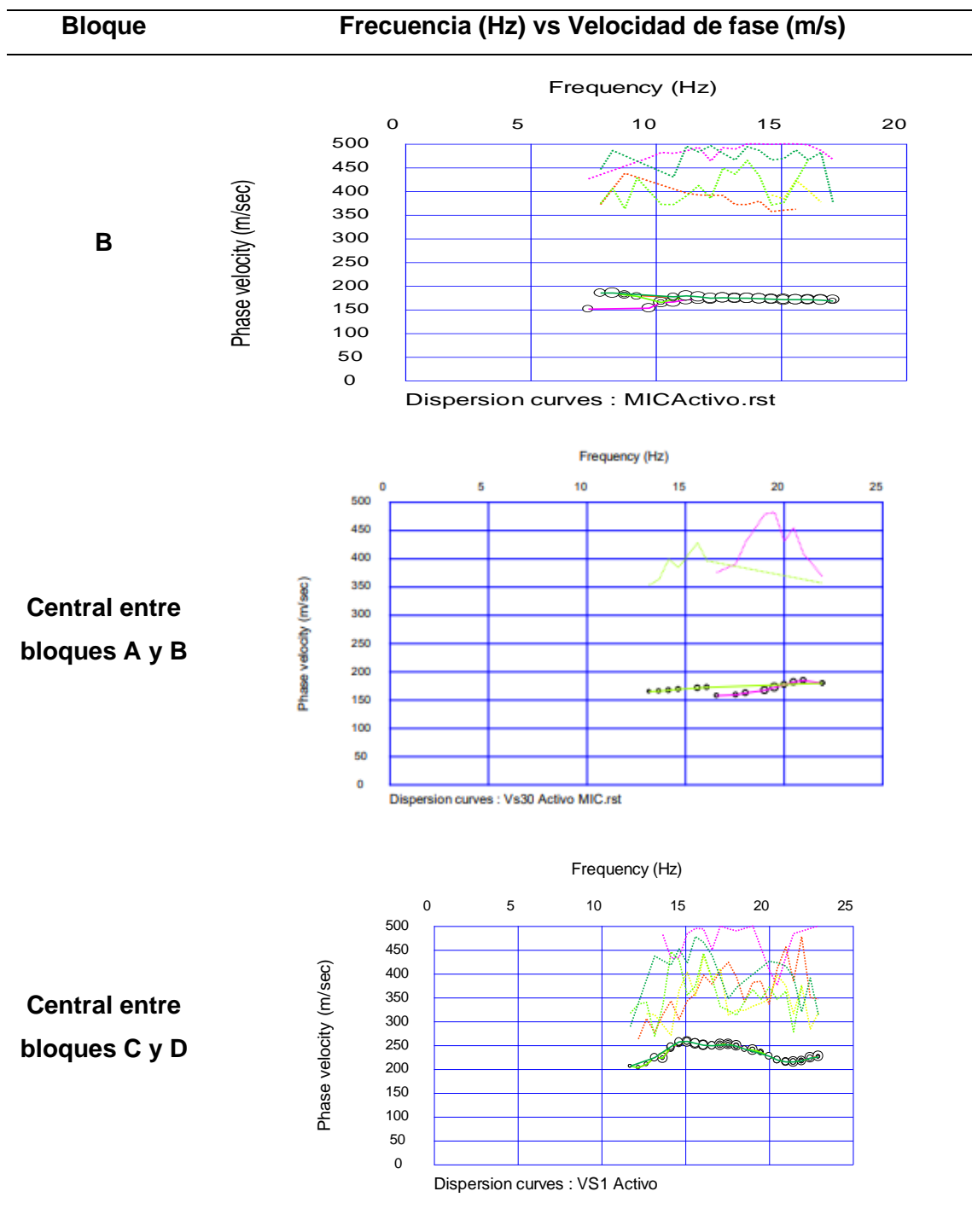


Tabla 42

Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) - Método activo



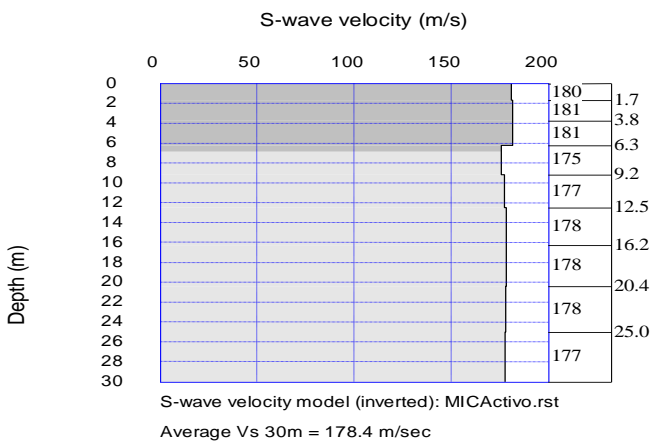
A continuación, se muestra la Velocidad de onda de corte en función de la profundidad de los estratos empleando el Método Activo.

Tabla 43

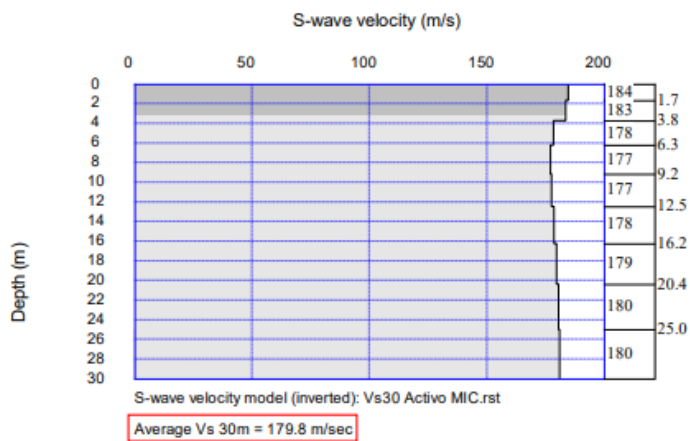
Velocidad de onda de corte en función de la profundidad de los estratos empleando el Método Activo

Bloque Velocidad de onda de corte (m/s) vs. Profundidad (m) - Método Activo

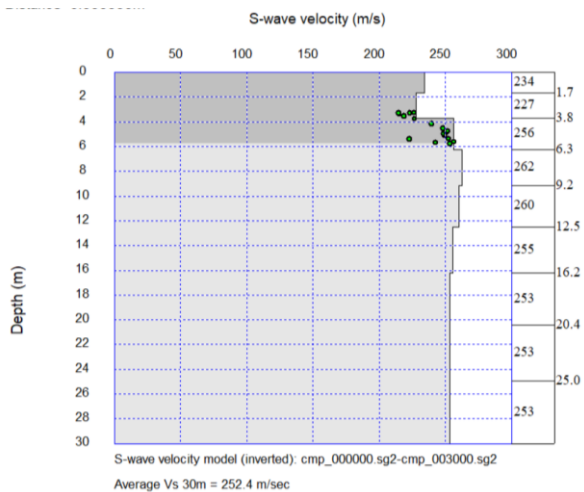
B



Central entre bloques A y B



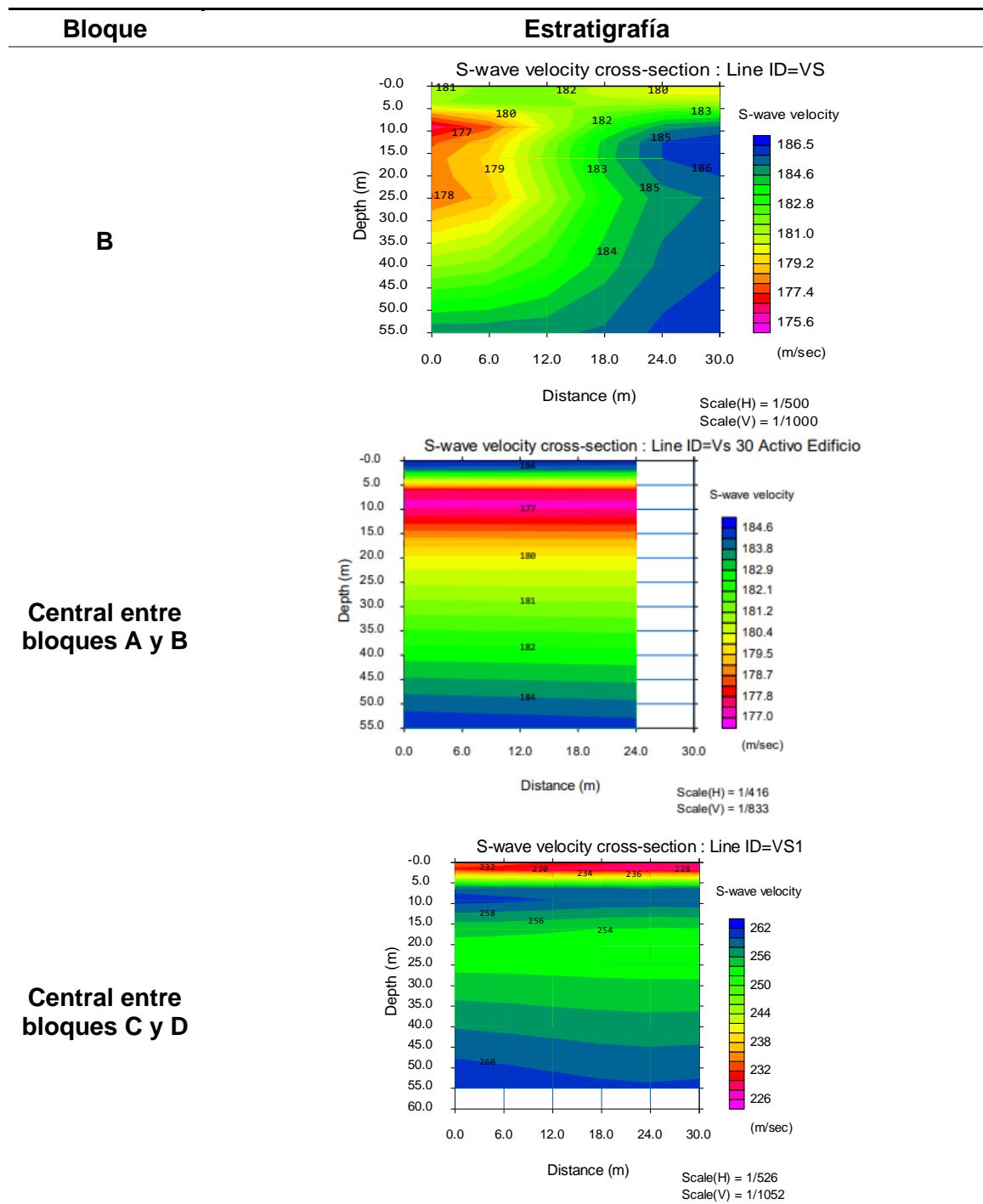
Central entre bloques C y D



La siguiente Tabla 44 presenta la estratigrafía de la zona de estudio con las velocidades de corte de acuerdo a la profundidad.

Tabla 44

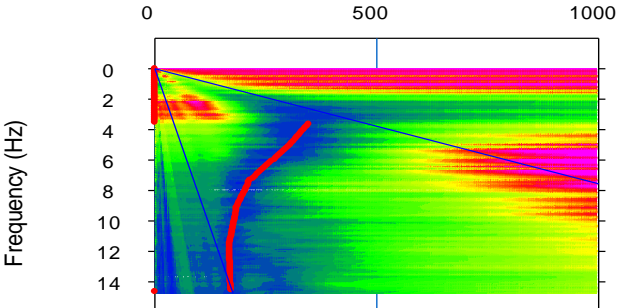
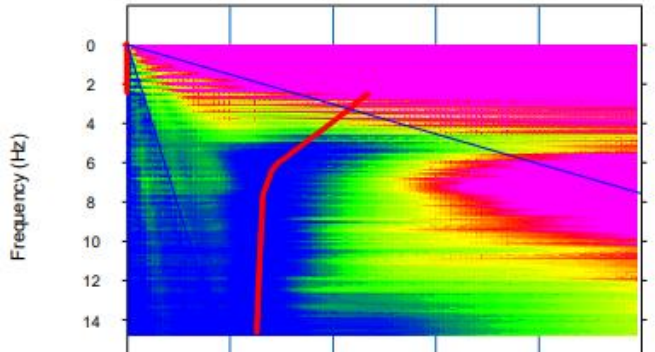
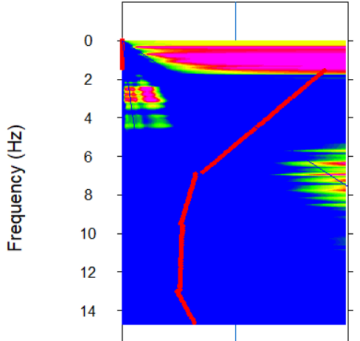
Estratigrafía de la zona de estudio con las velocidades de corte de acuerdo a la profundidad



Ahora para el método pasivo se presenta la Frecuencia vs la Velocidad de fase donde se muestran los puntos rojos que representan una curva de la mayor concentración de energía empleada en el análisis, la información tomada se muestra en la siguiente Tabla 45.

Tabla 45

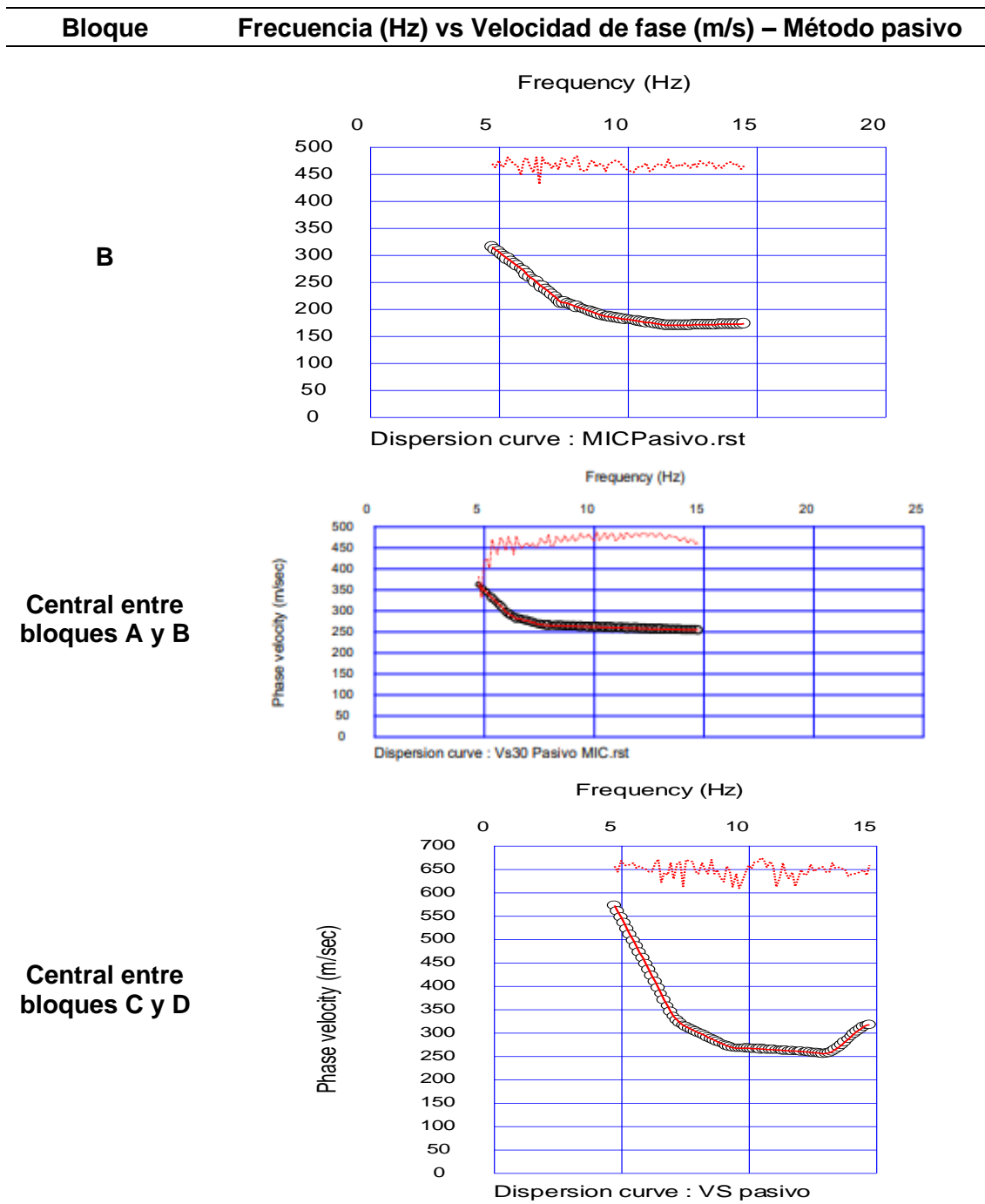
Frecuencia vs la Velocidad de fase

Bloque	Curva de dispersión – Método Pasivo
<p>B</p> <p>Central entre bloques A y B</p> <p>Central entre bloques C y D</p>	<p>Source= 0.0m Phase velocity (m/sec)</p>  <p>Dispersion curve : 2023-05-11_0012_M_0001.dat-2023-05-</p>
	<p>Source= 0.0m Phase velocity (m/sec)</p>  <p>Dispersion curve : 2023-06-05_00600_M_0001.dat-2023-06-05_00600_M_0020</p>
	<p>Source= 0.0m Phase velocity (m/sec)</p>  <p>Dispersion curve : 2023-06-05_00222_M_0001.dat-2023-06-05_00222_</p>

Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) – Método Pasivo

Tabla 46

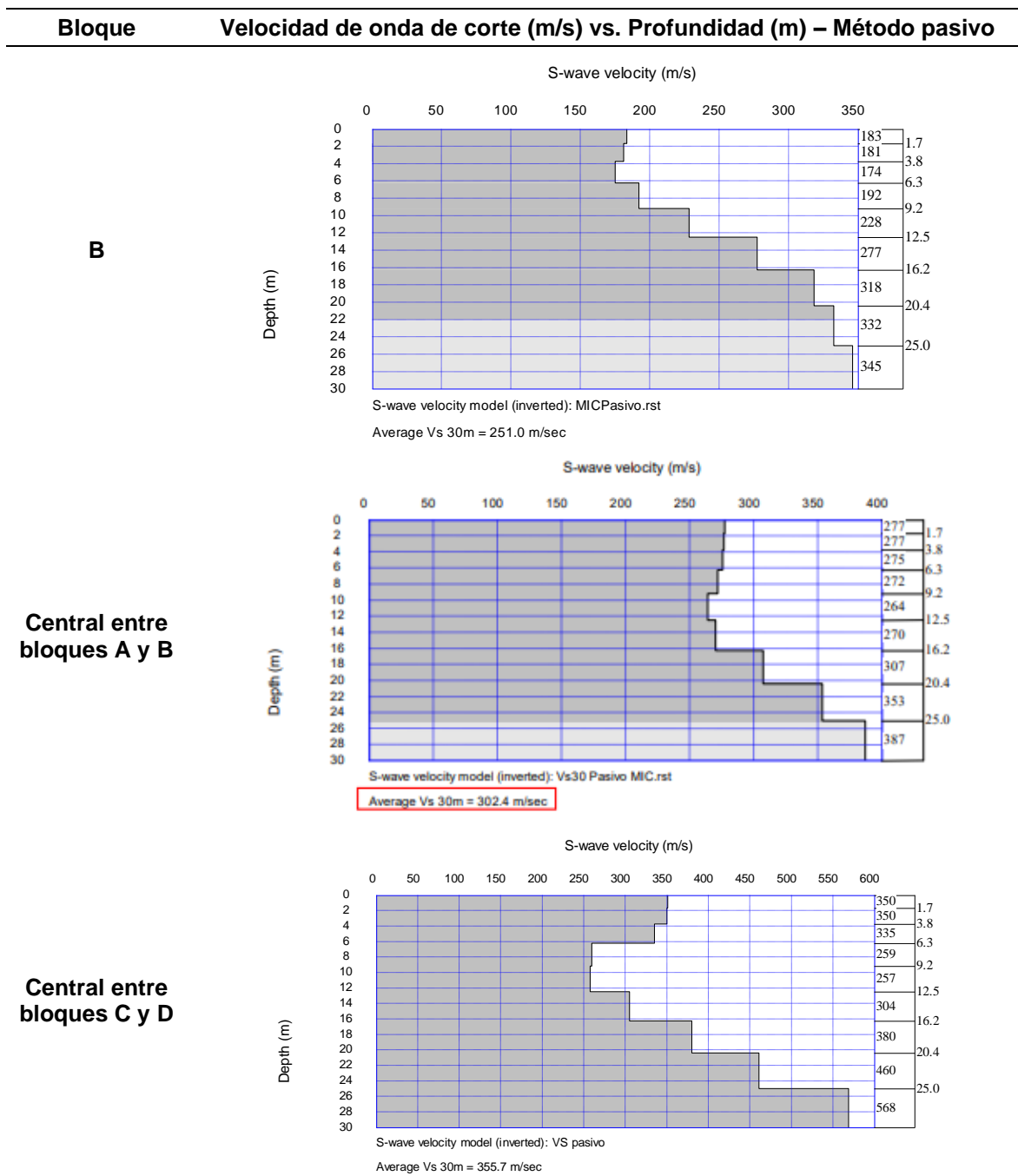
Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) – Método Pasivo



Ahora se presenta la Velocidad de onda de corte en función de la Profundidad empleando el Método Pasivo.

Tabla 47

Velocidad de onda de corte en función de la Profundidad



Una vez que tenemos tanto el Método Activo como Pasivo se tiene que combinarlos para sacar un valor promedio. Obteniendo así lo siguiente.

Tabla 48

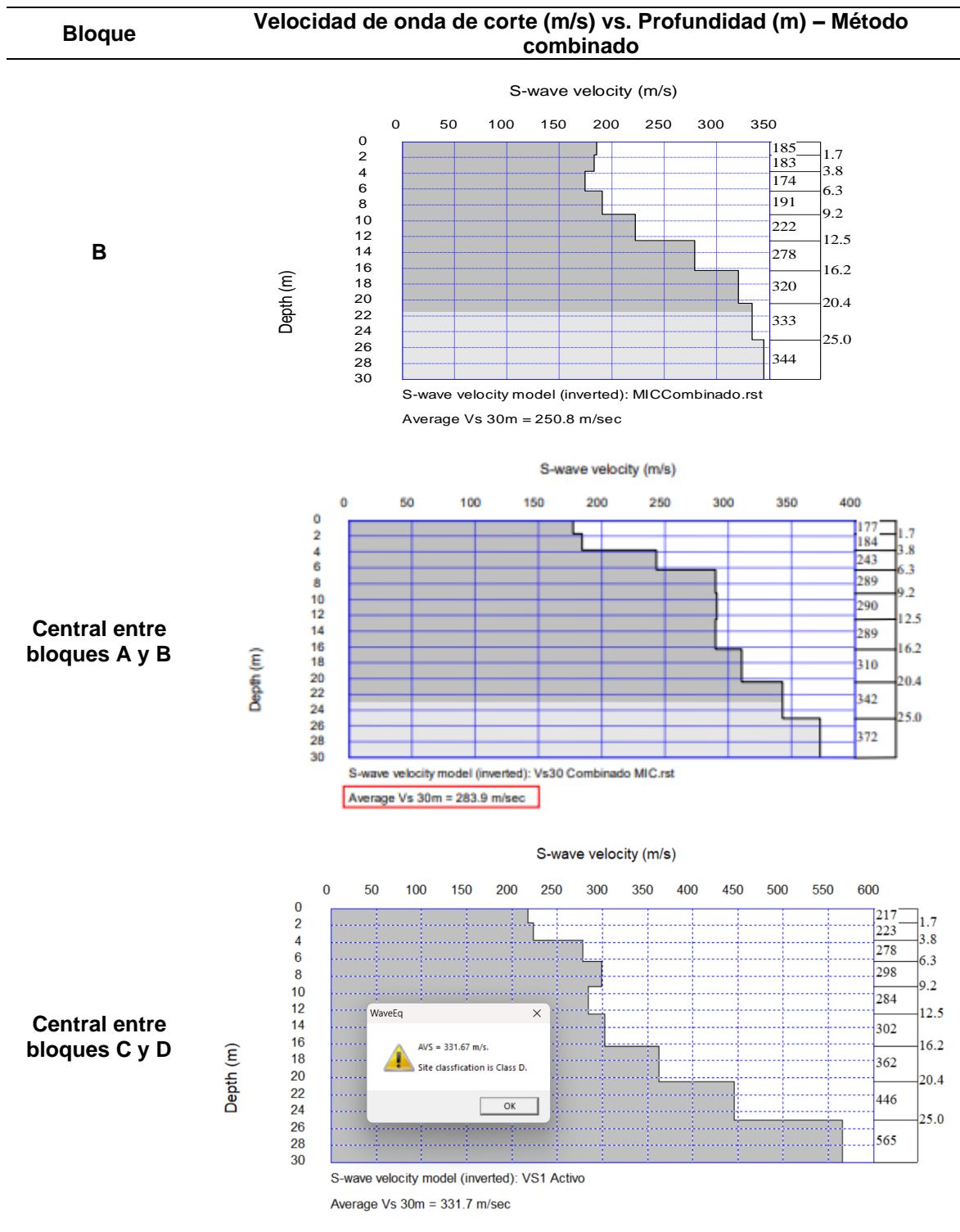
Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) – Método Combinado

Bloque	Frecuencia (Hz) vs Velocidad de fase (m/s) – Método combinado
B	
Central entre bloques A y B	
Central entre bloques C y D	

Velocidad de onda de corte (m/s) vs. Profundidad (m) – Método Combinado:

Tabla 49

Velocidad de onda de corte (m/s) vs. Profundidad (m) – Método Combinado



En base a los valores de onda de corte del suelo la NEC-15 clasifica a los tipos de suelo acorde a la profundidad de 30 m (V_{S30}) en la tabla a continuación.

Tabla 50

Tipos de suelo acorde a la profundidad

Tipo de suelo	Descripción	Descripción
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
D	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$

De esta manera se hace la clasificación del suelo de cada Bloque.

Tipos de suelo en las 3 edificaciones

Tabla 51

Clasificación del suelo de cada Bloque

Bloque	Velocidad de onda de corte VS30 (m/s)	Tipo de suelo (NEC-15)
Bloque B	250,80	D
Bloque Central entre los Bloques A y B	283,90	D
Bloque Central entre los Bloques C y D	337.1	D

Ensayo de Nakamura

Este ensayo sirve para calcular el valor del periodo de vibración del suelo haciendo uso del software SARA, un programa que mide la frecuencia producida por el ruido del ambiente.

Equipos

Velocímetro triaxial amplificado SARA

Brújula

Computadora portátil

Figura 47

Velocímetro triaxial amplificado SARA



Procedimiento

Para la ejecución del ensayo se consideran ciertos parámetros que son importantes, es necesario buscar lugares en los que no transiten muchas personas, evitar superficies inclinadas o a su vez instalar el equipo en agujeros a un nivel inferior que el nivel natural del terreno. Una vez seleccionado el lugar se procede a sacar el equipo, se tiene que orientar al Norte geográfico y nivelarlo con el “ojo de pollo”. Otros parámetros que debemos tomar en cuenta es que el ensayo debe ser hecho en un día en el cual no se tenga la presencia de viento, los rayos solares también son malos y pueden alterar las lecturas, por ende, es recomendable hacer el ensayo en las noches.

Figura 48

Consideraciones para uso del velocímetro triaxial amplificado SARA



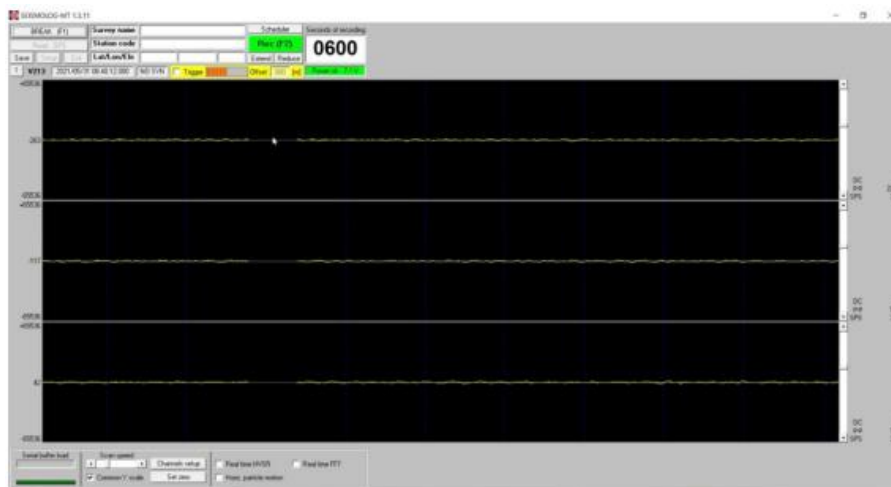
Nota. Obtenido del software SARA

El equipo viene con instrumentos que nos permiten fijar al equipo dependiendo del lugar de ubicación, es así que tiene bases en punta para poder fijarse en el suelo cuando es terreno y con pernos más pequeños cuando se asiente sobre hormigón.

Una vez nivelado y orientado el equipo se conecta a una portátil que tenga el software SEISMOWIN y se calibra para empezar a tomar los datos, el tiempo del ensayo será de 600 segundos (10 minutos).

Figura 49

Interfaz del programa SEISMOWIN para lectura de ruido ambiental



Nota. Obtenido de SEISMOWIN

Resultados

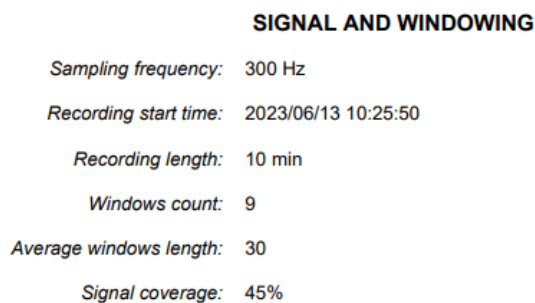
Se usa el programa GeoExplorer HVSR para hacer el procesamiento de las señales registradas, esto implica buscar el punto con mayor energía y con el mayor número de datos recolectados debido a que el programa filtra los datos que no están correctos.

Cabe mencionar que se realizaron varios ensayos alrededor de las estructuras, pero la mayoría no fueron seleccionados por el hecho que se nos indicó en la respectiva inducción que para tomar el ensayo como correcto la cobertura de la señal debe ser superior al 50%, a continuación, se muestra un ejemplo de un ensayo rechazado por este motivo.

Ejemplo de ensayo

Figura 50

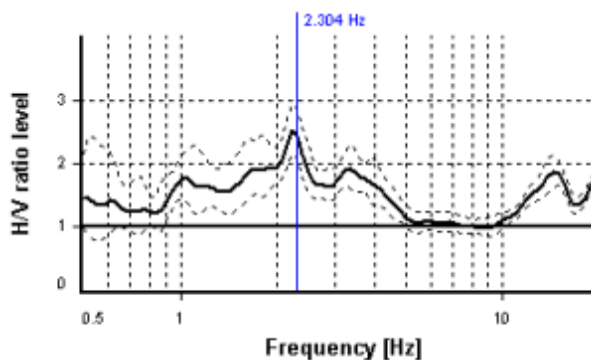
Informe obtenido del software SEISMOWIN



Aquí se aprecia que la cobertura de la señal es del 45%, por ende, el ensayo se rechaza, aunque se muestre un espectro del suelo uniforme.

Figura 51

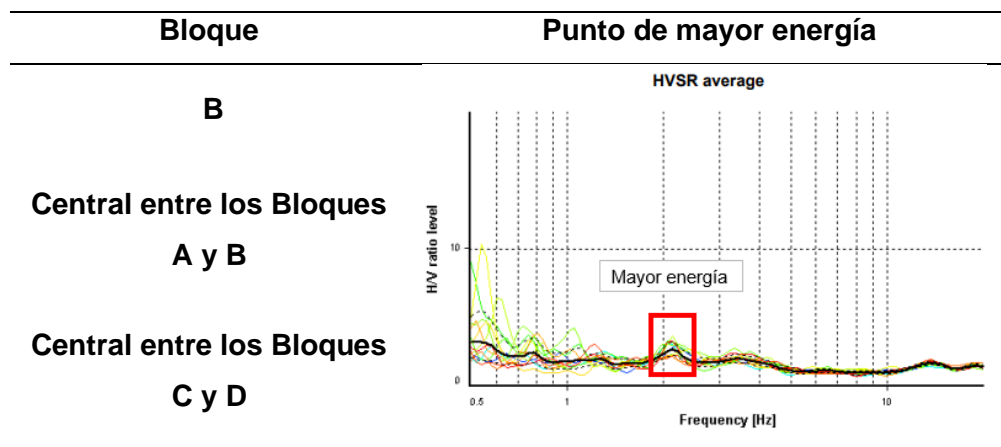
Frecuencia de Suelo



Se tomó un solo ensayo para las 3 edificaciones, esto debido a que se encuentran muy cercanas y en los ensayos fallidos se obtenían resultados similares.

Figura 52

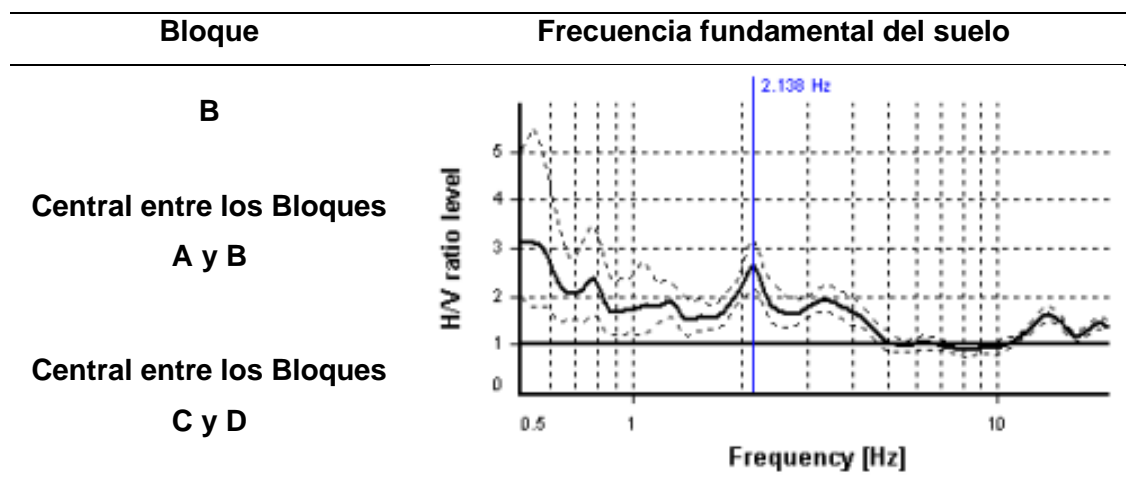
Punto de mayor energía



En la zona de mayor energía se encontrará la frecuencia del ensayo, y una vez determinado ese valor para obtener el periodo natural de la estructura se calcula el inverso de este valor.

Figura 53

Frecuencia fundamental del suelo



Ahora se procede a calcular el valor del periodo natural del suelo.

$$Frecuencia = 2,138 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{1}{\text{frecuencia}}$$

$$T = \frac{1}{2,138}$$

$$T = 0,47 \text{ s}$$

Ensayos no destructivos

Pachómetro

Descripción

El ensayo de pachómetro tiene como objetivo verificar el armado que existe en los elementos estructurales de una edificación como lo son vigas y columnas, se puede determinar tanto el armado longitudinal como transversal, además se puede revisar el diámetro de varillas, así como el recubrimiento.

Procedimiento

Se configura el equipo eligiendo la opción “concreto profundo”, después se coloca sobre el elemento estructural a ser analizado y con ello se procede a la lectura.

El equipo nos brinda información de la profundidad a la que están ubicadas las varillas y se debe marcar sobre la superficie para medir el diámetro de las mismas.

Figura 54

Detalle del equipo para el ensayo (a) Pachómetro BOSCH – Wallscanner D tect 150 (b)

Flexómetro



(a)



(b)

Resultados

Según la dirección en la que se ponga el equipo se detectará la armadura respectiva, en este caso si se coloca el equipo verticalmente se registra la armadura longitudinal donde se verifica el diámetro de los elementos, por otro lado, si colocamos el equipo de forma horizontal se revisa el espaciamiento de la armadura transversal (estribos). La profundidad nos ayuda a determinar el recubrimiento en los elementos, las columnas de los Bloques B, Bloque Central entre los bloques A y B y el bloque entre los bloques C y D se encuentran enlucidas, por lo tanto, se debe restar el valor entre 1 y 2 cm de enlucido al valor obtenido de la profundidad.

Se repitió este proceso en la mayoría de los elementos estructurales en los Bloques B y Bloque Central entre los Bloques A y B, por el motivo que se mencionó anteriormente de que no se pudo conseguir los planos reales y se usaron como referencia los planos de la Sede Latacunga, además en el Bloque Central entre los Bloques C Y D al ser hecho de estructura metálica solo se comprobó la existencia de este material.

Los resultados se muestran en las tablas siguientes.

Tabla 52

Armado en columnas del Bloque B de aulas

Columna C1 (80x50) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 80 cm	10Ø16	Estribos: L4: 4Ø10@10	4 cm
Dimensión en el sentido Y 50 cm	6Ø16	L2: 4Ø10@10	4 cm

Columna C1

Armadura

Recubrimiento

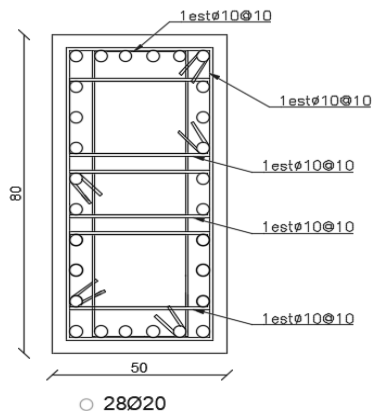
(80x50) cm

Longitudinal

Transversal

Total

28Ø16



Columna C2

Armadura

Recubrimiento

(35x50) cm

Longitudinal

Transversal

Dimensión en el
sentido X 35 cm

4Ø20

Estribos:

4 cm

Dimensión en el
sentido Y 50 cm

L/4: 4Ø10@10

6Ø20

L/2: 4Ø10@10

4 cm

Total

16Ø20

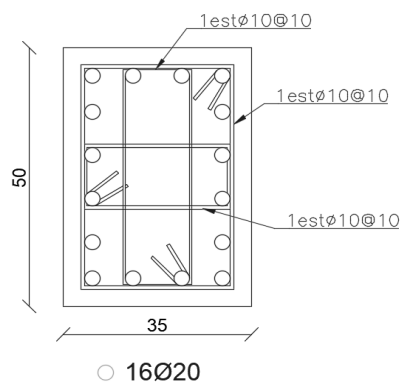
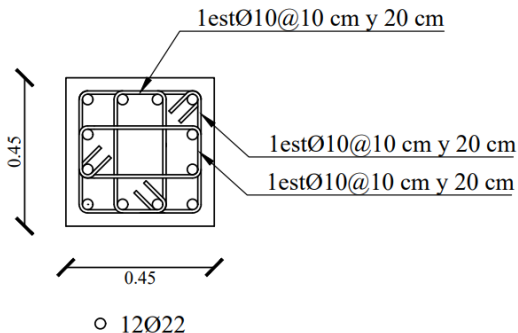


Tabla 53

Armado en columnas del Bloque Central entre los Bloques A y B

Columna C1 (45x45) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 45 cm	4Ø22	Estribos:	4 cm
Dimensión en el sentido Y 45 cm	4Ø22	L/4: 4Ø10@10	4 cm
		L/2: 4Ø10@20	4 cm
Total	12Ø22	 <p>1estØ10@10 cm y 20 cm 1estØ10@10 cm y 20 cm 1estØ10@10 cm y 20 cm</p> <p>0.45 0.45</p> <p>○ 12Ø22</p>	

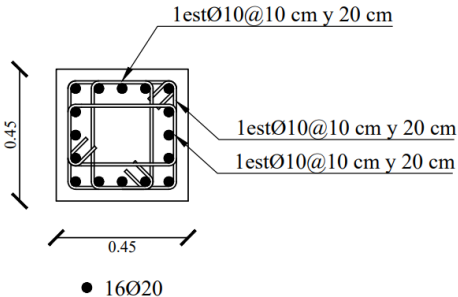
Columna C2 (45x45) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Dimensión en el sentido X 45 cm	5Ø20	Estribos:	4 cm
Dimensión en el sentido Y 45 cm	5Ø20	L/4: 4Ø10@10	4 cm
		L/2: 4Ø10@20	4 cm
Total	16Ø20	 <p>1estØ10@10 cm y 20 cm 1estØ10@10 cm y 20 cm 1estØ10@10 cm y 20 cm</p> <p>0.45 0.45</p> <p>● 16Ø20</p>	

Tabla 54

Armado en vigas Bloque B de aulas

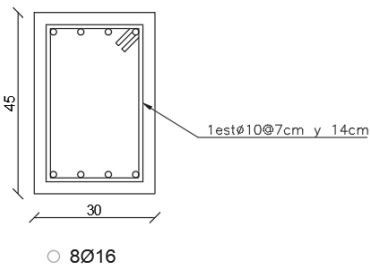
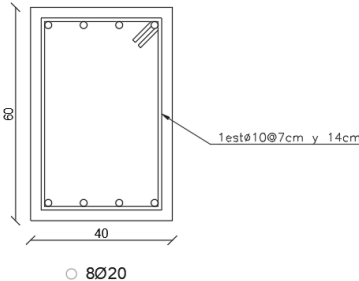
Viga V1 (30x45)	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos:	3 cm
Armadura Fibra Inferior	4Ø16	Confinamiento: 1Ø10@7 Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 1: A-K			
EJE 4: A-K			
EJE A: 1-4			
EJE K: 1-4			
Armadura			
Viga V2 (40x60)	Longitudinal	Transversal	Recubrimiento
Armadura Fibra Superior	4Ø20	Estribos:	3 cm
Armadura Fibra Inferior	4Ø20	Confinamiento: 1Ø10@7 Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 2: A-K			
EJE 3: A-K			
EJE B,C,D,E: 1-4			
EJE F,G,H,I,J: 1-4			

Tabla 55

Armado en vigas de entrepiso del Bloque Central entre los bloques A y B

VIGAS DE ENTREPISO			
Viga V1 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø20	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	3Ø20 y 2Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 2: A-B, D-E			
EJE 3: A-B, D-E			
EJE 4: A-B, D-E			
EJE B: 1-2, 4-5			
EJE C: 1-2, 4-5			
EJE D: 1-2, 4-5			
Viga V2 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø20	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	Armadura Fibra Superior
Armadura Fibra Inferior	3Ø20 y 2Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	Armadura Fibra Inferior
EJE 1: A-B, B-C			
EJE 5: C-D, D-E			
EJE A: 4-5			
EJE E: 1-2			

Viga V3 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	3Ø20 y 2Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 1: C-D, D-E			
EJE 5: A-B, B-C			
EJE A: 1-4			
EJE E: 2-5			

Viga V4 (20x80) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	3Ø20	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7 Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
Armadura Fibra Inferior	3Ø25	Vinchas: Confinamiento: 2Ø10@7 Zona Central: 2Ø10@14	3 cm

Viga V4 (20x80) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
EJE 2: B-D			
EJE 4: B-D			
EJE B: 2-4			
EJE D: 2-4			

Tabla 56

Armado en vigas de cubierta del Bloque Central entre los bloques A y B

VIGAS DE CUBIERTA			
Viga V5 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	5Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm
EJE 2: A-E			
EJE 3: A-B, D-E			
EJE 4: A-E			
EJE B: 1-5			
EJE C: 1-2, 4-5			
EJE D: 1-5			

Viga V6 (65x30) cm	Armadura		Recubrimiento
	Longitudinal	Transversal	
Armadura Fibra Superior	4Ø16	Estribos: Confinamiento: 1Ø10@7	3 cm
Armadura Fibra Inferior	5Ø16	Zona Central: 1Ø10@14	3 cm

EJE 1: A-E		
EJE 5: A-E		
EJE A: 1-5		
EJE E: 1-5		

Esclerómetro

Descripción

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión del hormigón estructural que fue usado en la construcción de las distintas edificaciones, en vista que este parámetro es muy relevante en la evaluación de la vulnerabilidad de la edificación tanto de forma cualitativa y cuantitativa. Determinar la resistencia del hormigón dependerá mucho de las condiciones de fabricación del mismo, debido a que si se tuvo un control este seguirá ganando más resistencia con el pasar del tiempo, también dependerá de los factores ambientales.

Procedimiento

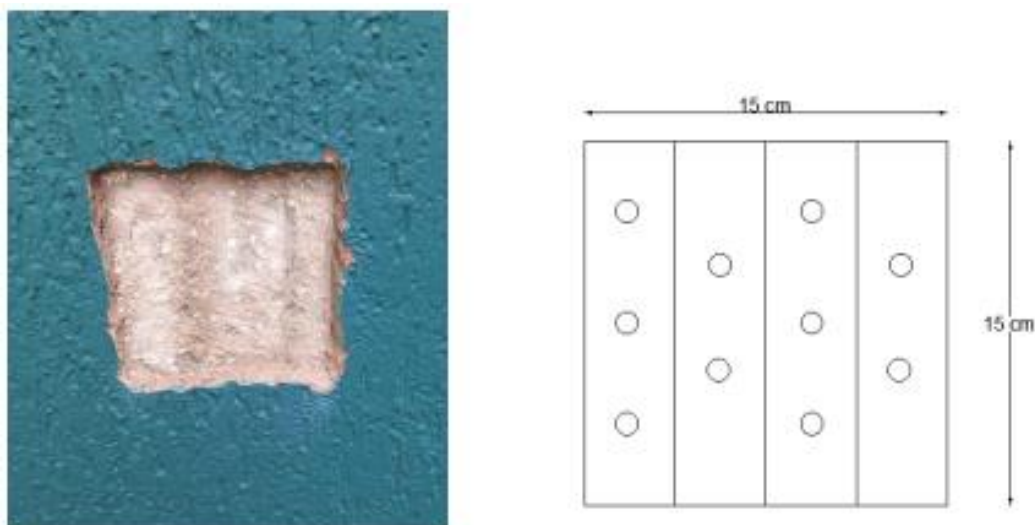
Para la realización del ensayo se empleó un martillo de rebote o esclerómetro sobre la superficie del elemento estructural, en este caso columnas siguiendo el procedimiento:

Para el caso se realizó un ensayo con recubrimiento y uno sin recubrimiento con la aprobación del departamento de Desarrollo Físico que nos proporcionó un trabajador para quitar el enlucido, con la condición de dejar reparado el espacio y dotar de los materiales necesarios para su reconstrucción como cemento y pintura.

Para el ensayo se tiene que preparar la superficie de prueba, se retiró el área de un cuadrado de dimensiones 15 cm por 15 cm. Con ayuda de una piedra de abrasión se uniformiza la superficie de una posible carbonatación del material en donde se tomará un total de 10 puntos por ensayo.

Figura 55

Preparación de la Superficie de Prueba



Para iniciar el ensayo se toma el equipo y se debe aplicar presión hasta que el martillo impacte y se pueda registrar el impacto, no olvidar que se debe bloquear el instrumento para bloquear la posición de registro. Como ya se mencionó se tomó 10 puntos por columna.

Figura 56

Instrumentación de Ensayo de Esclerometría

Esclerómetro



Piedra abrasiva

**Resultados**

La selección de las columnas fue hecha en función de la geometría, por tanto, se seleccionó una columna central y 2 columnas esquineras, además para la columna ensayada sin recubrimiento se lo hizo de forma exterior debido a que se tiene menos tránsito de personas y también en el impacto ornamental ya que no está a la vista.

En la siguientes Tablas 59, 60, 61 se muestran los valores recolectados de cada bloque objeto de estudio.

Bloque B**Figura 57**

Ensayo en columna esquinera del bloque B. a) Mampostería removida, b) Numero de rebote



a)

NÚMERO DE REBOTE				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (PSI)				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)			
COLUMNA ESQUINERA				COLUMNA ESQUINERA (Psi)				COLUMNA ESQUINERA (Kg/cm ²)			
38	38	42	42	5200	5200	5400	5400	365,56	365,56	379,62	379,62
38		41,5		5200		5250		365,56		369,075	
39	42	38	41	5400	5400	4500	5200	379,62	379,62	316,35	365,56

b)

Figura 58

Número de rebote con recubrimiento en columnas esquinera, perimetral e interna del bloque B.

a) Piso 1, b) Piso 2, c) Piso 3, d) Piso 4

NÚMERO DE REBOTE				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (PSI)				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)			
COLUMNA ESQUINERA				COLUMNA ESQUINERA (Psi)				COLUMNA ESQUINERA (Kg/cm ²)			
29	26	26	26	2800	2250	2250	2250	196,84	158,175	158,175	158,175
26		24		2250		1900		158,175		133,57	
26	30	26	25	2250	3000	2250	2100	158,175	210,9	158,175	147,63

COLUMNA PERIMETRAL				COLUMNA PERIMETRAL (Psi)				COLUMNA PERIMETRAL (Kg/cm ²)			
25	25	26	28	2100	2100	2250	2600	147,63	147,63	158,175	182,78
25		25		2100		2100		147,63		147,63	
26	25	26	26	2250	2100	2250	2250	158,175	147,63	158,175	158,175

COLUMNA INTERNA				COLUMNA INTERNA (Psi)				COLUMNA INTERNA (Kg/cm ²)			
28	28	28	30	2600	2600	2600	3000	182,78	182,78	182,78	210,9
32		30		3400		3000		239,02		210,9	
34	32	27	30	3700	3400	2450	3000	260,11	239,02	172,235	210,9

a)

NÚMERO DE REBOTE				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (PSI)				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)			
COLUMNA ESQUINERA				COLUMNA ESQUINERA (Psi)				COLUMNA ESQUINERA (Kg/cm ²)			
40	40	38	39	5000	5000	4500	4800	351,5	351,5	316,35	337,44
36		38		4200		4500		295,26		316,35	
36	39	38	38	4200	4800	4500	4500	295,26	337,44	316,35	316,35

COLUMNA PERIMETRAL				COLUMNA PERIMETRAL (Psi)				COLUMNA PERIMETRAL (Kg/cm ²)			
38	38	36	36	4500	4500	4200	4200	316,35	316,35	295,26	295,26
36		36		4200		4200		295,26		295,26	
36	34	38	37	4200	3700	4500	4350	295,26	260,11	316,35	305,805

COLUMNA INTERNA				COLUMNA INTERNA (Psi)				COLUMNA INTERNA (Kg/cm ²)			
36	34	32	30	4200	3700	3400	3000	295,26	260,11	239,02	210,9
34		32		3700		3400		260,11		239,02	
36	30	33	32	4200	3000	3500	3400	295,26	210,9	246,05	239,02

b)

NÚMERO DE REBOTE				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (PSI)				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)			
COLUMNA ESQUINERA				COLUMNA ESQUINERA (Psi)				COLUMNA ESQUINERA (Kg/cm2)			
41	38	41	38	5200	4500	5200	4500	365,56	316,35	365,56	316,35
41	40	38	42	5200	5000	4500	5400	365,56	351,5	316,35	379,62
38		41		4500		5200		316,35		365,56	
COLUMNA PERIMETRAL				COLUMNA PERIMETRAL (Psi)				COLUMNA PERIMETRAL (Kg/cm2)			
36	38	38	36	4200	4500	4500	4200	295,26	316,35	316,35	295,26
39	38	36	38	4800	4500	4200	4500	337,44	316,35	295,26	316,35
37		38		4350		4500		305,805		316,35	
COLUMNA INTERNA				COLUMNA INTERNA (Psi)				COLUMNA INTERNA (Kg/cm2)			
39	38	39	39	400	4500	4800	4800	28,12	316,35	337,44	337,44
38	39	39	38	4500	4800	4800	4500	316,35	337,44	337,44	316,35
39		39		4800		4800		337,44		337,44	

c)

NÚMERO DE REBOTE				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (PSI)				RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)			
COLUMNA ESQUINERA				COLUMNA ESQUINERA (Psi)				COLUMNA ESQUINERA (Kg/cm2)			
35	35	36	31	3900	3900	4200	3200	274,17	274,17	295,26	224,96
34	36	30	30	3700	4200	3000	3000	260,11	295,26	210,9	210,9
33		32		3500		3400		246,05		239,02	
COLUMNA PERIMETRAL				COLUMNA PERIMETRAL (Psi)				COLUMNA PERIMETRAL (Kg/cm2)			
34	38	34	33	3700	4500	3700	3500	260,11	316,35	260,11	246,05
32	34	38	34	3400	3700	4500	3700	239,02	260,11	316,35	260,11
34		35		3700		3900		260,11		274,17	
COLUMNA INTERNA				COLUMNA INTERNA (Psi)				COLUMNA INTERNA (Kg/cm2)			
30	28	31	28	3000	2600	3200	2600	210,9	182,78	224,96	182,78
26	30	31	28	2250	3000	3200	2600	158,175	210,9	224,96	182,78
28		30		2600		3000		182,78		210,9	

d)

Figura 59

Cuadro resumen de máximos y mínimos con resistencia media a la compresión

		Valor máximo de rebote de los 4 pisos	Valor mínimo de rebote de los 4 pisos	Resistencia media a compresión [Kg/cm ²]
Esquinera	Sin recubrimiento	42	38	347,99
	Con recubrimiento	42	24	256,60
Perimetral	Con recubrimiento	39	25	242,54
Interna	Con recubrimiento	39	26	247,81
		Resistencia para valor máximo de rebote en los 4 pisos	Resistencia para valor mínimo de rebote en los 4 pisos	Resistencia media a compresión [Kg/cm ²]
Esquinera	Sin recubrimiento	379,62	316,35	347,99
	Con recubrimiento	379,62	133,57	256,60
	Perimetral	337,44	147,63	242,54
	Interna	337,44	158,17	247,81
			Promedio total	248,98

Obteniendo un promedio de 248,98 kg/cm², lo cual es muy aproximado a los planos de referencia en donde la resistencia del hormigón es de 240 kg/cm².

Bloque Central entre los bloques A y B

Tabla 57

Datos de columna central con recubrimiento.

COLUMNA CENTRAL											
PRIMER PISO			SEGUNDO PISO			TERCER PISO			CUARTO PISO		
Dato N°1	23	1.3	Dato N°1	25	1.3	Dato N°1	23	0.7	Dato N°1	22	0.8
Dato N°2	22	0.3	Dato N°2	22	1.7	Dato N°2	20	2.3	Dato N°2	20	1.2
Dato N°3	25	3.3	Dato N°3	24	0.3	Dato N°3	20	2.3	Dato N°3	24	2.8
Dato N°4	20	1.7	Dato N°4	20	3.7	Dato N°4	20	2.3	Dato N°4	20	1.2
Dato N°5	21	0.7	Dato N°5	23	0.7	Dato N°5	23	0.7	Dato N°5	22	0.8
Dato N°6	20	1.7	Dato N°6	24	0.3	Dato N°6	23	0.7	Dato N°6	22	0.8
Dato N°7	19	2.7	Dato N°7	26	2.3	Dato N°7	24	1.7	Dato N°7	21	0.2
Dato N°8	22	0.3	Dato N°8	26	2.3	Dato N°8	24	1.7	Dato N°8	20	1.2
Dato N°9	23	1.3	Dato N°9	22	1.7	Dato N°9	25	2.7	Dato N°9	21	0.2
Dato N°10	22	0.3	Dato N°10	25	1.3	Dato N°10	21	1.3	Dato N°10	20	1.2

Tabla 58*Datos de columna esquinera 1 con recubrimiento.*

COLUMNA ESQUINERA 1											
PRIMER PISO			SEGUNDO PISO			TERCER PISO			CUARTO PISO		
Dato N°1	27	0.7	Dato N°1	23	0.7	Dato N°1	24	0.3	Dato N°1	23	1.3
Dato N°2	26	0.3	Dato N°2	22	1.7	Dato N°2	26	1.7	Dato N°2	23	1.3
Dato N°3	29	2.7	Dato N°3	23	0.7	Dato N°3	24	0.3	Dato N°3	21	0.7
Dato N°4	24	2.3	Dato N°4	25	1.3	Dato N°4	24	0.3	Dato N°4	20	1.7
Dato N°5	28	1.7	Dato N°5	23	0.7	Dato N°5	26	1.7	Dato N°5	22	0.3
Dato N°6	26	0.3	Dato N°6	22	1.7	Dato N°6	22	2.3	Dato N°6	20	1.7
Dato N°7	25	1.3	Dato N°7	26	2.3	Dato N°7	20	4.3	Dato N°7	23	1.3
Dato N°8	26	0.3	Dato N°8	26	2.3	Dato N°8	24	0.3	Dato N°8	20	1.7
Dato N°9	25	1.3	Dato N°9	23	0.7	Dato N°9	26	1.7	Dato N°9	22	0.3
Dato N°10	27	0.7	Dato N°10	24	0.3	Dato N°10	27	2.7	Dato N°10	23	1.3

Tabla 59*Datos columna esquinera 2 con recubrimiento.*

COLUMNA ESQUINERA 2											
PRIMER PISO			SEGUNDO PISO			TERCER PISO			CUARTO PISO		
Dato N°1	24	0.1	Dato N°1	24	0	Dato N°1	21	2.2	Dato N°1	21	0.2
Dato N°2	26	2.1	Dato N°2	24	0	Dato N°2	27	3.1	Dato N°2	22	1.9
Dato N°3	24	0.1	Dato N°3	27	3	Dato N°3	23	0.9	Dato N°3	20	3.9
Dato N°4	23	0.9	Dato N°4	23	1	Dato N°4	24	0.1	Dato N°4	20	3.9
Dato N°5	25	1.1	Dato N°5	22	2	Dato N°5	23	0.9	Dato N°5	21	2.9
Dato N°6	22	1.9	Dato N°6	25	1	Dato N°6	24	0.1	Dato N°6	22	1.9
Dato N°7	21	2.9	Dato N°7	24	0	Dato N°7	22	1.9	Dato N°7	21	2.9
Dato N°8	24	0.1	Dato N°8	24	0	Dato N°8	23	0.9	Dato N°8	20	3.9
Dato N°9	25	1.1	Dato N°9	26	2	Dato N°9	23	0.9	Dato N°9	21	2.9
Dato N°10	25	1.1	Dato N°10	21	3	Dato N°10	22	1.9	Dato N°10	20	3.9

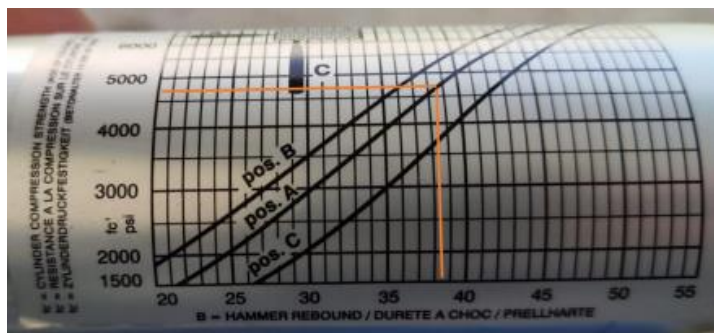
Tabla 60*Datos columna esquinera sin recubrimiento*

COLUMNA	DATOS
E2	38
	37
	42
	36
	36
	42
	39
	40
	38
	37

Con estos datos se procede a sacar la media aritmética de cada columna, una vez procesado los valores, con esto se ingresa al gráfico del equipo con el que se estima el cambio de unidades de PSI a kg/cm² y así se obtiene el valor del f'c del hormigón.

Figura 60

Gráfica de conversión del Esclerómetro



Se interpola los datos para aproximar el valor de la resistencia, factor de 2,73.

Adicional se tiene un factor de corrección por edad el cual es el siguiente:

$$f.c. = \frac{1}{1,3 * 1,1} = 0,70$$

Por lo tanto, la siguiente tabla muestra los valores de resistencia por cada columna

Tabla 61

Resistencia de cada columna

Columna	fc	Factor de corrección	f'c	Unidades
Central	306.59		214.40	kg/cm2
Esquinera 1	364.04	0.70	254.57	kg/cm2
Esquinera 2	325.72		227.78	kg/cm2

Obteniendo un promedio de 232,25 kg/cm², lo cual es muy aproximado a los planos de referencia en donde la resistencia del hormigón es de 240 kg/cm².

Bloque Central entre los bloques C y D

El Bloque Central entre los Bloques C y D es una estructura de acero, por lo que este ensayo no representaría valores significantes en este ensayo, debido a que el ensayo de esclerometría solo se lo realiza en estructuras de hormigón armado, aun así, por recomendaciones se realizó el ensayo para poder confirmar que es una estructura de acero.

Figura 61

Superficie de trabajo



Como se puede observar en la Figura 61 la estructura es de acero, con lo cual obtuvimos los siguientes resultados en los distintos pisos de la estructura.

Tabla 62

Datos de columna Primer Paso sin recubrimiento.

Resultados Esclerómetro Primer Piso (MPa)			
42	42	40	38
42		41	
44	41	42.5	41

Tabla 63*Datos de columna Segundo Piso con recubrimiento.*

Resultados Esclerómetro Segundo Piso (MPa)			
27	31	29.5	33.5
28		32	
33	32	34	34

Tabla 64*Datos columna Tercer Piso con recubrimiento.*

Resultados Esclerómetro Tercer Piso (MPa)			
26	26	25	26
26		24	
26	25	24.5	26

Tabla 65*Datos columna Cuarto Piso con recubrimiento.*

Resultados Esclerómetro Tercer Piso (MPa)			
30	28	28	28
28		30	
26	27	27	28

Una vez obtenido los resultados se procede a realizar los cálculos con el cálculo de la media aritmética de las lecturas en cada uno de los ensayos, y a partir de este valor, y con la ayuda de la curva característica del equipo, se puede determinar la resistencia a compresión del hormigón $f'c$.

Tabla 66*Resultados resistencia a compresión*

Resistencia a la Compresión	
Planta Baja	330,46 kg/cm^2
Primer Piso	210,92 kg/cm^2
Segundo Piso	189,83 kg/cm^2
Tercer Piso	224,98 kg/cm^2

Obteniendo así valores que no tienen concordancia con los resultados que deberíamos obtener en este tipo de material. Es así, como es lo explico anteriormente se realizó el ensayo solo para comprobar que era una estructura de acero tal como que lo especifica con anterioridad.

Capítulo IV

Evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica

Evaluación de la vulnerabilidad estructural

El objetivo de este capítulo es exponer los resultados derivados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural de los edificios analizados en la Universidad de las Fuerzas Armadas UFA-ESPE. Con tal propósito, se emplearon tres enfoques de evaluación: la metodología FEMA-P154, la metodología FUNVISIS y el enfoque desarrollado por GIOVINAZZI - LAGOMARSINO. El empleo de estas tres metodologías distintas para evaluar la vulnerabilidad estructural de las construcciones proporciona información de gran utilidad acerca del grado de precisión y, en especial, la aplicabilidad de cada una de ellas en el contexto de Ecuador.

Adicionalmente, se expone una confrontación entre los resultados obtenidos y los procedimientos de evaluación de las metodologías empleadas. A través de esta comparativa, se logró identificar cuál de las cuatro metodologías ofrece los resultados de mayor confiabilidad, cuáles parámetros están más estrechamente vinculados con la realidad técnico-constructiva del país, y qué enfoque metodológico arroja los resultados menos fiables.

Como complemento, se presentan diferentes recomendaciones para la aplicación de las metodologías FEMA-P154, FUNVISIS y GIOVINAZZI-LAGOMARSINO, debido a que éstas metodologías fueron realizadas para su aplicación en los Estados Unidos, Venezuela e Italia, respectivamente. A través de estas recomendaciones, y adaptaciones sugeridas en algunos de sus parámetros de evaluación, se logra un aumento significativo en el nivel de aplicabilidad de éstas dos metodologías en el Ecuador.

Metodología FEMA P-154

La intención de esta sección es ofrecer una visión general y precisa del proceso de evaluación estructural llevado a cabo en los Bloques B de aulas, el Bloque central entre los bloques A y B, así como en los Bloques central entre los bloques C y D, utilizando la metodología FEMA P-154. Para esto, se detalla la secuencia de pasos adoptada, que condujo

a una evaluación eficaz. Además, se exponen los criterios técnicos empleados para adaptar la metodología FEMA P-154 al contexto técnico-constructivo de Ecuador. Esta metodología fue originada para los Estados Unidos, considerando las particularidades sísmicas, técnicas y constructivas de dicho país. Por consiguiente, la adaptación de esta metodología a la realidad ecuatoriana es esencial para lograr resultados confiables y, sobre todo, precisos al aplicarla dentro del territorio de Ecuador.

FEMA, cuyas siglas en inglés representan la "Agencia Federal para la Gestión de Emergencias" de los Estados Unidos, establece en sus códigos FEMA-P154 y FEMA P-155 una serie de directrices y orientaciones para calcular el índice de vulnerabilidad, el cual está estrechamente vinculado con la posibilidad de colapso de una estructura. Es esencial recordar que la metodología presentada en el código FEMA-P154 se encuentra disponible en tres ediciones; en este trabajo se utilizó la tercera edición, publicada en enero de 2015.

Con el objetivo de enriquecer la aplicación de la metodología FEMA P 154 en el contexto ecuatoriano, se presentan una serie de observaciones mencionadas en la sección. En este apartado se identifican algunas deficiencias detectadas en la metodología FEMA P-154, las cuales deben ser consideradas para asegurar una correcta implementación del proceso de evaluación propuesto por la metodología en Ecuador.

Es necesario aclarar que en este capítulo se dirige la atención hacia la aplicación específica de la metodología FEMA P154 en los edificios sometidos a evaluación. Por lo tanto, se omite mencionar las directrices y pautas generales de la implementación de esta metodología, ya que dicha información se encuentra detallada de manera altamente organizada en el "Handbook" y la "Supporting Documentation", cuyos códigos técnicos correspondientes son FEMA P-154 y FEMA P-155, respectivamente. Los formularios completos, que contienen la información detallada y las puntuaciones de los edificios evaluados, se presentan en la sección de Anexos.

Registro de datos en formulario Nivel 1

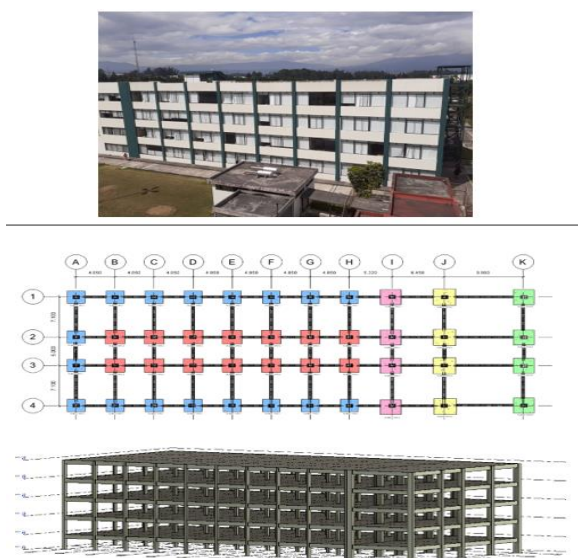
En esta sección se detalla el proceso de llenado del formulario Nivel 1 según el método sugerido para la evaluación de la vulnerabilidad estructural del bloque B de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, código FEMA-P154, segunda Edición. Para que quede claro, este formulario debe completarse durante la visita de campo, ya que está diseñado para permitir la introducción gradual de información de manera muy puntual, con un requisito mínimo por escrito.

Fotografía y esquema estructural del inmueble

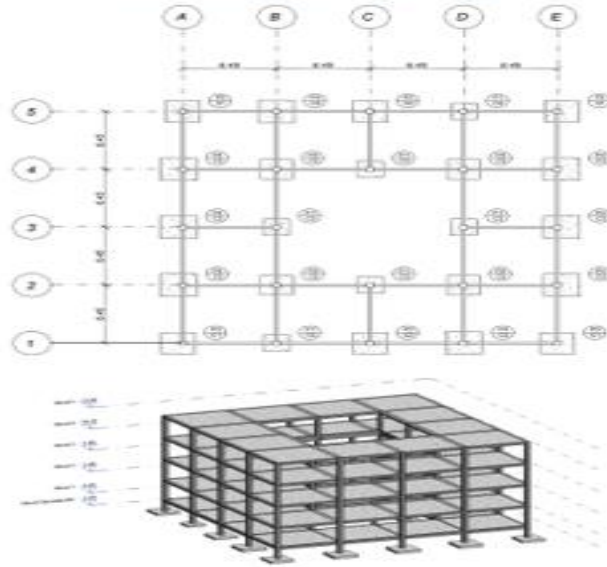
En las Figura 62 se muestran las fotografías y los croquis de las edificaciones evaluadas. Para todas las estructuras se adjuntó esquemas estructurales realizados en el software REVIT, también se utilizaron esquemas de planos estructurales o arquitectónicos, si no se dispone de esta información, se ve obligado a realizar el croquis de la geometría general de la estructura con sus aspectos relevantes.

Figura 62

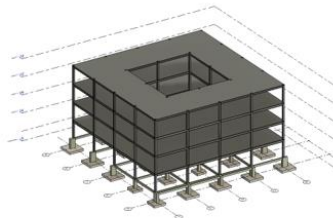
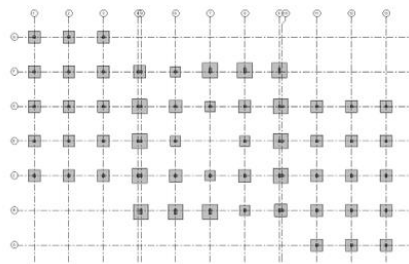
Modelado en Revit y evidencia fotográfica. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.



a)



b)



c)

Datos de la edificación

Las edificaciones de estudio son parte de las instalaciones de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE – Campus matriz, que se encuentra ubicada en: Ecuador, provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui, en la intersección de las calles Av. General Rumiñahui s/n y Ambato, junto a la fábrica “FAME” y frente a la urbanización “La Colina”.

Figura 63

Datos generales de las edificaciones. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D

101	DATOS EDIFICACIÓN				
102	Nombre de la Edificación:		Bloque B de la Universidad de las fuerzas armadas "ESPE"		
103	Dirección:		Av. Gral. Rumiñahui S/N, Sangolquí, frente a la urbanización "La colina"		
104	Sitio de referencia:		100 m de FAME	105	Código Postal
106	Tipo de uso:		Escuela		
107	Latitud:		108	Longitud:	
107A	Zona:	V	107B	Norte:	0°18'49.42" S
109	Ss:	2,13	110	S1:	0,64
			108A	Este:	78°26'44.53" O

a)

101	DATOS EDIFICACION				
102	Nombre de la Edificación:		Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Bloque Central entre los bloques de aulas A y B		
103	Dirección:		Av. General Rumiñahui s/n y Ambato		
104	Sitio de referencia:		La Colina	105	Código Postal
106	Tipo de uso:		Edificio Educativo		
107	Latitud:		-0.3140077062	108	Longitud:
107A	Zona:	17	107B	Norte:	9965257.9531511
109	Ss:		110	S1:	0,30g
			108A	Este:	784347.0270751

b)

101	DATOS EDIFICACIÓN				
102	Nombre de la Edificación:		Bloque Central comprendido entre Bloques estudiantiles C y D de UFA-ESPE		
103	Dirección:		Av. Gral. Rumiñahui S/N y Ambato, Campus Matriz de la UFA-ESPE		
104	Sitio de referencia:		Urb. La Colina	105	Código Postal
106	Tipo de uso:		Universidad (Bloque de aulas para estudiantes)		
107	Latitud:		-0.312302	108	Longitud:
107A	Zona:	17M	107B	Norte:	9965368.22m S
109	Ss:		110	S1:	784362.17m E
			108A	Este:	78.44546

c)

Datos del profesional

Este análisis ha sido realizado por un grupo de estudiantes con conocimientos básicos y necesarios para interpretar correctamente las variables de la matriz, acompañados por la guía de un especialista en el área estructural.

Figura 64

Datos de los evaluadores. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.

111	DATOS DEL PROFESIONAL				
112	Nombre del evaluador:	Calle Daniela, Maigua Jimmy			
113	Cédula del evaluador	1424926926-0504343526	115	Fecha	29 Mayo del 2023
114	Registro SENESCYT		116	Hora:	15:00

a)

111	DATOS DEL PROFESIONAL				
112	Nombre del evaluador:	Anthony Ayala Ricardo Morales			
113	Cédula del evaluador	1725653602	115	Fecha	12/06/2023
114	Registro SENESCYT	1726919176	116	Hora:	10:46

b)

111	DATOS DEL PROFESIONAL				
112	Nombre del evaluador:	Francisco Ayala / Joe Jimenez			
113	Cédula del evaluador	1723980742/1105863219	115	Fecha	28/Junio/2023
114	Registro SENESCYT		116	Hora:	15h00

c)

Datos de construcción y ocupación

En el caso del bloque B de aulas se estima que fue construido en el año 1992-1994. Esta información fue recolectada de los planos estructurales. Qué fue facilitado por el departamento de desarrollo físico de la UFA-ESPE. Esta edificación fue construida para uso escolar, tiene 4 pisos estructurales, 3 entresijos y una cubierta de losa.

Figura 65

Datos de construcción y ocupación. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c)

Bloque central entre los bloques C y D

117	DATOS CONSTRUCCIÓN				
118	Numero de Pisos:				
119	Sobre el Suelo	4	120	Bajo el Suelo	0
121	Año de construcción:	1983	122	Area de Construcción	1200 m2
123	Código Año:		124	Año(s) Remodelación:	S/N
124	Adiciones:	Ninguna	<input checked="" type="checkbox"/>	SI	<input type="checkbox"/>
			125	Número de Predio	S/N
			126	Clave Catastral	1,7105E+12

200	OCUPACION:					
201	Asambleas		Comercial		Servicio de Emergencia	
202	Industria		Oficina		Educación	X
203	Utilidad		Almacén		Residencial #	
203A	Histórico		Albergue		Público	

(a)

117	DATOS CONSTRUCCION				
118	Numero de Pisos:				
119	Sobre el Suelo	4	120	Bajo el Suelo	0
121	Año de construcción:	1992-1994	122	Area de Construcción	1456.1 m2
123	Código Año:		124	Año(s) Remodelación:	-
124	Adiciones:	Ninguna	<input checked="" type="checkbox"/>	SI	<input type="checkbox"/>
			125	Número de Predio	
			126	Clave Catastral	

200	OCUPACION:					
201	Asambleas		Comercial		Servicio de Emergencia	
202	Industria		Oficina		Educación	x
203	Utilidad		Almacén		Residencial #	
203A	Histórico		Albergue		Público	

(b)

117	DATOS CONSTRUCCION				
118	Numero de Pisos:				
119	Sobre el Suelo	4	120	Bajo el Suelo	-
121	Año de construcción:	1998	122	Area de Construcción	523 m2
123	Código Año:		124	Año(s) Remodelación:	-
124	Adiciones:	Ninguna	<input type="checkbox"/>	SI	<input checked="" type="checkbox"/>
			125	Número de Predio	
			126	Clave Catastral	

200	OCUPACION:					
201	Asambleas		Comercial		Servicio de Emergencia	
202	Industria		Oficina		Educación	x
203	Utilidad		Almacén		Residencial #	
203A	Histórico		Albergue		Público	

(c)

Tipo de suelo y riesgo geológico

Las características geológicas de la zona de instalación de la edificación se deben determinar a partir de ensayos de suelos que permitan la clasificación e identificación del suelo,

a continuación, en la Tabla 67 se presentan las características geológicas de la zona de emplazamiento de las edificaciones objeto de estudio.

Tabla 67

Clasificación del suelo

Edificio de análisis	Período de vibración [s]	Velocidad de onda de corte VS30 [m/s]	Tipo de suelo según NEC-SE-DS,2014.
Bloque B	0,470	250,8	D
Bloque central entre bloques A y B	0,470	283,9	D
Bloque central entre bloques C y D	0,470	337,1	D

Figura 66

Tipo de suelo y riesgos geológicos esperados. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D

204	TIPO DE SUELO:									
204A	A	B	C	X	D	E	F	DNK		
204B	Roca Dura	Roca Débil	Suelo Denso	Suelo Duro	Suelo Blando	Suelo Pobre	Si DNK,		A Sumir tipo D	
204C										
205	RIESGOS GEOLÓGICOS									
206	Licuefacción:			Deslizamiento:			Ruptura de Superficie:			
206A	SI		SI		SI					
206B	NO	X	NO	X	NO	X				
206C	DNK		DNK		DNK					

(a)

204	TIPO DE SUELO:									
204A	A	B	C	X	D	E	F	DNK		
204B	Roca Dura	Roca Débil	Suelo Denso	Suelo Duro	Suelo Blando	Suelo Pobre	Si DNK,		A Sumir tipo D	
204C										
205	RIESGOS GEOLÓGICOS									
206	Licuefacción:			Deslizamiento:			Ruptura de Superficie:			
206A	SI		SI		SI					
206B	NO	x	NO	x	NO	x				
206C	DNK		DNK		DNK					

(b)

204A		A		B		C	x	D		E		F		DNK
204B		Roca Dura		Roca Débil		Suelo Denso		Suelo Duro		Suelo Blando		Suelo Pobre		Si DNK,
204C														ASumir tipo D
205	RIESGOS GEOLÓGICOS													
206	Licuefacción:				Deslizamiento:				Ruptura de Superficie:					
206A		SI				SI				SI				
206B		NO		x		NO		x		NO		x		
206C		DNK				DNK				DNK				

(c)

Adyacencia, irregularidades y peligro de caída exteriores

La metodología FEMA P-154 profundiza más el problema de adyacencias definiendo separaciones mínimas entre edificaciones en función del nivel de sismicidad que se presente en la zona.

Las Tablas 68 y 69 muestran diferentes irregularidades estructurales planta y elevación, respectivamente, todas las irregularidades enumeradas en estas dos tablas están definidas y detalladas individualmente en el texto del manual de método, correspondiente al Código FEMA P-154.

Tabla 68

Irregularidades estructurales en elevación FEMA P-154

Irregularidad	Nivel de Peligro
Sitio inclinado	Moderado
Piso débil y/o blando	Severo
Desplazamientos de los planos de acción	Severo
Discontinuidad dentro del plano de acción	Moderado
Columnas o muros cortos	Severo
Niveles divididos	Moderado

Tabla 69

Irregularidades estructurales en planta FEMA P-154

Irregularidad
Torsión
Sistemas no paralelos
Esquinas reentrantes
Orificios prominentes en los pisos (50%)
Las vigas no se alinean con las columnas

Figura 67

Adyacencia, irregularidades y peligros de caída. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.

207 Adyacencia	
<input type="checkbox"/> 207A Golpes	<input type="checkbox"/> 207B Peligro de caída del Edificio Adyacente
208 Irregularidades:	
<input type="checkbox"/> 208A Elevación (Tipo/severidad)	
<input type="checkbox"/> 208B Planta (Tipo)	
209 Peligro de Caída Exteriores	
<input type="checkbox"/> 209A Chimeneas sin soporte lateral	<input type="checkbox"/> 209D Apéndices
<input type="checkbox"/> 209B Reves. Pesado o de chapa de madera pesada	<input checked="" type="checkbox"/> 209E Parapetos
<input type="checkbox"/> 209C Otros	
210 COMENTARIOS	
La estructura presenta adosamiento	
<input type="checkbox"/> Dibujos o comentarios en una página aparte	

a)

207 Adyacencia	
<input checked="" type="checkbox"/> 207A Golpes	<input type="checkbox"/> 207B Peligro de caída del Edificio Adyacente
208 Irregularidades:	
<input type="checkbox"/> 208A Elevación (Tipo/severidad)	
<input checked="" type="checkbox"/> 208B Planta (Tipo) Forma	
209 Peligro de Caída Exteriores	
<input type="checkbox"/> 209A Chimeneas sin soporte lateral	<input type="checkbox"/> 209D Apéndices
<input type="checkbox"/> 209B Reves. Pesado o de chapa de madera pesada	<input checked="" type="checkbox"/> 209E Parapetos
<input checked="" type="checkbox"/> 209C Otros	

b)

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	
300	Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos
301	Porticos de madera Livianos múltiples unidades, multiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2
302	Porticos de madera para edificios comerciales e industriales con un area de piso mayor a 500m2
303	Pórtico Acero Laminado (Portico Resistente a Momento)
304	Pórtico Acero Laminado con diagonales
306	Pórtico Acero Liviano o Conformado en frío
307	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón
308	Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque
309	Pórtico Hormigón Armado
310	Pórtico H. Armado con muros de corte
311	Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo
312	Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up)
313	Portico de H. Armado prefabricados
314	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles
315	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos
316	Edificios de Mampostería no reforzada
317	Vivienda prefabricada

c)

Puntajes básicos, modificadores y puntaje final

En la Figura 69, se presentan las clasificaciones de cada modificador utilizado en las clasificaciones de brecha sísmica de las estructuras analizadas y luego se documentaron las clasificaciones aprobadas.

Figura 69

Modificadores de vulnerabilidad y puntaje final. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1		TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																
401	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
		(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(URM ING)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)	(FD)	(RD)						
402	PUNTAJE BÁSICO	2,1	1,9	1,8	1,5	1,40	1,6	1,4	1,2	1	1,2	0,9	1,1	1	1,1	1,1	0,9	1,1
403	IRREGULARIDADES																	
403A	Irregularidad vertical Grave, VL1	-0,9	-0,9	-0,9	-0,8	-0,7	-0,8	-0,7	-0,7	-0,7	-0,8	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	NA
403B	Irregularidad vertical Moderada, VL1	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
404C	Irregularidad en planta, PL1	-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	-0,3	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
405	CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																	
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	0
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)	1,9	1,9	2	1	1,1	1,1	1,5	NA	1,4	1,7	NA	1,5	1,7	1,6	1,6	NA	0,5
406	SUELO																	
406A	Suelo Tipo A o B	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	0,1	0,3	0,2	0,3	0,3	0,1	0,1
406B	Suelo Tipo D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
406C	Suelo Tipo E (1-3Pisos)	0	-0,2	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	-0,1
406D	Tipo de suelo E (>3 Pisos)	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	NA	-0,3	-0,1	-0,1	-0,3	-0,1	NA	-0,1	-0,2	-0,2	0	NA
407	Puntaje Mínimo	0,7	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1
408	PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 > SMIN											0,3						

a)

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1		TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																
401	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
		(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(URM ING)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)	(FD)	(RD)						
402	PUNTAJE BÁSICO	2,1	1,9	1,8	1,5	1,40	1,6	1,4	1,2	1	1,2	0,9	1,1	1	1,1	1,1	0,9	1,1
403	IRREGULARIDADES																	
403A	Irregularidad vertical Grave, VL1	-0,9	-0,9	-0,9	-0,8	-0,7	-0,8	-0,7	-0,7	-0,7	-0,8	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	NA
403B	Irregularidad vertical Moderada, VL1	-0,6	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
404C	Irregularidad en planta, PL1	-0,7	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	-0,3	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	NA
405	CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																	
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	0
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)	1,9	1,9	2	1	1,1	1,1	1,5	NA	1,4	1,7	NA	1,5	1,7	1,6	1,6	NA	0,5
406	SUELO																	
406A	Suelo Tipo A o B	0,5	0,5	0,4	0,3	0,3	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	0,1	0,3	0,2	0,3	0,3	0,1	0,1
406B	Suelo Tipo D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
406C	Suelo Tipo E (1-3Pisos)	0	-0,2	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,2	0	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	0	-0,1
406D	Tipo de suelo E (>3 Pisos)	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3	-0,3	NA	-0,3	-0,1	-0,1	-0,3	-0,1	NA	-0,1	-0,2	-0,2	0	NA
407	Puntaje Mínimo	0,7	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1
408	PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 > SMIN											0,5						

b)

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1																	
401	TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																
	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)				(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(URM INO)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)	(FD)	(RD)			
402	PUNTAJE BÁSICO																
403	IRREGULARIDADES																
403A	Irregularidad vertical Grave, VL1																
403B	Irregularidad vertical Moderada, VL1																
403C	Irregularidad en planta, PL1																
405	CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN																
405A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción																
405B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)																
405C	Post código moderno (construido a partir de 2015)																
406	SUELO																
406A	Suelo Tipo A o B																
406B	Suelo Tipo D																
406C	Suelo Tipo E (1-3Pisos)																
406D	Tipo de suelo E (>3 Pisos)																
407	Puntaje Mínimo																
408	PUNTAJE FINAL NIVEL 1,SL1 > SMIN																

c)

Grado de revisión

En este apartado se indica si se tuvo accesibilidad durante la evaluación, sea al interior como al exterior de la estructura. Esto debido a que en algunos casos durante la evaluación se presentan percances para lograr el ingreso; sea por limitaciones por personal de seguridad del edificio, o el propietario, también por temas de carácter geográfico. Adicional, en esta sección se ingresa información acerca de la fuente de donde se obtuvo el tipo de suelo de la zona y del peligro geológico, también la persona de contacto que conozca el proceso de la encuesta.

Figura 70

Grado de revisión. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D

500	GRADO DE REVISIÓN	
501	Exterior:	
	<input type="checkbox"/> Parcial	<input checked="" type="checkbox"/> Todos los Lados
		<input type="checkbox"/> Aereo
502	Interior:	
	<input type="checkbox"/> Ninguno	<input checked="" type="checkbox"/> Visible
		<input type="checkbox"/> Completo
503	Planos revisados:	
	<input checked="" type="checkbox"/> Sí	<input type="checkbox"/> No
504	Fuente del Tipo de suelo: Estudios propios	
505	Fuente del Peligro Geológico: Estudios propios	
506	Personas de Contacto: Ing. Acosta Alvares Hugo Leonardo	
	Celular: 02-3989400 ext 3162	
	Correo: hlacosta@espe.edu.ec	

a)

500	GRADO DE REVISION
501	Exterior:
	<input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aereo
502	Interior:
	<input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Completo
503	Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No
504	Fuente del Tipo de suelo: <u>Ensayos de suelos VS 30</u>
505	Fuente del Peligro Geológico: <u>IGEPN</u>
506	Personas de Contacto: <u>Ing. Pablo Caiza Ph.D</u>
	Celular: <u>998809848</u>
	Correo: <u>pecaiza@espe.edu.ec</u>

b)

500	GRADO DE REVISION
501	Exterior:
	<input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aereo
502	Interior:
	<input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Completo
503	Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No
504	Fuente del Tipo de suelo: <u>Ensayo de suelo VS30</u>
505	Fuente del Peligro Geológico:
506	Personas de Contacto: <u>Ing. Pablo Caiza Ph.D.</u>
	Celular: _____
	Correo: <u>pecaiza1@espe.edu.ec</u>

c)

Otros riesgos y acciones requeridas

En nuestro caso de análisis no existe peligro que amerite una evaluación estructural detallada pero aun así se lo realizará.

Figura 71

Otros riesgos esperados. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.

600 OTROS RIESGOS:	
Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?	
601	<input type="checkbox"/> Golpeo Potencial (a menor que $SL_2 > \text{limite}$, si es conocido)
602	<input type="checkbox"/> Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos
603	<input type="checkbox"/> Riesgo geológico o tipo de Suelo F
604	<input type="checkbox"/> Daño significativo/deterioro del sistema estructural

a)

600 OTROS RIESGOS:	
Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?	
601	<input type="checkbox"/> Golpeo Potencial (a menor que $SL_2 > \text{limite}$, si es conocido)
602	<input type="checkbox"/> Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos
603	<input type="checkbox"/> Riesgo geológico o tipo de Suelo F
604	<input type="checkbox"/> Daño significativo/deterioro del sistema estructural

b)

600	OTROS RIESGOS:
Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?	
601	<input checked="" type="checkbox"/> Golpeo Potencial (a menor que $SL_2 > \text{limite}$, si es conocido)
602	<input type="checkbox"/> Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos
603	<input type="checkbox"/> Riesgo geológico o tipo de Suelo F
604	<input type="checkbox"/> Daño significativo/deterioro del sistema estructural

c)

Figura 72

Acciones requeridas. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.

700	ACCIÓN REQUERIDA:
Requiere evaluación estructural detallada?	
701	<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio
702	<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el límite
703	<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes
704	<input checked="" type="checkbox"/> NO
Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)	
705	<input checked="" type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados
706	<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada
707	<input type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales
708	<input type="checkbox"/> DNK= no conoce

a)

700	ACCIÓN REQUERIDA:	
Requiere evaluación estructural detallada?		
701	<input type="checkbox"/>	Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio
702	<input type="checkbox"/>	Si, puntaje menor que el límite
703	<input type="checkbox"/>	Si, otros peligros presentes
704	<input checked="" type="checkbox"/>	NO
Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)		
705	<input type="checkbox"/>	Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados
706	<input checked="" type="checkbox"/>	No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada
707	<input type="checkbox"/>	No, no se identifican peligros no estructurales
708	<input type="checkbox"/>	DNK= no conoce

b)

700	ACCIÓN REQUERIDA:	
Requiere evaluación estructural detallada?		
701	<input type="checkbox"/>	Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio
702	<input checked="" type="checkbox"/>	Si, puntaje menor que el límite
703	<input type="checkbox"/>	Si, otros peligros presentes
704	<input type="checkbox"/>	NO
Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una x)		
705	<input type="checkbox"/>	Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados
706	<input type="checkbox"/>	No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada
707	<input checked="" type="checkbox"/>	No, no se identifican peligros no estructurales
708	<input type="checkbox"/>	DNK= no conoce

c)

Registro de datos en formulario Nivel 2

El Formulario Nivel 2, en la información que recolecta es de la misma equivalencia del Formulario Nivel 1, por esta razón su realización es opcional. Los diferentes componentes y modificadores de la evaluación son de más sintetizados. Este formulario se llenará de la misma manera que el Formulario Nivel 1, se inicia con el reajuste de la calificación del primer formulario, esto lleva al papel de las cualificaciones básicas en este nuevo formato.

El nuevo formato para registro de información permite realizar otro tipo de evaluación según otros parámetros tanto en irregularidad vertical y horizontal. El primer parámetro a evaluar

es la irregularidad vertical y a diferencia al formulario del Nivel 1 este presenta casos específicos de irregularidad que pueden afectar la estructura. Las edificaciones de estudio al no contar con irregularidades verticales dejamos esa sección con un valor de cero.

Modificadores estructurales para agregar al puntaje básico ajustado

La siguiente sección permite evaluar las irregularidades en elevación y en planta, como nuestra edificación no tiene tales irregularidades se procede a tachar todos los valores dando como resultado modificador un valor de cero.

Figura 73

Modificadores estructurales para irregularidad vertical. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AGREGAR AL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Instrucción (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI"; de lo contrario tache el modificador.)	Si	Subtotales	
Vertical Irregularidad, VL2	Sito inclinado	Edificio W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0,3	
		Edificio que no es W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0,2	
	Piso blandol y/o débil (círcule un máximo)	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0,5	
		Casa W1 sobre garaje: Debajo de un piso ocupado, hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero, y hay menos de 20cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados por encima, utilizar 40cm de pared mínimo).	-0,9	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (por ejemplo, como un parqueadero) supera más del 50% del ancho total del edificio	-0,9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor al 50% del piso superior o la altura de cualquier piso 2,0 veces es mayor de la altura de piso anterior.	-0,7	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre el 50% y el 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1,3 y 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,4	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están fuera del piso inferior causando un diafragma en voladizo en el desfase.	-0,7	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0,4	
		Hay un desfase en plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos.	-0,2	
	Columna corta / Pilar Corto	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columna en el sistema lateral tienen relaciones de altura/profundidad inferiores al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0,4	
		C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: La altura de la columna (o pilar) es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0,4	
	Nivel dividido	Hay un nivel dividido en uno de los niveles del suelo o en el techo.	-0,4	
	Otro	Hay otra irregularidad vertical grave observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0,7	
	Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0,4	

a)

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AGREGAR AL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Instrucción (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", de lo contrario tache el modificador.)	Si	Subtotales	
Vertical Irregularidad, VL2	Silo inclinado	Edificio W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.9	
		Edificio que no es W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.2	
	Piso blando y/o débil (círcule un máximo)	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corbó sin refuerzo.	-0.5	
		Casa W1 sobre garaje: Debajo de un piso ocupado, hay una garaje abierto sin un marco de momento de acero, y hay menos de 20cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados por encima, utilizar 40cm de pared mínimo).	-0.9	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (por ejemplo, como un parqueadero) supera más del 50% del ancho total del edificio	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor al 50% del piso superior o la altura de cualquier piso 2.0 veces es mayor de la altura de piso anterior.	-0.7	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre el 50% y el 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.4	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están fuera del piso inferior causando un diafragma en voladizo en el desfase.	-0.7	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.4	
		Hay un desfase en plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos.	-0.2	
	Columna corta / Pilar Corbó	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columna en el sistema lateral tienen relaciones de altura/profundidad inferiores al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.4	
		C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: La altura de la columna (o pilar) es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.4	
	Nivel dividido	Hay un nivel dividido en uno de los niveles del suelo o en el techo.	-0.4	
	Otro	Hay otra irregularidad vertical grave observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7	
Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.4		
			VL2 = <u> </u> Limite -0.9	

b)

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AGREGAR AL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Instrucción (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", de lo contrario tache el modificador.)	Si	Subtotales	
Vertical Irregularidad, VL2	Silo inclinado	Edificio W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.9	
		Edificio que no es W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.2	
	Piso blando y/o débil (círcule un máximo)	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corbó sin refuerzo.	-0.5	
		Casa W1 sobre garaje: Debajo de un piso ocupado, hay una garaje abierto sin un marco de momento de acero, y hay menos de 20cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados por encima, utilizar 40cm de pared mínimo).	-0.9	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (por ejemplo, como un parqueadero) supera más del 50% del ancho total del edificio	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor al 50% del piso superior o la altura de cualquier piso 2.0 veces es mayor de la altura de piso anterior.	-0.7	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre el 50% y el 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.4	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están fuera del piso inferior causando un diafragma en voladizo en el desfase.	-0.7	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.4	
		Hay un desfase en plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos.	-0.2	
	Columna corta / Pilar Corbó	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columna en el sistema lateral tienen relaciones de altura/profundidad inferiores al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.4	
		C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: La altura de la columna (o pilar) es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.4	
	Nivel dividido	Hay un nivel dividido en uno de los niveles del suelo o en el techo.	-0.4	
	Otro	Hay otra irregularidad vertical grave observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7	
Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.4		
			VL2 = <u> </u> Limite -0.9	

c)

Figura 74

Modificadores estructurales para irregularidad en planta. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D

Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluir la irregularidad frontal abierta WTA enumerada anteriormente.)		-0.5	PL2 = 0 Limite -0.7
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.		-0.2	
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión total en planta en esa dirección.		-0.2	
	Apertura del diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% de la anchura total del diafragma en ese nivel.		-0.2	
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas del plano.		-0.2	
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.		-0.5	
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.		0.2	
Golpeo	El edificio está separado de una estructura adyacente menos del 1,5% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente dentro del rango de 0.60m.	(Limite en la suma de modificadores de golpes en -0.9)	-0.4
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.		-0.7
		El edificio está al final de la cuadrada o filas del edificio		-0.4
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostriado "K".		-0.7	
Edificio C1	La losa plana sirve como viga en el marco de momento.		-0.3	
PC1/RM1 Bldg	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos a partir de planos que no dependen de la flexión de grano cruzado. (No combinar con modificador posterior al punto de referencia o retrofit.)		0.2	
PC1/RM1 Bldg	El edificio tiene paredes interiores estrechamente espaciadas y de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes, como en un almacén).		0.2	
JRM	Las paredes a dos aguas están presentes.		-0.3	
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.		0.5	
Modificación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a partir de planos		1.2	M = 0
NIVEL FINAL 2 SCORE, $S_{L2} (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$ (Transferir al forma de Nivel 1.)				
Hay daños o deterioro observables u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No				
En caso afirmativo, describa la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indique en el formulario de Nivel 1 que se requiere una evaluación detallada independientemente de la puntuación del edificio.				

a)

Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluir la irregularidad frontal abierta WTA enumerada anteriormente.)		-0.5	PL2 = Limite -0.7
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.		-0.2	
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión total en planta en esa dirección.		-0.2	
	Apertura del diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% de la anchura total del diafragma en ese nivel.		-0.2	
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas del plano.		-0.2	
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.		-0.5	
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.		0.2	
Golpeo	El edificio está separado de una estructura adyacente menos del 1,5% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente dentro del rango de 0.60m.	(Limite en la suma de modificadores de golpes en -0.9)	-0.7
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.		-0.7
		El edificio está al final de la cuadrada o filas del edificio		-0.4
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostriado "K".		-0.7	
Edificio C1	La losa plana sirve como viga en el marco de momento.		-0.3	
PC1/RM1 Bldg	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos a partir de planos que no dependen de la flexión de grano cruzado. (No combinar con modificador posterior al punto de referencia o retrofit.)		0.2	
PC1/RM1 Bldg	El edificio tiene paredes interiores estrechamente espaciadas y de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes, como en un almacén).		0.2	
JRM	Las paredes a dos aguas están presentes.		-0.3	
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.		0.5	
Modificación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a partir de planos		1.2	M =
NIVEL FINAL 2 SCORE, $S_{L2} (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$ (Transferir al forma de Nivel 1.)				
Hay daños o deterioro observables u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No				
En caso afirmativo, describa la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indique en el formulario de Nivel 1 que se requiere una evaluación detallada independientemente de la puntuación del edificio.				

b)

Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluir la irregularidad frontal abierta W1A enumerada anteriormente.)		-0.5	PL2 = Limite -0.7
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre si.		-0.2	
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión total en planta en esa dirección.		-0.2	
	Apertura del diafragma: Hay una abertura en el diafragma con una anchura mayor al 50% de la anchura total del diafragma en ese nivel.		-0.2	
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas del plano.		-0.2	
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.		-0.5	
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.		0.2	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente menos del 1,5% de la altura del edificio mas bajo y la estructura adyacente:	Los pisos no se alinean verticalmente dentro del rango de 0.60m.	-0.7	(Limite en la suma de modificadores de golpes en -0.9)
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.	-0.7	
		El edificio está al final de la cuadra o filas del edificio	-0.4	
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostamiento "K".		-0.7	
Edificio C1	La losa plana sirve como viga en el marco de moment.		-0.3	
PC1/RM1 Bldg	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos a partir de planos que no dependen de la flexión de grano cruzado. (No combinar con modificador posterior al punto de referencia o retrofl.)		0.2	
PC1/RM1 Bldg	El edificio tiene paredes interiores estrechamente espaciadas y de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes, como en un almacén).		0.2	
URM	Las paredes a dos aguas están presentes.		-0.3	
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.		0.5	
Modificación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a partir de planos		1.2	M =
NIVEL FINAL 2 SCORE, $S_{L2} (S^* + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$ (Transferir al ítem de Nivel 1.)				
Hay daños o deterioro observables u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio:				
		<input type="checkbox"/> Sí	<input type="checkbox"/> No	

c)

Figura 75

Peligros no estructurales observables. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D

Ubicación	Declaración (Marque "Si" o "No")	Si	No
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzado o una chimenea de mampostería no reforzada sin anclaje		x
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.		x
	Hay un pabellón pesado puertas de salida o pasarelas peatonales que parece insuficientemente apoyado.		x
	Hay un apéndice de mampostería no reforzado sobre las puertas de salida o pasarelas peatonales.		x
	Hay un letrero en el edificio que indica que hay materiales peligrosos.		x
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM anclado o un parapeto URM no anclado.		x
	Otros peligros de caída no estructurales exteriores observados:		x
Interior	Hay baldosas de arcilla hueca o tabiques de ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		x
	Otro peligro de caída no estructural no estructural del interior observado:		x

a)

Ubicación	Declaración (Marque "Si" o "No")	Si	No
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzado o una chimenea de mampostería no reforzada sin anclaje	x	
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.		x
	Hay un pabellón pesado puertas de salida o pasarelas peatonales que parece insuficientemente apoyado.		x
	Hay un apéndice de mampostería no reforzado sobre las puertas de salida o pasarelas peatonales.		x
	Hay un letrero en el edificio que indica que hay materiales peligrosos.		x
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM anclado o un parapeto URM no anclado.		x
	Otros peligros de caída no estructurales exteriores observados:		x
Interior	Hay baldosas de arcilla hueca o tabiques de ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		x
	Otro peligro de caída no estructural no estructural del interior observado:		x

b)

Ubicación	Declaración (Marque "Sí" o "No")	Sí	No
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzado o una chimenea de mampostería no reforzada sin anclaje		x
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.		x
	Hay un pabellón pesado puertas de salida o pasarelas peatonales que parece insuficientemente apoyado.		x
	Hay un apéndice de mampostería no reforzado sobre las puertas de salida o pasarelas peabnales.		x
	Hay un letrero en el edificio que indica que hay materiales peligrosos.		x
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM anclado o un parapeto URM no anclado.		x
	Otros peligros de caída no estructurales exteriores observados:		x
Interior	Hay baldosas de arcilla hueca o tabiques de ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		x
	Otro peligro de caída no estructural no estructural del interior observado:		x

c)

Figura 76

Desempeño sísmico no estructural estimado. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B, c) Bloque central entre los bloques C y D.

Desempeño sísmico no estructural estimado (Marque la casilla apropiada y transfiera a conclusiones del formulario de nivel 1)			
<input type="checkbox"/>	Potenciales peligros no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Evaluación no estructural detallada recomendada
<input type="checkbox"/>	Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Pero no se requiere una evaluación no estructural detallada baja o ninguna amenaza)no estructural para la seguridad de la vida de los ocupantes
<input checked="" type="checkbox"/>	Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes	→	No se requiere una evaluación no estructural detallada
COMENTARIOS: Ninguno			

a)

Desempeño sísmico no estructural estimado (Marque la casilla apropiada y transfiera a conclusiones del formulario de nivel 1)			
<input type="checkbox"/>	Potenciales peligros no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Evaluación no estructural detallada recomendada
<input type="checkbox"/>	Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Pero no se requiere una evaluación no estructural detallada baja o ninguna amenaza)no estructural para la seguridad de la vida de los ocupantes
<input checked="" type="checkbox"/>	Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes	→	No se requiere una evaluación no estructural detallada

b)

<input type="checkbox"/>	Potenciales peligros no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Evaluación no estructural detallada recomendada
<input type="checkbox"/>	Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Pero no se requiere una evaluación no estructural detallada baja o ninguna amenaza)no estructural para la seguridad de la vida de los ocupantes
<input checked="" type="checkbox"/>	Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes	→	No se requiere una evaluación no estructural detallada

c)

Resultados

Los índices de vulnerabilidad resultan distintos en cada estructura analizada y varían entre 0.5 y 1 en el formulario del nivel 1 mientras que en el formulario del nivel 2 es cero por no presentar irregularidades, en la Tabla 70 se muestra un resumen de resultados para cada estructura.

Tabla 70

Resultados de la metodología FEMA-P154

Edificio	Puntaje S Formulario Nivel 1	Puntaje S Formulario Nivel 2	Grado de Vulnerabilidad sísmica	Observaciones
Bloque B	0,6	0,0	Alta vulnerabilidad y no requiere una evaluación especial	S < 2
Bloque central entre los bloques A y B	0,5	0,0	Alta vulnerabilidad y no requiere una evaluación	S < 2
Bloque central entre los bloques C y D	1,00	0,0	Alta vulnerabilidad y requieren una evaluación especial	S < 2

Metodología FUNVISIS

El propósito de esta sección es proporcionar una visión global y comprensible del procedimiento de evaluación estructural realizado en los Bloques B de aulas, así como en los Bloques centrales entre A y B y entre C y D, empleando la metodología FUNVISIS. En este contexto, se detalla la secuencia de pasos seguida para lograr una evaluación eficaz. Además, en la subsección "Observaciones", se exponen criterios técnicos para adaptar la metodología

FUNVISIS al contexto técnico-constructivo de Ecuador. Es relevante destacar que la metodología FUNVISIS se originó en Venezuela, considerando las particularidades sísmicas, técnicas y constructivas de dicho país. En consecuencia, la adaptación de esta metodología a la realidad ecuatoriana es fundamental para alcanzar resultados confiables y, sobre todo, precisos al aplicarla en el territorio de Ecuador.

FUNVISIS corresponde a las siglas de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. En su código "Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico", tercera versión, esta fundación presenta directrices y orientaciones para calcular los índices de vulnerabilidad estructural, que están directamente relacionados con la posibilidad de colapso de una estructura. Importa resaltar que la metodología FUNVISIS para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios existe en tres ediciones, y en este estudio se utilizó la tercera edición, publicada en enero de 2014.

Para enriquecer la implementación de la metodología FUNVISIS en Ecuador, se ofrecen observaciones detalladas en la subsección "Observaciones". En esta parte se identifican algunas limitaciones encontradas en la metodología FUNVISIS, que deben ser consideradas para lograr una aplicación precisa del proceso de evaluación propuesto por esta metodología en el contexto ecuatoriano.

Cabe señalar que esta sección se enfoca específicamente en la aplicación de la metodología FUNVISIS en los edificios encuestados: Bloques A y B de aulas, así como en los Bloques centrales entre A y B y entre C y D. Por lo tanto, se evita mencionar las directrices y pautas generales de la implementación de esta metodología, ya que esta información está detallada en el código "Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico", tercera versión, de manera altamente organizada. Los formularios completos, que contienen la información detallada y las puntuaciones finales de cada edificio evaluado, se presentan en la sección de Anexos.

Descripción de la metodología

La metodología planteada por FUNVISIS sugiere la utilización de un formulario (ver Figura 77) como el primer paso en la evaluación de la vulnerabilidad estructural de una construcción. Las observaciones realizadas por los autores acerca de la precisión en la determinación del grado de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en el contexto ecuatoriano, así como las omisiones relevantes en las directrices de evaluación presentadas por esta metodología, se detallan en la subsección "Observaciones".

El procedimiento propuesto por FUNVISIS efectúa una evaluación cualitativa y exhaustiva de los diversos factores involucrados en la respuesta dinámica de la estructura. Al finalizar el formulario y calcular los índices de vulnerabilidad estructural, el evaluador tiene la tarea de interpretar estos índices utilizando los límites correspondientes establecidos en el código "Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico", en su capítulo II.

Figura 77

Formulario para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Registro de datos

En la presente sección se muestra de forma detalla el proceso del llenado de la plantilla para la evaluación de la vulnerabilidad estructural los 4 edificios encuestados, según la metodología propuesta por la FUNVISIS, versión 2014. Se aclara, este formulario se debe llenar mientras se hace la visita de campo, pues su diseño permite la introducción de la información de manera progresiva, y de una manera muy puntual, presentando un requerimiento mínimo en la escritura.

Datos generales

La documentación de la información en la plantilla comienza con la definición de los datos generales de la evaluación (ver Figura 78), siendo estos los siguientes:

- Fecha
- Hora de inicio
- Hora de culminación
- Código

En la Figura 78 se muestran los valores correspondientes a cada uno de estos factores. Es fundamental recordar que la metodología no fue originalmente concebida para su uso en Ecuador, lo que ocasiona que algunos de los valores de los factores puedan diferir de las expectativas. Para enfrentar estos casos, se sugiere una modificación en los límites de calificación, con el propósito de adecuar el proceso de evaluación a las condiciones propias de Ecuador.

Datos de los participantes y del entrevistado

A contrario de las metodologías NEC-2015 y FEMA P-154, la metodología FUNVISIS permite la adaptación del número de evaluadores, ya que no impone restricciones en cuanto al número de profesionales involucrados en el proceso de evaluación de la vulnerabilidad estructural de un edificio (ver Figura 78). Además, la plantilla requiere la recopilación de

información personal de un encuestado, relacionada con los diversos aspectos estructurales, arquitectónicos, técnicos y sociales de la construcción.

Identificación y ubicación de la edificación

En relación a los 3 Bloques que fueron objeto de evaluación, el departamento de Desarrollo Físico de la Universidad de las Fuerzas Armadas UFA-ESPE proporcionó toda la información de referencia relacionada con su estructura y diseño arquitectónico. Esto se realizó a través del profesional encargado de la gestión de las edificaciones, el ingeniero Hugo Acosta. La Figura 78 muestra el parámetro de "Identificación y Ubicación de la Edificación" con los detalles específicos de los edificios sometidos a análisis.

Figura 78

Formulario parte 1.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D

PLANILLA DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES (Características Sísmorresistentes)			
1. Datos generales			
1.1 Fecha:	20/06/2023	1.2 Hora inicio:	10:00
1.3 Hora culminación:	12:00	1.4 Código:	1710501000000
2. Datos de los participantes			
Función	Nombre y apellido	Teléfono	Correo electrónico
2.1 Inspector	Daniela Gissel Calle Cardenas	0982475065	dgcalle@espe.edu.ec
	Jimmy Alexander Maigua Yanchaguano	0998187829	jamaigua2@espe.edu.ec
2.2 Revisor	Pablo Santana	0967043146	pasantana1@espe.edu.ec
2.3 Supervisor	Ing. Pablo Caiza	0998809848	pecaiza1@espe.edu.ec
2. Datos del entrevistado			
3.1 Relación con la Edif.	3.2 Nombre y apellido	3.3 Teléfono	3.4 Correo electrónico
4. Identificación y ubicación de la edificación			
4.1 Nombre o N°:	Bloque B Aulas	4.2 N° de pisos:	4
4.3 N° de semi-sótanos:	0	4.4 Estado:	Ecuador
4.5 Ciudad:	Sangolquí	4.6 Municipio:	Rumiñahui
4.7 Parroquia:	San Rafael	4.8 Urb., Barrio:	La Colina
4.9 Sector:	La Colina	4.10 Calle, vereda:	Av. General Rumiña
4.11 Pto. de Referencia:	Frente a urbanización La Colina	4.12 Proj. UTM (REGVEN)	4.13 Coord. X:
4.14 Coord. Y:	9965163	4.15 Huso:	-17M

a)

PLANILLA DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES (Características Sismorresistentes)			
1. Datos generales			
1.1 Fecha:	21/8/2023	1.2 Hora inicio:	1.3 Hora culminación:
		1.4 Código:	171050100000
2. Datos de los participantes			
Función	Nombre y apellido	Teléfono	Correo electrónico
2.1 Inspector	Anthony Fabián Ayala Cuichán	0967368531	afayala2@espe.edu.ec
	Ricardo Israel Morales Plazarte	0959103274	rimorales1@espe.edu.ec
2.2 Revisor	Dr. Pablo Caiza	0998809848	pecaiza1@espe.edu.ec
2.3 Supervisor			
2. Datos del entrevistado			
3.1 Relación con la Edif.	3.2 Nombre y apellido	3.3 Teléfono	3.4 Correo electrónico
Administrador	Ing. Hugo Acosta	995408369	hdacosta@espe.edu.ec
4. Identificación y ubicación de la edificación			
4.1 Nombre o N°: Bloque central entre A y	4.2 N° de pisos: 4	4.3 N° de semi-sótanos: 0	
4.4 N° de sótanos: 0	4.5 Estado: Pichincha	4.6 Ciudad: Quito	
4.7 Municipio: Rumiñahui	4.8 Parroquia: Valle de los Chillos	4.9 Urb., Barrio: Urbanización	
4.10 Sector: Sangolquí	4.11 Calle, vereda: Av. General Rumiñahu	4.12 Pto. de Referencia: Frente a la Urbanización la Colina	
Proy. UTM (REGVEN)	4.13 Coord. X: 784347.00	4.14 Coord. Y: 9965258.00	4.15 Huso: GTM-5

b)

PLANILLA DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES (Características Sismorresistentes)			
1. Datos generales			
1.1 Fecha:	21/6/2023	1.2 Hora inicio:	9:30
		1.3 Hora culminación:	10:00
		1.4 Código:	1710501000000
2. Datos de los participantes			
Función	Nombre y apellido	Teléfono	Correo electrónico
2.1 Inspector	Francisco Ayala	0981822571	feayala1@espe.edu.ec
	Joe Jimenez	0982580823	jajimenez22@espe.edu.ec
2.2 Revisor	Pablo Santana	0967043146	pasantana1@espe.edu.ec
2.3 Supervisor	Ing. Pablo Caiza Ph.D	0998809848	pecaiza1@espe.edu.ec
2. Datos del entrevistado			
3.1 Relación con la Edif.	3.2 Nombre y apellido	3.3 Teléfono	3.4 Correo electrónico
Administrador	Ing. Hugo Acosta	099 540 8369	hiacosta@espe.edu.ec
4. Identificación y ubicación de la edificación			
4.1 Nombre o N°: Bloque central C-D	4.2 N° de pisos: 4 Pisos	4.3 N° de semi-sótanos: 0	
4.4 N° de sótanos: 0	4.5 Estado: Ecuador	4.6 Ciudad: Sangolquí	
4.7 Municipio: Rumiñahui	4.8 Parroquia: San Rafael	4.9 Urb., Barrio: La Colina	
4.10 Sector: UFA-ESPE	4.11 Calle, vereda: Av Rumiñahui	4.12 Pto. de Referencia: Frente urbanización la Colina	
Proy. UTM (REGVEN)	4.13 Coord. X: 784354.35 m E	4.14 Coord. Y: 9965366.10 m S	4.15 Huso: 17

c)

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Uso y capacidad de la edificación

La metodología FUNVISIS, propone 16 tipos diferentes de usos de edificaciones, con la posibilidad de especificar algún otro uso no especificado en este listado.

En la Figura 79 se muestra estos parámetros llenos con la información de los bloques encuestados.

Año de construcción

Este factor es de crucial importancia, ya que contempla la eficacia de las indicaciones para un diseño estructural sísmico proporcionadas por las diversas normativas de construcción aplicadas a lo largo del tiempo en Venezuela. Este parámetro se divide en 8 etapas posibles (ver Figura .79).

En la fase de procesamiento de datos, este factor penaliza a las edificaciones más antiguas debido a las limitadas orientaciones para un diseño resistente a sismos ofrecidas por las normas de construcción de ese período. Es necesario ajustar las etapas de los códigos estadounidenses a los códigos de construcción utilizados a lo largo de la historia en Ecuador, como lo establece la metodología NEC-2015.

Condición del terreno

En la Figura 79 se presentan los componentes del parámetro “Condición del terreno” llenos con la información correspondiente a los bloques evaluados.

Figura 79

Formulario parte 2.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D

5. Uso de la edificación (marcar con "x", múltiples opciones)				
<input type="checkbox"/> Gubernamental	<input type="checkbox"/> Militar	<input type="checkbox"/> Médico- Asistencial	<input type="checkbox"/> Industrial	<input type="checkbox"/> Otro (Especifique)
<input type="checkbox"/> Bomberos	<input type="checkbox"/> Vivienda Popular	<input checked="" type="checkbox"/> Educativo	<input type="checkbox"/> Comercial	
<input type="checkbox"/> Protección Civil	<input type="checkbox"/> Vivienda Unifamiliar	<input type="checkbox"/> Deportivo- Recreativo	<input type="checkbox"/> Oficina	
<input type="checkbox"/> Policial	<input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar	<input type="checkbox"/> Cultural	<input type="checkbox"/> Religioso	
6. Capacidad de ocupación (rellenar y marcar con "x", múltiples opciones)				
6.1 Número de personas que ocupan el inmueble: 1600		6.2 Ocupación durante: <input checked="" type="checkbox"/> Mañana <input checked="" type="checkbox"/> Tarde <input type="checkbox"/> Noche		
7. Año de construcción (rellenar y marcar con "x", una opción)				
Año:	<input type="checkbox"/> Antes de 1939	<input type="checkbox"/> Entre 1940 y 1947	<input type="checkbox"/> Entre 1948 y 1955	<input type="checkbox"/> Entre 1956 y 1967
	<input type="checkbox"/> Entre 1968 y 1982	<input checked="" type="checkbox"/> Entre 1983 y 1998	<input type="checkbox"/> Entre 1999 y 2001	<input type="checkbox"/> Después de 2001
8. Condición del terreno (marcar con "x", una opción por pregunta)				
8.1 Edificación en:	<input checked="" type="checkbox"/> Planicie	8.2 Pendiente del terreno: <input type="checkbox"/> 20°-45° <input type="checkbox"/> Mayor a 45°	8.3 Localizada sobre la mitad superior de la ladera: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	
	<input type="checkbox"/> Ladera		8.4 Pendiente del talud: <input type="checkbox"/> 20°-45° <input type="checkbox"/> Mayor a 45°	
	<input type="checkbox"/> Base			8.5 Pendiente del talud: <input type="checkbox"/> Menor a H del taluc <input type="checkbox"/> Mayor a H del Talud
8.6 Drenajes: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Cima			

a)

5. Uso de la edificación (marcar con "x", múltiples opciones)				
<input type="checkbox"/> Gubernamental	<input type="checkbox"/> Militar	<input type="checkbox"/> Médico- Asistencial	<input type="checkbox"/> Industrial	<input type="checkbox"/> Otro (Especifique)
<input type="checkbox"/> Bomberos	<input type="checkbox"/> Vivienda Popular	<input checked="" type="checkbox"/> Educativo	<input type="checkbox"/> Comercial	
<input type="checkbox"/> Protección Civil	<input type="checkbox"/> Vivienda Unifamiliar	<input type="checkbox"/> Deportivo- Recreativo	<input type="checkbox"/> Oficina	
<input type="checkbox"/> Policial	<input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar	<input type="checkbox"/> Cultural	<input type="checkbox"/> Religioso	
6. Capacidad de ocupación (rellenar y marcar con "x", múltiples opciones)				
6.1 Número de personas que ocupan el inmueble: 0		6.2 Ocupación durante: <input checked="" type="checkbox"/> Mañana <input checked="" type="checkbox"/> Tarde <input type="checkbox"/> Noche		
7. Año de construcción (rellenar y marcar con "x", una opción)				
Año: 1922	<input type="checkbox"/> Antes de 1939	<input type="checkbox"/> Entre 1940 y 1947	<input type="checkbox"/> Entre 1948 y 1955	<input type="checkbox"/> Entre 1956 y 1967
	<input type="checkbox"/> Entre 1968 y 1982	<input checked="" type="checkbox"/> Entre 1983 y 1998	<input type="checkbox"/> Entre 1999 y 2001	<input type="checkbox"/> Después de 2001
8. Condición del terreno (marcar con "x", una opción por pregunta)				
8.1 Edificación en:	<input checked="" type="checkbox"/> Planicie	8.2 Pendiente del terreno:	<input type="checkbox"/> 20°-45°	<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
	<input type="checkbox"/> Ladera		8.3 Localizada sobre la mitad superior de la ladera: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	
8.6 Drenajes <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Base	8.4 Pendiente del talud:	<input type="checkbox"/> 20°-45°	<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
	<input type="checkbox"/> Cima	8.5 Pendiente del talud:	<input type="checkbox"/> Menor a H del Talud	<input type="checkbox"/> Mayor a H del Talud

b)

5. Uso de la edificación (marcar con "x", múltiples opciones)				
<input type="checkbox"/> Gubernamental	<input type="checkbox"/> Militar	<input type="checkbox"/> Médico- Asistencial	<input type="checkbox"/> Industrial	<input type="checkbox"/> Otro (Especifique)
<input type="checkbox"/> Bomberos	<input type="checkbox"/> Vivienda Popular	<input checked="" type="checkbox"/> Educativo	<input type="checkbox"/> Comercial	
<input type="checkbox"/> Protección Civil	<input type="checkbox"/> Vivienda Unifamiliar	<input type="checkbox"/> Deportivo- Recreativo	<input type="checkbox"/> Oficina	
<input type="checkbox"/> Policial	<input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar	<input type="checkbox"/> Cultural	<input type="checkbox"/> Religioso	
6. Capacidad de ocupación (rellenar y marcar con "x", múltiples opciones)				
6.1 Número de personas que ocupan el inmueble:		6.2 Ocupación durante: <input type="checkbox"/> Mañana <input checked="" type="checkbox"/> Tarde <input type="checkbox"/> Noche		
7. Año de construcción (rellenar y marcar con "x", una opción)				
Año: 2006	<input type="checkbox"/> Antes de 1939	<input type="checkbox"/> Entre 1940 y 1947	<input type="checkbox"/> Entre 1948 y 1955	<input type="checkbox"/> Entre 1956 y 1967
	<input type="checkbox"/> Entre 1968 y 1982	<input type="checkbox"/> Entre 1983 y 1998	<input type="checkbox"/> Entre 1999 y 2001	<input checked="" type="checkbox"/> Después de 2001
8. Condición del terreno (marcar con "x", una opción por pregunta)				
8.1 Edificación en:	<input checked="" type="checkbox"/> Planicie	8.2 Pendiente del terreno:	<input type="checkbox"/> 20°-45°	<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
	<input type="checkbox"/> Ladera		8.3 Localizada sobre la mitad superior de la ladera: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	
8.6 Drenajes <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	<input type="checkbox"/> Base	8.4 Pendiente del talud:	<input checked="" type="checkbox"/> 20°-45°	<input type="checkbox"/> Mayor a 45°
	<input type="checkbox"/> Cima	8.5 Pendiente del talud:	<input checked="" type="checkbox"/> Menor a H del Talud	<input type="checkbox"/> Mayor a H del Talud

c)

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Tipo Estructural

El procedimiento de evaluación de la vulnerabilidad de un edificio ante un sismo, tal como lo plantea la metodología FUNVISIS, presupone que el o los evaluadores cuentan con las capacidades técnicas y, especialmente, con el conocimiento requerido para identificar el sistema estructural de la construcción bajo estudio. La metodología FUNVISIS abarca quince (15) distintos tipos de sistemas estructurales, los cuales se detallan en la Tabla 71 junto con sus códigos correspondientes.

Tabla 71*Tipos de sistema estructural*

Tipo	Código
<i>Pórticos de concreto armado</i>	<i>PCA</i>
<i>Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto</i>	<i>PCAP</i>
<i>Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales</i>	<i>MCA2D</i>
<i>Muros de concreto armado de poco espesor, dispuestos en una sola dirección</i>	<i>MCA1D</i>
<i>Pórticos de acero</i>	<i>PAPT</i>
<i>Pórticos de acero con perfiles tubulares</i>	<i>PAD</i>
<i>Pórticos de acero con diagonales</i>	<i>PAC</i>
<i>Pórticos de acero con cerchas</i>	<i>PRE</i>
<i>Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o de pórticos</i>	<i>MMC</i>
<i>Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada</i>	<i>MMNC</i>
<i>Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción</i>	<i>PMBC</i>
<i>Viviendas de bahareque de un piso</i>	<i>VB</i>
<i>Viviendas de construcción precaria</i>	<i>VCP</i>

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Los Bloques B y el Bloque Central entre los bloques A y B entran en la categoría de PCAP, mientras que el Bloque Central entre los Bloque C y D entra en la categoría de PAD, según la Tabla 71.

A partir de la revisión de los diferentes tipos de sistemas estructurales que considera la metodología FUNVISIS, se constata que los diferentes tipos de sistemas estructurales coinciden con los más comunes en el Ecuador.

Esquema de planta y de elevación

En este apartado se solicita al evaluador identificar la geometría general que prima en la estructura. Para el caso de los Bloques B, Bloque Central entre los bloques A y B y Bloque central entre los bloques C y D, tanto en planta como en elevación, se evidencia una disposición regular en su geometría (ver Figura 80)

Figura 80

Formulario parte 3.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D

9. Tipo Estructural			
9.1 Marque con "x", múltiples opciones:		de pórticos.	
<input type="checkbox"/> 1. Pórticos de concreto armado	<input type="checkbox"/> 2. Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto	<input type="checkbox"/> 3. Muros de concreto armado en dos direcciones horizontal	<input type="checkbox"/> 4. Sistemas con muros de concreto armado de poco espeso dispuestos en una sola dirección (algunos sist. tipo túnel)
<input type="checkbox"/> 5. Pórticos de acero	<input type="checkbox"/> 6. Pórticos de acero con perfiles tubulares	<input type="checkbox"/> 7. Pórticos de acero diagonalizados	<input type="checkbox"/> 8. Pórticos de acero con cerchas
<input type="checkbox"/> 9. Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o	<input type="checkbox"/> 10. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada.	<input type="checkbox"/> 11. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada.	<input type="checkbox"/> 12. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura no mayor a 2 pisos
<input type="checkbox"/> 13. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura mayor a 2 pisos.	<input type="checkbox"/> 14. Viviendas de bahareque de un piso	<input type="checkbox"/> 15. Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)	
9.2 Indique el número del tipo estructural predominante:			
10. Esquema de planta (marcar con "x")		11. Esquema de elevación (marcar con "x")	
<input type="checkbox"/> "H"	<input type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> Esbeltez horizontal	<input type="checkbox"/> "T"
<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> Cajón	<input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> "U"
<input type="checkbox"/> "U" ó "C"	<input checked="" type="checkbox"/> Regular		<input type="checkbox"/> Esbeltez vertical
			<input type="checkbox"/> Pirámide invertida
			<input type="checkbox"/> "L"
			<input type="checkbox"/> Piramidal
			<input checked="" type="checkbox"/> Rectangular

a)

9. Tipo Estructural			
9.1 Marque con "x", múltiples opciones:		de pórticos.	
<input checked="" type="checkbox"/> 1. Pórticos de concreto armado	<input checked="" type="checkbox"/> 2. Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto	<input type="checkbox"/> 3. Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales	<input type="checkbox"/> 4. Sistemas con muros de concreto armado de poco espesor, dispuestos en una sola dirección (algunos sist. tipo túnel)
<input type="checkbox"/> 5. Pórticos de acero	<input type="checkbox"/> 6. Pórticos de acero con perfiles tubulares	<input type="checkbox"/> 7. Pórticos de acero diagonalizados	<input type="checkbox"/> 8. Pórticos de acero con cerchas
<input type="checkbox"/> 9. Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o	<input type="checkbox"/> 10. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada.	<input type="checkbox"/> 11. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada.	<input type="checkbox"/> 12. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura no mayor a 2 pisos
<input type="checkbox"/> 13. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura mayor a 2 pisos.	<input type="checkbox"/> 14. Viviendas de bahareque de un piso	<input type="checkbox"/> 15. Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)	
9.2 Indique el número del tipo estructural predominante:			
10. Esquema de planta (marcar con "x")		11. Esquema de elevación (marcar con "x")	
<input type="checkbox"/> "H"	<input type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> Esbeltez horizontal	<input type="checkbox"/> "T"
<input type="checkbox"/> "T"	<input checked="" type="checkbox"/> Cajón	<input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> "U"
<input type="checkbox"/> "U" ó "C"	<input type="checkbox"/> Regular		<input type="checkbox"/> Esbeltez vertical
			<input type="checkbox"/> Pirámide invertida
			<input type="checkbox"/> "L"
			<input type="checkbox"/> Piramidal
			<input checked="" type="checkbox"/> Rectangular

b)

9. Tipo Estructural			
9.1 Marque con "x", múltiples opciones:		de pórticos.	
<input type="checkbox"/> 1. Pórticos de concreto armado	<input type="checkbox"/> 2. Pórticos de concreto armado rellenos con pared: bloques de arcilla o de concreto	<input type="checkbox"/> 10. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada.	<input type="checkbox"/> 11. Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada.
<input type="checkbox"/> 3. Muros de concreto armado en dos direcciones ho	<input type="checkbox"/> 4. Sistemas con muros de concreto armado de poco dispuestos en una sola dirección (algunos sist. ti	<input type="checkbox"/> 12. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura no mayor a 2 pisos	<input type="checkbox"/> 13. Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura mayor a 2 pisos.
<input type="checkbox"/> 5. Pórticos de acero	<input checked="" type="checkbox"/> 6. Pórticos de acero con perfiles tubulares	<input type="checkbox"/> 14. Viviendas de bahareque de un piso	<input type="checkbox"/> 15. Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)
<input type="checkbox"/> 7. Pórticos de acero diagonalizados	<input type="checkbox"/> 8. Pórticos de acero con cerchas	<input type="checkbox"/> 9. Sistemas pre-fabricados a base de grandes pane	
9.2 Indique el número del tipo estructural predominante:			
10. Esquema de planta (marcar con "x")		11. Esquema de elevación (marcar con "x")	
<input type="checkbox"/> "H"	<input type="checkbox"/> "L" <input type="checkbox"/> Esbeltez horizontal	<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> "U" <input type="checkbox"/> Esbeltez vertical
<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> Cajón <input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> Pirámide invertida	<input type="checkbox"/> "L" <input type="checkbox"/> Ninguno
<input type="checkbox"/> "U" ó "C"	<input checked="" type="checkbox"/> Regular	<input type="checkbox"/> Piramidal	<input checked="" type="checkbox"/> Rectangular

c)

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Irregularidades

En este apartado se analiza la forma de la estructura como tal, y se registra las deficiencias de la edificación que puedan afectar a la misma durante un evento sísmico.

Se toma en cuenta los adosamientos con otras estructuras y un posible choque entre estas, también a la ausencia de vigas en uno o dos sentidos y cuando la estructura cuenta con entrepiso débil o presencia de columnas cortas.

Grado de deterioro y observaciones

Esta sección del formulario se destina a registrar observaciones que el evaluador considere pertinentes con respecto a la construcción, el uso, el estado y circunstancias excepcionales presentes en la edificación, así como cualquier detalle de relevancia que se considere necesario mencionar (FUNVISIS, 2014). En este espacio se hace referencia a la disparidad de calidad entre los materiales que constituyen la estructura, debido a las dos fases distintas de construcción que componen el proceso de edificación, además de señalar el adosamiento crítico presente en las construcciones objeto de análisis (ver Figura 81).

Figura 81

Formulario parte 4.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B de aulas, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D

12. Irregularidades (marcar con "x", múltiples opciones)	
<input type="checkbox"/> 12.1 Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones	<input type="checkbox"/> 12.7 Aberturas significativas en losas
<input type="checkbox"/> 12.2 Ausencia de muros en una dirección	<input type="checkbox"/> 12.8 Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta
<input type="checkbox"/> 12.3 Estructura frágil	<input checked="" type="checkbox"/> 12.9 Adosamiento: Losa contra losa
<input type="checkbox"/> 12.4 Presencia de al menos un entrepiso débil o blando	<input type="checkbox"/> 12.10 Adosamiento: Losa contra columna
<input checked="" type="checkbox"/> 12.5 Presencia de columnas cortas	<input checked="" type="checkbox"/> 12.11 Separación entre edificios (cm):
<input type="checkbox"/> 12.6 Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes	
5	
13. Grado de deterioro (marcar con "x", una opción por pregunta)	
13.1 Est. de Concreto: Agrietamiento en elementos estructurales y/o corrosión en acero de refuerz	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.2 Est. de Acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo:	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.3 Agrietamiento en paredes de relleno:	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.4 Estado general de mantenimiento:	<input checked="" type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Bajo
14. Observaciones	
Estructura de hormigón armado de cuatro plantas con losa alivianada y vigas descolgadas.	

a)

12. Irregularidades (marcar con "x", múltiples opciones)	
<input type="checkbox"/> 12.1 Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones	<input type="checkbox"/> 12.7 Aberturas significativas en losas
<input type="checkbox"/> 12.2 Ausencia de muros en una dirección	<input type="checkbox"/> 12.8 Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta
<input type="checkbox"/> 12.3 Estructura frágil	<input checked="" type="checkbox"/> 12.9 Adosamiento: Losa contra losa
<input type="checkbox"/> 12.4 Presencia de al menos un entrepiso débil o blando	<input type="checkbox"/> 12.10 Adosamiento: Losa contra columna
<input type="checkbox"/> 12.5 Presencia de columnas cortas	<input checked="" type="checkbox"/> 12.11 Separación entre edificios (cm):
<input type="checkbox"/> 12.6 Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes	
7	
13. Grado de deterioro (marcar con "x", una opción por pregunta)	
13.1 Est. de Concreto: Agrietamiento en elementos estructurales y/o corrosión en acero de refuerz	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.2 Est. de Acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo:	<input type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.3 Agrietamiento en paredes de relleno:	<input type="checkbox"/> Ningund <input checked="" type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.4 Estado general de mantenimiento:	<input type="checkbox"/> Bueno <input checked="" type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Bajo
14. Observaciones	
Estructura de hormigón armado de 4 pisos con adosamientos	

b)

12. Irregularidades (marcar con "x", múltiples opciones)	
<input type="checkbox"/> 12.1 Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones	<input type="checkbox"/> 12.7 Aberturas significativas en losas
<input type="checkbox"/> 12.2 Ausencia de muros en una dirección	<input type="checkbox"/> 12.8 Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta
<input type="checkbox"/> 12.3 Estructura frágil	<input type="checkbox"/> 12.9 Adosamiento: Losa contra losa
<input type="checkbox"/> 12.4 Presencia de al menos un entrepiso débil o blando	<input type="checkbox"/> 12.10 Adosamiento: Losa contra columna
<input type="checkbox"/> 12.5 Presencia de columnas cortas	<input checked="" type="checkbox"/> 12.11 Separación entre edificios (cm):
<input type="checkbox"/> 12.6 Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes	
13. Grado de deterioro (marcar con "x", una opción por pregunta)	
13.1 Est. de Concreto: Agrietamiento en elementos estructurales y/o corrosión en acer	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.2 Est. de Acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o p	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.3 Agrietamiento en paredes de relleno:	<input checked="" type="checkbox"/> Ningund <input type="checkbox"/> Moderad <input type="checkbox"/> Severo
13.4 Estado general de mantenimiento:	<input checked="" type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Bajo
14. Observaciones	
Estructura de acero de 4 plantas con losa tipo Deck y vigas banda.	

c)

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

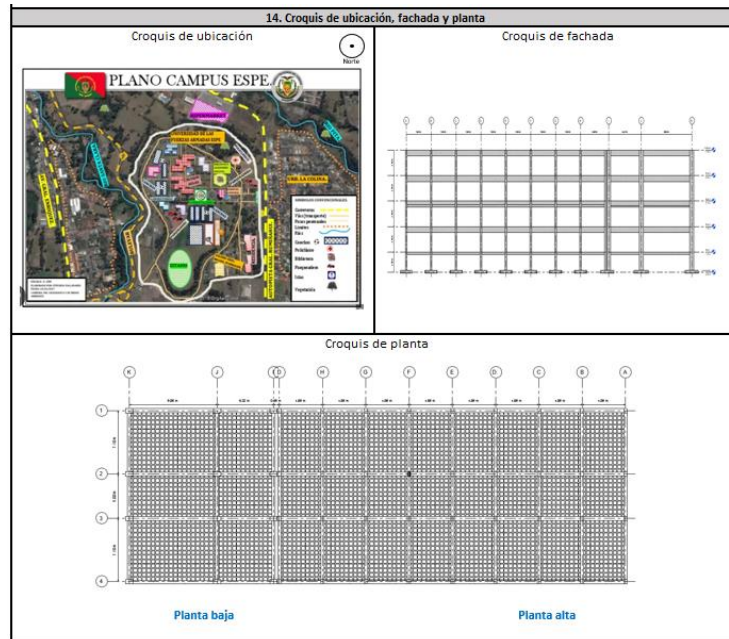
Croquis de ubicación, fachada y planta

El propósito de la plantilla de la metodología FUNVISIS es llevar a cabo la evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificaciones. En la última sección de este formulario, se solicita la inclusión de información gráfica que ilustre la ubicación y las vistas principales de la edificación. Esto se hace con el objetivo de que el evaluador pueda comprender la disposición geométrica general del edificio. Dado que esta plantilla está diseñada para ser completada en el lugar de inspección, los croquis pueden tener un nivel de detalle básico. Es esencial tener en mente que la finalidad de los croquis es representar de la manera más general posible la forma del edificio, y en caso necesario, resaltar algún aspecto relevante que tenga un impacto directo en su comportamiento ante sismos, por ejemplo, la presencia de estructuras adosadas al edificio encuestado sin cumplir con las separaciones mínimas recomendadas por los códigos (FUNVISIS, 2014).

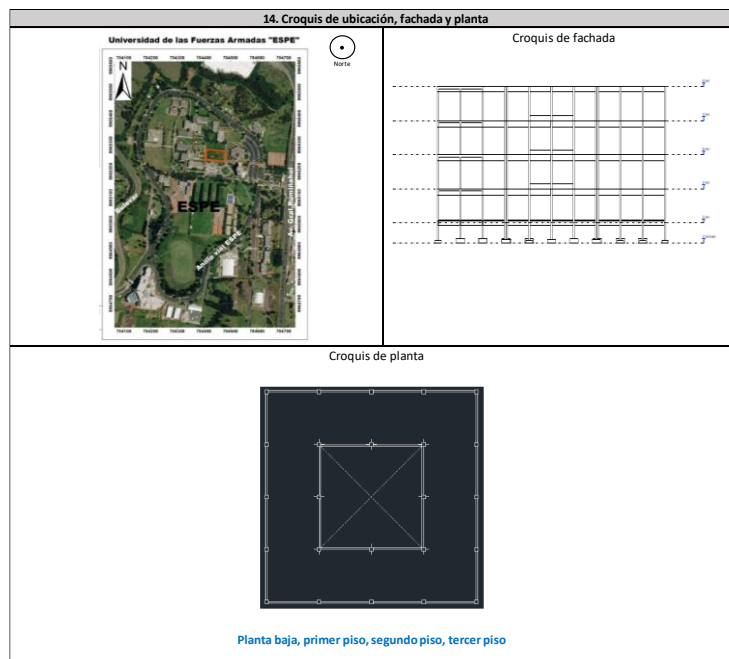
En la Figura 82 se presentan los bocetos de ubicación, fachadas y plantas de los edificios sometidos a evaluación. Para los casos propuestos, se han incorporado los diagramas extraídos de los planos estructurales del edificio en la sección de croquis. Esto se debe principalmente a la disponibilidad de la información arquitectónica y estructural de la edificación proporcionada por el Departamento de Desarrollo Físico de la Universidad de las Fuerzas Armadas UFA-ESPE. En situaciones donde esta información no esté disponible, se debe crear los croquis a mano, representando la geometría general y los diversos aspectos estructurales relevantes hallados en la edificación y su entorno.

Figura 82

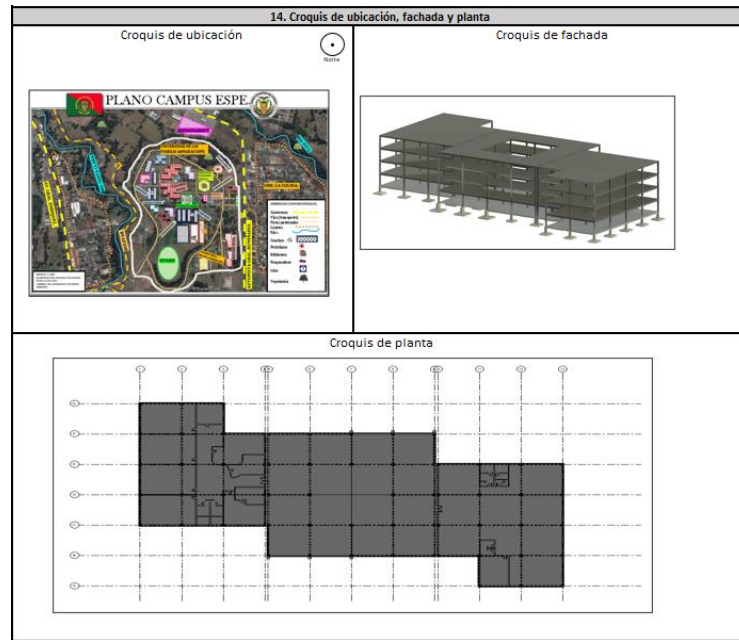
Formulario parte 5.- Planilla FUNVISIS a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques A y B, c) FUNVISIS Bloque Central entre los bloques C y D



a)



b)



c)

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Procesamiento de datos

A continuación, se realiza el análisis y cálculos de los índices de vulnerabilidad, priorización y riesgo con la metodología presentada por FUNVISIS.

Índice de Priorización de Edificaciones

El cálculo del Índice de Priorización se determina tomando en consideración diversos factores, como la zona sísmica en el área, el uso que se le da al edificio, la relevancia de la construcción, la cantidad de personas que la ocupan, el año de su edificación, el tipo de estructura, el número de niveles, la profundidad del estrato del suelo, el nivel de deterioro, la topografía del terreno y otras características inherentes a la edificación que influyen en su comportamiento frente a sismos.

El Índice de Priorización (I_p) se calcula a partir de la:

$$I_p = I_A * I_V * I_I$$

Donde:

I_A : es el índice de amenaza

I_V : es el índice de vulnerabilidad

I_I : es el índice de importancia

El producto entre el índice de amenaza (I_A) y el índice de vulnerabilidad (I_V), representa el índice de Riesgo (I_R) de la edificación

$$I_R = I_A * I_V$$

Índice de amenaza (I_A)

En la Tabla 72 se presentan los valores del factor de la aceleración en roca (A_o) con su respectivo índice de amenaza propuestos para siete zonas sísmicas presentadas dentro de la guía para evaluación estructural de FUNVISIS.

Tabla 72

Valores del índice de amenaza (I_A)

Zona	Peligro Sísmico	A_o	I_A	
			Sin efectos topográficos	Con efectos topográficos
7		0,40	0,90	1,00
6	Elevado	0,35	0,80	0,88
5		0,30	0,68	0,75
4	Intermedio	0,25	0,56	0,63
3		0,20	0,45	0,50
2		0,15	0,34	0,38
1	Bajo	0,10	0,23	0,25
0		-	0,05	0,05

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Los Bloques encuestados están ubicados en la parroquia de Sangolquí, en el cantón Rumiñahui. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 indica que el valor de la zona sísmica es 0,40 para el lugar de emplazamiento de las edificaciones encuestadas.

No se evidencia efectos topográficos debido a que los edificios evaluados están emplazados sobre una planicie, escenario que responde a un valor de Índice de amenaza IA=0,90 para los tres casos.

Índice de vulnerabilidad

El Índice de Priorización (I_V) esta dado en la ecuación:

$$I_V = \sum_{i=1}^{n6} \alpha_i * I_i$$

Donde:

α_i : es su peso relativo, ver Tabla 73

I_i : es el Índice de la Vulnerabilidad específica “i”

Cada índice I_i tiene un valor máximo de 100 por lo que el índice de vulnerabilidad (I_V) esta también asociado a un valor de 100.

Tabla 73

Índice de vulnerabilidad (I_i) y pesos relativos (α_i)

I_i	Vulnerabilidad asociada a:	α_i
I_1	Antigüedad y norma utilizada	0,725
I_2	Tipo estructural	0,35
I_3	Irregularidad	0,25
I_4	Profundidad del depósito	0,07
I_5	Topografía y drenajes	0,04
I_6	Grado de deterioro	0,04

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Índice de vulnerabilidad asociado a la antigüedad: I_1

El índice de vulnerabilidad I_1 está correlacionado con el año de construcción y la norma de diseño empleada. En este sentido, se ha llevado a cabo una adaptación de los valores presentados en la guía FUNVISIS, dividiéndolos en intervalos de años en los cuales se implementaron cambios en la regulación constructiva en Ecuador.

Como punto de referencia, se toma el primer código de construcción establecido en 1997, el cual incorpora un proceso para calcular fuerzas laterales y criterios de diseño sísmico. Posteriormente, en 2001, se introdujeron mapas de zonificación sísmica en el Código Ecuatoriano de la Construcción. En este contexto, el código del año 2001 incluye requisitos para el diseño y modelado, lo que lo convierte en un año de referencia en términos de diseño sísmico. Más adelante, en 2015, se realizó una mejora mediante la implementación de la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Considerando estos elementos, se han adaptado los valores para el índice de vulnerabilidad de acuerdo a lo especificado en la Tabla 74.

Tabla 74

Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la antigüedad adaptados para Ecuador (I_1)

Año de construcción (t)	$t \leq 1977$	$1977 < t \leq 2001$	$2001 < t \leq 2015$	$t > 2015$
I_1	100	70	25	10

Para el caso del bloque central entre los bloques A y B, no se tiene una fecha exacta de su año de construcción y tampoco se tiene los planos para poder corroborar este dato. Lo que se hizo fue preguntar a las autoridades más antiguas si recordaban la fecha aproximada de la construcción. Tras una breve investigación e información recolectada se determina que el bloque central entre los Bloque A y B de aula fue construido en un periodo desde el año 1992 a 1994, por lo tanto, el valor del índice de vulnerabilidad asociado a la antigüedad es de $I_1 = 70$.

En lo que hace referencia al bloque central entre los bloques C y D, de acuerdo a los planos AS BUILT proporcionados por parte del Departamento de Desarrollo Físico en el cual se

encuentra como administrador Ing. Hugo Acosta, se verificaron fechas de construcción del año 2006, por lo que, el valor del índice de vulnerabilidad asociado a la antigüedad es de $I_1 = 25$

Índice de vulnerabilidad asociado al tipo estructural: (I_2)

La Tabla 75 muestra los valores de I_2 correspondientes a quince tipos de sistemas estructurales comúnmente utilizados en Venezuela. Estos sistemas coinciden con los más frecuentemente empleados en Ecuador, lo cual se debe en gran parte a la proximidad geográfica y a las similitudes en el contexto socio-técnico entre ambos países. Cuando se disponga de dos o más tipos de sistemas estructurales, se debe seleccionar un valor único para I_2 , optando por el tipo estructural predominante (FUNVISIS, 2014).

Tabla 75

Valores del índice de vulnerabilidad asociado al tipo estructural I_2

Identificación del		Descripción	I_2
Tipo estructural			
1	PCA	Pórticos de concreto armado	25
2	PCAP	Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto	40
3	MCA2D	Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales	10
4	MCA1D	Sistemas con muros de concreto armado de poco espesor, dispuestos en una sola dirección, como algunos sistemas del tipo túnel	90
5	PA	Pórticos de acero	40
6	PAPT	Pórticos de acero con perfiles tubulares	60
7	PAD	Pórticos de acero diagonalizados	20
8	PAC	Pórticos de acero con cerchas	40

9	PRE	Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o de pórticos	90
10	MMC	Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada	70
11	MMNC	Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada	100
12	PMBC	Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura no mayor a 2 pisos	90
13	PMBCA	Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción, con altura mayor a 2 pisos	95
14	VB	Viviendas de bahareque de un piso	90
15	VCP	Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)	100

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Las edificaciones evaluadas pertenecen a distintas categorías, para el caso el Bloque B y el Bloque central entre los bloques A y B son pórticos de concreto armado y pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto mientras que para el bloque central entre los bloques C y D se tiene pórticos de acero con perfiles tubulares.

$I_2 = 25$, Bloque central entre los bloques A y B

$I_2 = 60$, Bloque central entre los bloques C y D

Índice de vulnerabilidad asociado a la irregularidad: I_3

Con el fin de conocer la vulnerabilidad de una edificación, en este apartado se consideran diferentes tipos de irregularidades geométricas y deficiencias estructurales que intervienen en el desempeño sísmico. Estas irregularidades son presentadas en la Tabla 76 con su correspondiente índice de vulnerabilidad y se calcula el uso de la ecuación

$$I_3 = \sum_{j=1}^{11} I_{3j} \leq 100$$

Donde:

I_{3j} : es el índice de irregularidad asociado a la irregularidad j . El máximo valor que puede adoptar I_3 es 100.

Tabla 76

Valores del índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades I_{3j}

j	Descripción de la irregularidad	I_{3j}
1	Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones	40
2	Ausencia de muros en una dirección, como ocurre en algunos sistemas del tipo túnel	80
3	Edificios de carácter frágil, sin capacidad para disipar energía, como lo son las edificaciones de adobe o de paredes de bloques que no poseen refuerzo metálico interior ni elementos de confinamiento (columnas, vigas de corona)	100
4	Presencia de al menos un entrepiso blando o débil	50
5	Presencia de columnas cortas	30
6	Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes	30
7	Aberturas significativas en losas	10
8	Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta o esquemas de elevación del tipo L	20
9	Adosamiento a edificio adyacente:	
	(a) Losa contra losa	10
	(b) Losa contra columna	20
10	Planta de forma I, H, T, U, C o similar, sin presencia de juntas, o esbeltez excesiva horizontal	10

11	Masas que crecen significativamente con la elevación (Tipo T o pirámide invertida) o esbeltez excesiva vertical	10
----	--	----

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

El Bloque central entre los Bloques A y B se tiene la ausencia de vigas altas en una o dos direcciones, es decir tiene un sistema con vigas banda, además presenta aberturas significativas en losas y también adosamientos con edificios adyacentes de tipo losa contra losa dando así un valor de $I_3 = 40 + 10 + 10 = 60$.

El Bloque central entre los Bloques C y D se tiene la ausencia de vigas altas en una o dos direcciones, es decir tiene un sistema con vigas banda, dando así un valor de $I_3 = 40 = 60$

Índice de vulnerabilidad asociado a la profundidad del depósito: I_4

Este índice considera una mayor vulnerabilidad en edificaciones altas asentadas sobre sedimentos de gran profundidad, que conllevan respuestas sísmicas perjudiciales, estas condiciones se presentan en la Tabla 77.

Tabla 77

Valores del índice de vulnerabilidad asociado a irregularidades I_4

Situaciones de aplicación	I_4
Edificios con un número de pisos mayor que 6 pisos y localizados en depósitos de sedimentos de profundidad mayor a 120 metros	100
Otros casos	0

Para este factor de acuerdo con el número de pisos de las edificaciones, las 3 estructuras presentan un máximo de 4 pisos, por ende, ingresa en la categoría "Otros casos" con un valor de este índice de vulnerabilidad asociado a la profundidad del depósito de $I_4 = 0$.

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Índice de vulnerabilidad asociado a la topografía y drenajes: I_5

Con este índice se busca identificar vulnerabilidades estructurales de acuerdo con el lugar de emplazamiento de la edificación como son la cercanía a laderas, es así como la Tabla 78 presenta los valores asociados a la topografía y drenajes.

Tabla 78

Valores del índice de vulnerabilidad asociado a la topografía y a los drenajes I_5

Características			I_5
	Construcción sobre planicie		0
Localización de la construcción	Construcción sobre ladera con pendiente	Entre 20° y 45°	50
	de ángulo q dada por: >45°		80
	Construcción sobre la cima o en la base	Menor o igual a H	80
	de la ladera de pendiente $q > 20^\circ$, a una distancia D:	Mayor a H	0
Existencia de drenajes		Si	0
		No	20

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

El bloque B, el bloque central entre los bloques A y B y el bloque central entre los bloques C y D están construido sobre planicie, poseen un sistema de drenaje. Debido a estas características se adopta el valor del índice de vulnerabilidad asociado a la topografía y drenajes de $I_5 = 0$.

Índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro: I_6

En la Tabla 79 se muestran los valores asociados al grado de deterioro que tienen que ver con la condición del edificio, con valores mayores cuando existe corrosión del acero o agrietamiento en elementos estructurales o en paredes de relleno, también presenta valores para el estado general de la estructura.

Tabla 79

Valores del índice de vulnerabilidad asociado al grado de deterioro I_6

Componente	Grado de deterioro	I_6
Estructura	(a) Estructura de concreto: Agrietamiento en elementos estructurales de concreto armado y/o corrosión en acero de refuerzo	Severo 70
		Moderado 35
		Ninguno 0
		Severo 70
	(b) Estructura de acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo de elementos	Moderado 35
		Ninguno 0
Paredes	Arietamiento en paredes de relleno	Severo 20
		Moderado 10
		Ninguno 0
Todos	Estado general de mantenimiento	Bajo 10
		Regular 5
		Bueno 0

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Para el caso del Bloque central entre los bloques A y B se tiene un grado de deterioro en agrietamiento en paredes de relleno, se considera moderado por lo cual el índice toma el valor $I_5 = 10$.

Para el caso del Bloque central entre los bloques C y D se tiene un estado bueno de la estructura, por lo cual el índice toma el valor $I_5 = 0$.

Resumen Índice de vulnerabilidad

En las Tablas 80, 81, 82 se presentan los valores del Índice de vulnerabilidad para los cuatro edificios evaluados, respectivamente

Tabla 80

Cálculo del índice de vulnerabilidad del Bloque B de aulas

Vulnerabilidad asociada a:	I_i	α_i	$I_i * \alpha_i$
Antigüedad y norma utilizada	I_1	0,25	70
Tipo estructural	I_2	0,35	40
Irregularidad	I_3	0,25	40
Profundidad del depósito	I_4	0,07	0
Topografía y drenajes	I_5	0,04	0
Grado de deterioro	I_6	0,04	10
	I_V		41,9

Tabla 81

Cálculo del índice de vulnerabilidad del Bloque Central entre los bloques A y B

Vulnerabilidad asociada a:	I_i	α_i	$I_i * \alpha_i$
Antigüedad y norma utilizada	I_1	0,25	70
Tipo estructural	I_2	0,35	25
Irregularidad	I_3	0,25	60
Profundidad del depósito	I_4	0,07	0
Topografía y drenajes	I_5	0,04	0
Grado de deterioro	I_6	0,04	10
	I_V		41,65

Tabla 82

Cálculo del Índice de vulnerabilidad del Bloque Central entre los bloques C y D

Vulnerabilidad asociada a:	I_i	α_i	$I_i * \alpha_i$
Antigüedad y norma utilizada	I_1	0,25	25
Tipo estructural	I_2	0,35	60
Irregularidad	I_3	0,25	40
Profundidad del depósito	I_4	0,07	0
Topografía y drenajes	I_5	0,04	0
Grado de deterioro	I_6	0,04	0
	I_V	37,25	

Índice de importancia

El propósito del Índice de Importancia (I_I) es combinar tanto la función de la edificación como el número de personas presentes durante un evento sísmico. Esto se hace para otorgar prioridad a las construcciones que necesitan mantener su funcionalidad o servir como refugio temporal después de un terremoto. Hay una categorización basada en el uso, la cual se divide en tres grupos y se encuentra en la Tabla 83, mientras que los valores correspondientes al Índice de Importancia se detallan en la Tabla 84, considerando tanto el grupo al que pertenece como el número de ocupantes de la edificación.

Tabla 83

Clasificación según el uso del edificio

Grupo	Uso del edificio
A1	Hospitales y centros de salud, estaciones de bomberos y de protección civil
A2	Cuarteles de policía, edificios de asiento del gobierno local, regional o nacional, edificios educacionales, construcciones patrimoniales de valor excepcional,

centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones, plantas de bombeo, depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos, torres de control, centros de tráfico aéreo. Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas económicas. Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas. Edificaciones que puedan poner en peligro algunas de las de los Grupos A1 y A2.

A3 Todas aquellas edificaciones no contenidas en los grupos A1 y A2 tales como viviendas, edificios de apartamentos, de oficinas, comerciales, hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros, almacenes y depósitos.

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Tabla 84

Valores del Índice de Importancia, I_i

Uso del edificio	$N \leq 10$	$10 < N \leq 100$	$100 < N \leq 500$	$500 < N \leq 1000$	$N > 1000$
A1	0,90	0,92	0,95	0,97	1
A2	0,85	0,87	0,93	0,93	0,95
A3	0,80	0,82	0,85	0,87	0,90

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

En lo que respecta al bloque Central entre los bloques A y B se nos indicó que al tener una ocupación de corredores se puede estimar la población en cero, debido a que las personas solo transitan por el espacio. Por lo tanto, el valor del índice de importancia al ser un uso A2 es de $I_i = 0,85$.

En lo que respecta al bloque Central entre los bloques C y D se nos indicó que al tener una ocupación de corredores se puede estimar la población en cero, debido a que las personas solo transitan por el espacio. Por lo tanto, el valor del índice de importancia al ser un uso A2 es de $I_i = 0,85$.

Resultados

A raíz de la siguiente ecuación se obtiene el índice de Priorización (I_p) y el índice de Riesgo (I_R) de la edificación, a continuación, se presentan los datos en las Tablas 85 y 86.

$$I_p = I_A * I_V * I_I$$

$$I_R = I_A * I_V$$

Tabla 85

Índice de Priorización y Riesgos para el Bloque central entre los bloques A y B.

Edificación	I_A	I_V	I_I	I_P	I_R
Bloque central entre bloques A y B	0.9	41.65	0.85	31.86	37.89

Tabla 86

Índice de Priorización y Riesgos para el Bloque central entre los bloques C y D.

Edificación	I_A	I_V	I_I	I_P	I_R
Bloque central entre bloques C y D	0.9	37,25	0,85	28,50	33,53

En las Tablas 87, 88, 89 se muestran los rangos del vulnerabilidad, riesgo y priorización proporcionados por la Metodología FUNVISIS.

Tabla 87

Valoración del índice de Vulnerabilidad, I_V

I_V Rango de valores	Calificación de la vulnerabilidad
$60 \leq I_V \leq 100$	Muy elevada
$40 \leq I_V \leq 60$	Elevada
$30 \leq I_V \leq 40$	Media Alta
$20 \leq I_V \leq 30$	Media Baja
$10 \leq I_V \leq 20$	Baja
$0 \leq I_V \leq 10$	Muy Baja

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Tabla 88

Valoración del índice de Riesgo, I_R

Calificación del Riesgo	I_R Rango de valores
Muy elevado	$60 \leq I_R \leq 100$
Elevado	$40 \leq I_R \leq 60$
Alto	$25 \leq I_R \leq 40$
Medio Alto	$15 \leq I_R \leq 25$
Medio Bajo	$8 \leq I_R \leq 15$
Bajo	$3 \leq I_R \leq 8$
Muy Bajo	$0 \leq I_R \leq 3$

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

Tabla 89

Valoración del índice de Priorización, I_p

Calificación de la Priorización	IP Rango de valores
(Prioridad máxima) P1	$60 \leq I_p \leq 100$
P2	$50 \leq I_p \leq 60$
P3	$40 \leq I_p \leq 50$
P4	$30 \leq I_p \leq 40$
P5	$25 \leq I_p \leq 30$
P6	$20 \leq I_p \leq 25$
P7	$16 \leq I_p \leq 20$
P8	$12 \leq I_p \leq 16$
P9	$8 \leq I_p \leq 12$
P10	$5 \leq I_p \leq 8$
P11	$2 \leq I_p \leq 5$
(Prioridad mínima) P12	$0 \leq I_p \leq 2$

Nota. Recuperado de (FUNVISIS, 2014)

El bloque central entre los Bloques A y B como resultados de su evaluación presenta un índice de vulnerabilidad “Elevado” con un valor de 41,65; el índice de riesgo “Alto” con un valor de 37,89 y por último un índice de priorización “P4” con un valor de 31,86. Por lo tanto se requiere de un estudio detallado de la estructura con el objetivo de reducir los riesgos sísmicos.

En la Tabla 90 se resumen los resultados obtenidos de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del bloque B, Bloque central entre los bloques A y B y Bloque central entre los bloques C y D.

Tabla 90

Resultados de la metodología FUNVISIS

Edificio	Índice de vulnerabilidad	Índice de riesgo	índice de priorización
Bloque B	Media Baja	Medio Alto	P6

Bloque central entre los Bloques A y B	Elevada	Alto	P4
Bloque central entre los Bloques C y D	Media Alta	Alto	P5

Metodología GIOVINAZZI Y LAGOMARSINO

La metodología establecida por Giovinazzi y Lagomarsino para evaluar la vulnerabilidad sísmica, es una metodología que se apoya en la EMS-98 la cual es la escala macro sísmica europea, y a su vez utiliza conceptos de la metodología italiana.

Esta metodología se enfoca en la facilidad de poder determinar la vulnerabilidad de una edificación, considerando parámetros fundamentales como es la geometría propia de cada una de las estructuras, así como evaluar su calidad y estado estructural. (Romero, 2016)

Según la escala EMS 98 se definen ciertos términos en los cuales se cuantifica como: poco, mucho y mayoría, con el fin de determinar la cantidad de daño al cual está expuesta la estructura. Sin embargo, estos términos son relativamente ambiguos ya que no se puede determinar con números exactos que cantidad realmente abarcan dichos términos.

Por este motivo se ha propuesto en el método, la probabilidad discreta con una apropiada distribución de daño que se han basado en terremotos históricos.

De acuerdo con (Romero, 2016):

Al cuantificar cada clase de vulnerabilidad y para los diferentes grados de intensidad, es posible obtener, punto por punto, los límites plausibles y los posibles de daño medio. Al llevar todos estos puntos de clase de vulnerabilidad y

de las diferentes intensidades de la escala macrosísmica europea se puede lograr curvas de vulnerabilidad.

Este método aplicado al estudio de la vulnerabilidad sísmica del bloque B de aulas, al bloque central entre el bloque A y B de aulas, y al bloque central entre el bloque C y D de aulas, parte desde la toma de los primeros datos que se los puede adquirir por simple inspección. En primera instancia se ha determinado el tipo de estructura para una atribución de clase de vulnerabilidad según el tipo de edificio al que pertenece el caso de estudio de cada edificación de la Universidad de Las Fuerzas Armadas ESPE.

Descripción de la metodología

En esta metodología a cada edificación analizada se la cuantifica mediante un índice de vulnerabilidad, el cual puede variar entre 0 y 1, si en la cuantificación la valoración se acerca más a cero, la estructura es menos vulnerable.

Para evaluar a una estructura bajo esta metodología es necesario seguir una secuencia de procedimientos que según (Romero, 2016) deberían estar acordes a la zona en donde se esté realizando, debido a que, el método ha sido diseñado para ciudades de Europa las cuales cumplen con normas de diseño distintas a las establecidas en Latinoamérica, y en especial a las normas que rigen al Ecuador, en ciudades europeas, existen otros métodos constructivos que difieren mucho de la realidad Ecuatoriana por lo que es necesario adaptar la metodología a nuestra zona de estudio, la Universidad De Las Fuerzas Armadas-ESPE.

Esta metodología se usa bajo la modalidad de una encuesta la cual, debe ser llenada en campo con el fin de adjuntar información de distintos parámetros característicos de cada edificación.

El método de Giovinazzi y Lagomarsino es un método que se lo considera indirecto debido a su relación entre la acción sísmica de una estructura y su respuesta que se da a través de lo que se denomina como índice de vulnerabilidad. El índice de vulnerabilidad es cuantificado o calificado bajo ciertos parámetros los cuales son en su totalidad 11.

Los parámetros mencionados son identificados con coeficientes que van desde la letra A hasta la letra D, siendo A una calificación de Optima y D una calificación desfavorable. A cada uno de estos parámetros le pertenece un valor K_i es cual es numérico y se ve afectado por el parámetro W_i que es un parámetro de peso. (Romero, 2016)

El índice de Vulnerabilidad es calculado mediante la siguiente ecuación:

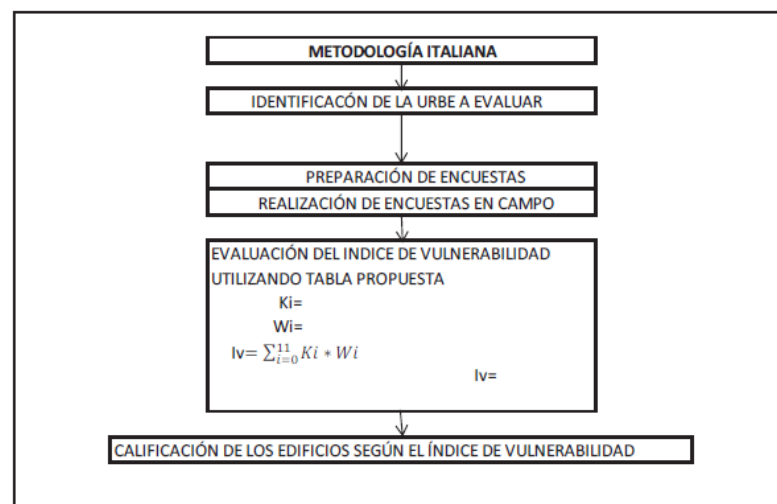
$$Iv = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i$$

La vulnerabilidad tiene un rango que va desde 0 a 382,5, sin embargo, se encuentra normalizado de 0 a 100, representando 0 a las estructuras que tienen menos vulnerabilidad sísmica y 100 a las estructuras más vulnerables (Romero, 2016).

El índice de vulnerabilidad que se determine dependiendo de cada edificación, se lo relaciona con factores de daño que caracterizan edificios que poseen la misma tipología constructiva, esta relación está basada en terremotos pasados que tuvieron la misma intensidad macrosísmica o iguales aceleraciones pico de suelo. (Romero, 2016)

Figura 83

Esquema de la metodología italiana de Giovanazzi y Lagomarsino



Nota. Recuperado de (Romero, 2016)

Registro y procesamiento de datos

Índice de vulnerabilidad tipológica V_{i*}

El método aplicado al estudio de la vulnerabilidad sísmica del bloque B de aulas, así como al Bloque central entre el bloque A y B de aulas y el Bloque central entre el bloque C y D de aulas, se lo ha realizado minuciosamente de acuerdo a la tipología de estructura que se presenta, por lo que consecuentemente se determinó el índice de vulnerabilidad de cada tipología estructural.

Figura 84

Índice de vulnerabilidad a diferentes tipologías de edificios, a) Bloque B de aulas, b) Bloque central entre bloque A y B de aulas, c) Bloque central entre bloque C y D de aulas.

Tabla 5.- Índices de vulnerabilidad a diferentes tipologías de edificios							
TIPOLOGÍAS	Tipo de edificio	VI min (c)	VI (c-)	VI (c*)	VI (c+)	VI max (c)	
Albanilería	M1	Piedra de escombros	0,620	0,810	0,873	0,980	1,020
	M2	Adobe (ladrillos de tierra)	0,620	0,687	0,840	0,980	1,020
	M3	Piedra sencilla	0,460	0,650	0,740	0,830	1,020
	M4	Piedra maciza	0,300	0,490	0,616	0,793	0,860
	M5	M no reforzada (ladrillos viejos)	0,460	0,650	0,740	0,830	1,020
	M6	M sin reforzar con r.c. pisos	0,300	0,490	0,616	0,790	0,860
	M7	Mampostería reforzada o confinada	0,140	0,330	0,451	0,633	0,700
Hormigón armado	RC1	Marco en r.c. (sin E.R.D)	0,300	0,490	0,644	0,800	1,020
	RC2	Marco en r.c. (ERD moderado)	0,140	0,330	0,484	0,640	0,860
	RC3	Marco en r.c. (ERD alto)	-0,020	0,170	0,324	0,480	0,700
	RC4	Muros de corte (sin E.R.D)	0,300	0,367	0,544	0,670	0,860
	RC5	Muros de corte (E.R.D. moderado)	0,140	0,210	0,384	0,510	0,700
	RC6	Muros de cortante (E.R.D. alta)	-0,020	0,047	0,224	0,350	0,540
Acero	S	Estructuras de acero	-0,020	0,170	0,324	0,480	0,700
Madera	W	Estructuras de madera	0,140	0,207	0,447	0,640	0,860

a)

Tabla 5.- Índices de vulnerabilidad a diferentes tipologías de edificios							
TIPOLOGÍAS	Tipo de edificio	VI min (c)	VI (c-)	VI (c*)	VI (c+)	VI max (c)	
Albanilería	M1	Piedra de escombros	0,620	0,810	0,873	0,980	1,020
	M2	Adobe (ladrillos de tierra)	0,620	0,687	0,840	0,980	1,020
	M3	Piedra sencilla	0,460	0,650	0,740	0,830	1,020
	M4	Piedra maciza	0,300	0,490	0,616	0,793	0,860
	M5	M no reforzada (ladrillos viejos)	0,460	0,650	0,740	0,830	1,020
	M6	M sin reforzar con r.c. pisos	0,300	0,490	0,616	0,790	0,860
	M7	Mampostería reforzada o confinada	0,140	0,330	0,451	0,633	0,700
Hormigón armado	RC1	Marco en r.c. (sin E.R.D)	0,300	0,490	0,644	0,800	1,020
	RC2	Marco en r.c. (ERD moderado)	0,140	0,330	0,484	0,640	0,860
	RC3	Marco en r.c. (ERD alto)	-0,020	0,170	0,324	0,480	0,700
	RC4	Muros de corte (sin E.R.D)	0,300	0,367	0,544	0,670	0,860
	RC5	Muros de corte (E.R.D. moderado)	0,140	0,210	0,384	0,510	0,700
	RC6	Muros de cortante (E.R.D. alta)	-0,020	0,047	0,224	0,350	0,540
Acero	S	Estructuras de acero	-0,020	0,170	0,324	0,480	0,700
Madera	W	Estructuras de madera	0,140	0,207	0,447	0,640	0,860

b)

TIPOLOGÍAS		TIPO DE EDIFICIO	$V_i \text{ min}$	V_i^-	V_i^*	V_i^+	$V_i \text{ máx}$
ALBAÑILERIA	M1	Piedra de escombros	0,62	0,81	0,873	0,98	1,02
	M2	Adobe (ladrillos de tierra)	0,62	0,687	0,84	0,98	1,02
	M3	Piedra sencilla	0,46	0,65	0,74	0,83	1,02
	M4	Piedra maciza	0,3	0,49	0,616	0,793	0,86
	M5	M no reforzada (ladrillos viejos)	0,46	0,65	0,74	0,83	1,02
	M6	M sin reforzar con r.c. pisos	0,3	0,49	0,616	0,79	0,86
	M7	Mampostería reforzada o confinada	0,14	0,33	0,451	0,633	0,7
Concreto Reforzado	RC1	Marco en r.c. (sin E.R.D)	0,3	0,49	0,644	0,8	1,02
	RC2	Marco en r.c. (ERD moderado)	0,14	0,33	0,484	0,64	0,86
	RC3	Marco en r.c. (ERD alto)	-0,02	0,17	0,324	0,48	0,7
	RC4	Muros de corte (sin E.R.D)	0,3	0,367	0,544	0,67	0,86
	RC5	Muros de corte (E.R.D. moderado)	0,14	0,21	0,384	0,51	0,7
	RC6	Muros de cortante (E.R.D. alta)	-0,02	0,047	0,224	0,35	0,54
Acero	S	Estructuras de acero	-0,02	0,17	0,324	0,48	0,7
Madera	W	Estructuras de madera	0,14	0,207	0,447	0,64	0,86

c)

Tabla 91

Tabla resumen de índices de vulnerabilidad para diferentes tipologías de edificios

Bloque	Tipo de edificio	VI (c*)
B	RC2	0,484
Central entre A y B	RC2	0,484
Central entre C y D	S	0,324

Factores modificadores de comportamiento $\Delta V_m k$

Para la evaluación visual se establecen puntuaciones para factores modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y hormigón armado, por lo que siguiendo el formulario establecido en (Giovinazzi & Lagomarsino, 2004) se obtuvo una puntuación de $\Delta V_m = 0,01$ para el bloque B de aulas, un valor de $\Delta V_m = 0,02$ para el Bloque Central entre el bloque A y B; $\Delta V_m = 0$ para el Bloque Central entre el bloque C y D. Estos valores se han obtenido según las características estructurales de cada edificio.

En el caso del bloque B de aulas, el edificio presenta columnas cortas en la zona de las baterías sanitarias, por lo que también se ha considerado este factor.

En cuanto al bloque central entre los Bloques A y B se toma en cuenta el factor de irregularidad en planta debido a la forma de la edificación.

Figura 85

Presencia de columnas cortas en batería sanitaria Bloque B de aulas

**Figura 86**

Determinación de puntuación para factores modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y hormigón armado, a) Bloque B de aulas, b) Bloque central entre bloque A y B de aulas, c) Bloque central entre bloque C y D de aulas.

Tabla 6.- Puntuaciones para factores modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y RC						
Modificador de comportamiento	Mampostería		Concreto reforzado			
		Vmk	Nivel	Bajo Vmk	Medio Vmk	Alto Vmk
Estado de preservación	Buena	-0,04	Buena	-	-	-
	Mala	0,04	Mala	0,04	0,02	0
Numero de pisos	Baja 1 o 2	-0,04	Baja (1-3)	-0,02	-0,02	-0,02
	Mediana 3,4 o 5	0	Mediana (4-7)	0	0	0
	Alta 6 o mas	0,04	Alta (8 o más)	0,08	0,06	0,04
Sistema estructural	Espesor de pared					
	Distancia de la pared	0,04 --0,04				
	Conexiones de pared					
Irregularida en planta	Geometría	0,04	Geometría	0,04	0,02	0
	Distribución de masa		Distribución de masa	0,02	0,01	0
Irregularida en elevación	Geometría	0,04	Geometría	0,04	0,02	0
	Distribución de masa		Distribución de masa			
Pisos superpuestos		0,04				
Techo	Peso, empuje y conexiones	0,04				
Reforzamiento Intervención		0				
Dispositivos sísmicos	Barbacana, lámina arcos, contrafuertes	-0,04				
Edificio agregado: posicion	Mitad	-0,04	Insuficiente juntas sísmicas	0,04	0	0
	Esquina	0,04				
	Encabezamiento	0,06				
Edificio agregado:elevacion	Pisos escalonados	0,04				
	Edificios con diferente altura	0				
Cimentación	Diferentes niveles de cimentación	0,04	Vigas	-0,04	0	0
			Vigas conectadas	0	0	0
			Zapata aislada	0,04	0	0
			Columnas cortas	0,02	0,01	0
			Arcos de ventana	0,04	0,02	0
			ΔVmk		0,01	

a)

Tabla 6.- Puntuaciones para factores modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y RC							
Modificador de comportamiento	Mampostería		Concreto reforzado				
			Nivel	Bajo	Medio	Alto	
		Vmk		Vmk	Vmk	Vmk	
Estado de preservación	Buena	-0.04	Buena	-	-	-	
	Mala	0.04	Mala	0.04	0.02	0	
Numero de pisos	Baja 1 o 2	-0.04	Baja (1-3)	-0.02	-0.02	-0.02	
	Mediana 3,4 o 5	0	Mediana (4-7)	0	0	0	0
	Alta 6 o mas	0.04	Alta (8 o más)	0.08	0.06	0.04	
Sistema estructural	Espesor de pared						
	Distancia de la pared	0,04 --0,04					
	Conexiones de pared						
Irregularida en planta	Geometría	0,04	Geometría	0,04	0,02	0	0.02
	Distribucion de masa		Distribucion de masa	0,02	0,01	0	
Irregularida en elevación	Geometría	0,04	Geometría	0,04	0,02	0	
	Distribucion de masa		Distribucion de masa				
Pisos superpuestos		0,04					
Techo	Peso, empuje y conexiones	0,04					
Reforzamiento Intervención		0					
Dispositivos sísmicos	Barbacana, lámina arcos, contrafuertes	-0.04					
Edificio agregado: posicion	Mitad	-0.04	Insuficiente juntas sísmicas	0.04	0	0	0
	Esquina	0.04					
	Encabezamiento	0.06					
Edificio agregado:elevación	Pisos escalonados	0.04					
	Edificios con diferente altura	0					
Cimentación	Diferentes niveles de cimentación	0.04	Vigas	-0.04	0	0	
			Vigas conectadas	0	0	0	
			Zapata aislada	0.04	0	0	
			Columnas cortas	0.02	0.01	0	
			Arcos de ventana	0.04	0.02	0	
			ΔVmk				0.02

b)

MODIFICADORES DEL INDICE DE VULNERABILIDAD								
Compartimiento Modificador	Mampostería		Concreto Reforzada					
				Bajo Vkm	Medio Vkm	Alto Vkm	Σ Vm	
Estado de preservación	Buena	-0,04	Buena	-	-	-	-	
	Mala	0,04	Mala	0,04	0,02	0		
Numero de pisos	Baja 1 o 2	-0,04	Baja 1-3	-0,02	-0,02	-0,02		
	Mediana 3,4 o 5	0	Mediana 4-7	0	0	0	0	
	Alta 6 o mas	0,04	Alta 8 o mas	0,08	0,06	0,04		
Sistema estructural	espesor de pared							
	Distancia de la pared	0,04 --0,04						
	Conexiones de pared							
Irregularida en planta	Geometría	0,04	Geometría	0,04	0,02	0	0	
	Distribucion de masa		Distribucion de masa	0,02	0,01	0	0	
Irregularida en elevación	Geometría	0,04	Geometría	0,04	0,02	0	0	
	Distribucion de masa		Distribucion de masa				0	
Pisos superpuestos		0,04						
Techo	Peso, empuje y conexiones	0,04						
reforzamiento Intervención		0						
Dispositivos sísmicos	barbacana, lámina arcos, contrafuertes	-0,04						
Edificio agregado: posición	Mitad	-0,04	Insuficiente juntas sísmicas	0,04	0	0	0	
	Esquina	0,04						
	Encabezamiento	0,06						
Edificio agregado:elevación	Pisos escalonados	0,04						
	Edificios con diferente altura	0						
Cimentación	Diferente niveles de fundación	0,04	Vigas	-0,04	0	0		
			Vigas conectadas	0	0	0		
			Zapata aislada	0,04	0	0	0	
			Columnas Cortas	0,02	0,01	0	0	
			Arcos de ventana	0,04	0,02	0		
							Σ VM	0

c)

Tabla 92

Resumen de puntuaciones para modificadores de comportamiento para edificios de mampostería y hormigón armado

Bloque	ΔV_m
B	0,01
Central entre A y B	0,02
Central entre C y D	0,00

Índice de vulnerabilidad tipológica ΔVR

Este valor se lo obtiene de acuerdo a la zona en donde se está haciendo el estudio de la estructura, en los casos de estudios de las tres edificaciones, se ha tomado como referencia su ubicación, debido a que se encuentra en Sangolquí, por lo que históricamente no ha existido sismos de gran magnitud en el sitio, sin embargo Sangolquí se encuentra colindando con la ciudad de Quito en donde históricamente si se han producido sismos con magnitudes fuertes, más sin embargo no ha existido daños fuertes, por lo que con respecta al grado de daño μD , se podría clasificar como grado 2.

Dicho grado pertenece a daños moderados, en donde existen daños estructurales ligeros y daño no estructural moderado, es decir se han producido grietas en muros, colapso parcial de chimeneas, etc. Según se indica en la Figura 87.

Figura 87

Asignación de grado de daño estructural según EMS-98

Asignación de grado de daño (EMS-98)

Clasificación de daños en edificios de fábrica	
Grado 1: Daños de despreciables a ligeros (ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros) Fisuras en muy pocos muros. Caída sólo de pequeños trozos de enlucido. Caída de piedras sueltas de las partes altas de los edificios en muy pocos casos.	
Grado 2: Daños moderados (daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados) Grietas en muchos muros. Caída de trozos bastante grandes de enlucido. Colapso parcial de chimeneas.	
Grado 3: Daños de importantes a graves (daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves) Grietas grandes y generalizadas en la mayoría de los muros. Se sueltan tejas del tejado. Fractura de chimeneas por la línea del tejado. Se dañan elementos individuales no-estructurales (tabiques, hastiales y tejados)	
Grado 4: Daños muy graves (daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves) Se dañan seriamente los muros. Se dañan parcialmente los tejados y suelos.	
Grado 5: Destrucción (daños estructurales muy graves) Colapso total o casi total.	

Clasificación de daños en edificios de hormigón armado	
Grado 1: Daños de despreciables a ligeros (ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros) Fisuras en el enlucido de elementos estructurales o en la base de los muros. Fisuras en tabiques y trasdosados.	
Grado 2: Daños moderados (daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados) Grietas en vigas y pilares de la estructura y en muros estructurales. Grietas en tabiques y muros trasdosados; caída de revestimientos y enlucidos frágiles. Caída de mortero de las juntas de paneles prefabricados.	
Grado 3: Daños de importantes a graves (daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves) Grietas en pilares y en juntas viga/pilar en la base de las estructuras y en las juntas de los muros capachinos. Desprendimiento del hormigón de recubrimiento, pandeo de la armadura de refuerzo. Grandes grietas en tabiques y muros trasdosados; se dañan paneles trasdosados aislados.	
Grado 4: Daños muy graves (daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves) Grandes grietas en elementos estructurales con daños en el hormigón por compresión y rotura de armaduras; fallos en la trabazón de la armadura de las vigas; inclinación de pilares. Colapso de algunos pilares o de una planta alta.	
Grado 5: Destrucción (daños estructurales muy graves) Colapso de la planta baja o de partes (por ejemplo alas) del edificio.	

Nota. Recuperado de (EMS, 1998)

Mediante la siguiente ecuación se procede a calcular el índice de vulnerabilidad total

$$VI = \frac{2,3 \times \operatorname{arctanh}\left(\frac{\mu_D}{2,5} - 1\right) - I + 13,1}{6,25}$$

Donde:

 μ_D : Grado de daño

I: Intensidad sísmica

Tabla 93

Resumen de índice de vulnerabilidad

Bloque	μ_D	I	VIt
B	2	7	0,90
Central entre A y B	1,5	7,1	0,804
Central entre C y D	1	7,2	0,689

Una vez obtenidos estos valores se aplica la ecuación que se observa a continuación para determinar el índice de vulnerabilidad regional y posteriormente en base a los valores anteriores, determinar el tipo de vulnerabilidad de cada estructura.

$$\Delta V_R = \overline{VI} - VI_t - \Delta V_m$$

Resultados

De acuerdo con (EMS, 1998) establece el tipo de vulnerabilidad estructural según los rangos que se presentan en la Tabla 94. Dichos valores se encuentran dentro de ciertos rangos que están en función del índice de vulnerabilidad VI

Tabla 94

Tipo de Vulnerabilidad estructural según el índice de vulnerabilidad

Vulnerabilidad	VI
A	0,78 a 1,02
B	0,62 a 0,86
C	0,46 a 0,70
D	0,3 a 0,54
E	0,14 a 0,38
F	0,02 a 0,22

Nota. Recuperado de (EMS, 1998)

Con los datos obtenidos con anterioridad se ha procedido a evaluar el tipo de vulnerabilidad de cada una de las tres edificaciones analizadas.

Tabla 95

Tipo de Vulnerabilidad estructural Bloque B de aulas, bloque central entre bloque A y B de aulas y bloque central entre bloque C y D de aulas

Bloque	ΔV_R	VI	Tipo de Vulnerabilidad
B	0,41	0,90	A
Central entre A y B	0,30	0,804	B
Central entre C y D	0,36	0,689	C

Comparación de resultados

Las Tablas 96, 97, 98 muestran los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural de los Bloques B, Central entre los bloques A y B y Central entre los bloques C y D, de la Universidad de las Fuerzas Armadas UFA-ESPE, por medio de las 3 metodologías, FEMA P-154, FUNVISIS y GIOVINAAZZI-LAGOMARSINO.

Tabla 96

Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del bloque B

Metodología	Parámetro	Valor	Descripción	Acción requerida
FEMA P-154	Calificación	0.6	Formulario Nivel 2 S < 0.3, Vulnerabilidad "Moderada"	Evaluación cuantitativa
FUNVISIS	Índice de vulnerabilidad	41.9	Vulnerabilidad "Media Baja"	Evaluación cuantitativa y toma de decisiones
	Índice de Riesgo	37.49	Riesgo "Medio Alto"	
	Índice de Priorización	31.86	P6	
LAGOMARSINO	Índice de vulnerabilidad	0.9	Clase A	Evaluación cuantitativa y toma de decisiones

Tabla 97

Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del Bloque Central entre los Bloques A y B

Metodología	Parámetro	Valor	Descripción	Acción requerida
FEMA P-154	Calificación	0.5	Formulario Nivel 2 S < 0.3, Vulnerabilidad "Moderada"	Evaluación cuantitativa
	Índice de vulnerabilidad	41.65	Vulnerabilidad "Elevada"	Evaluación cuantitativa y toma de decisiones
FUNVISIS	Índice de Riesgo	37.49	Riesgo "Alto"	
	Índice de Priorización	31.86	P4	
LAGOMARSINO	Índice de vulnerabilidad	0.804	Clase B	Evaluación cuantitativa y toma de decisiones

Tabla 98

Resultados de la evaluación de la vulnerabilidad estructural del Bloque Central entre los Bloques C y D

1	Parámetro	Valor	Descripción	Acción requerida
FEMA P-154	Calificación	0.5	Formulario Nivel 2 S < 0.3, Vulnerabilidad "Moderada"	Evaluación cuantitativa
	Índice de vulnerabilidad	37.25	Vulnerabilidad "Media Elevada"	Evaluación cuantitativa y toma de decisiones
FUNVISIS	Índice de Riesgo	33.53	Riesgo "Alto"	
	Índice de Priorización	28.5	P5	
LAGOMARSINO	Índice de vulnerabilidad	0.689	Clase C	Evaluación cuantitativa y toma de decisiones

Capítulo V

Ensayos de instrumentación sísmica

Para el respectivo ensayo se requieren los equipos que serán detallados a continuación:

Fuente de poder: Es necesario tener tomacorrientes cerca o en su defecto extensiones debido a que se requiere de corriente eléctrica para que el equipo funcione de manera correcta. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Dispositivo de adquisición de datos (DAQ): Este equipo constituye es el apoyo y constituye el conector entre los sensores y el computador mediante una conexión USB, cuenta con varios módulos que se encargan de tomar las lecturas de los sensores. Se tienen 8 sensores en total por lo tanto serán 4 por cada sentido. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Sensores piezométricos: Son elementos también llamados acelerómetros que tienen alta sensibilidad y bajo ruido sísmico. cuentan con una calibración propia que viene indicada en su caja y es importante para el procesamiento de datos. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Software para registro y procesamiento de datos

Computadora portátil: Se necesita de una computadora portátil o laptop con el programa SignalExpress para poder tomar las lecturas de las señales y el programa NI DAQmx para que esta reconozca correctamente el dispositivo de adquisición de datos. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Cables, alambres y conectores: Los cables son coaxiales de los cuales tenemos dos tipos conocidos como BNC (cable blanco) que serán utilizados para la conexión con los sensores y el dispositivo para la adquisición de datos, por otro lado, se tiene también los cables RG58 (cable negro) que sirven para aumentar la longitud de conexión de los cables y poder cubrir un mayor perímetro. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Cubos metálicos: Son los soportes para poder colocar los sensores. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Materiales, equipos e insumos

Figura 88

Dispositivo de adquisición de datos National Instruments cDAQ-9174



Figura 89

Módulo de 4 canales, National Instruments ni-9243



Figura 90

Acelerómetro piezométrico PCB 393B04



Figura 91

Cable coaxial, conexión BNC, 50 Ohm, conexión a sensor DAQ

**Figura 92**

Cable coaxial conector de 50 pies, extensión de cable

**Figura 93**

Cubos metálicos



Procedimiento

Para comenzar con la recolección de datos se deberá determinar los lugares en los que se van a instalar los equipos, es necesario que exista una diferencia de 2 pisos entre los sensores, por ende, se necesita de un piso base desde el cual se van a distribuir los cables hasta que se conecten a los sensores en los elementos estructurales (columnas). Por lo tanto, se requiere de un esquema en planta y elevación de la edificación para seleccionar lo mencionado.

En este caso al ser las estructuras objeto de estudio de 4 plantas se opta por instalar el equipo en los pisos 4 y 2 usando así el piso 3 como base, siguiendo una configuración de instalar dos sensores en cada columna, lo que da un total de 4 sensores por planta, 2 en dirección X y 2 dirección Y, dando un total de 8.

Se hace uso de los cubos metálicos (adhiriéndolos al elemento estructural) lo más cerca de la base del piso, para el caso se colocaron los cubos a 15 cm de distancia desde la base del piso para tener una lectura uniforme. Se hizo uso del pegamento "Brujita" y de cinta doble fas para asegurar aún más los elementos.

Tener en cuenta que sensor es ubicado en cada dirección y posición porque como se mencionó cada uno tiene un factor de calibración y se necesitará de esta información en los pasos siguientes.

Se procede a extender los cables color blanco (BNC) desde la ubicación de los cubos metálicos hacia el dispositivo de adquisición de datos, en este caso la longitud de este cable no fue lo suficiente y por ello se requirió el uso de los cables negros que de igual manera van conectados conjuntamente hasta llegar al dispositivo de adquisición; se usa un cable por sensor por ende llegarán 8 cables en total que representan los puntos de medición en ambos sentidos "x" e "y".

Por último, se atornillan los sensores a cada cubo metálico respectivamente asegurándose que están muy bien sujetos a las columnas.

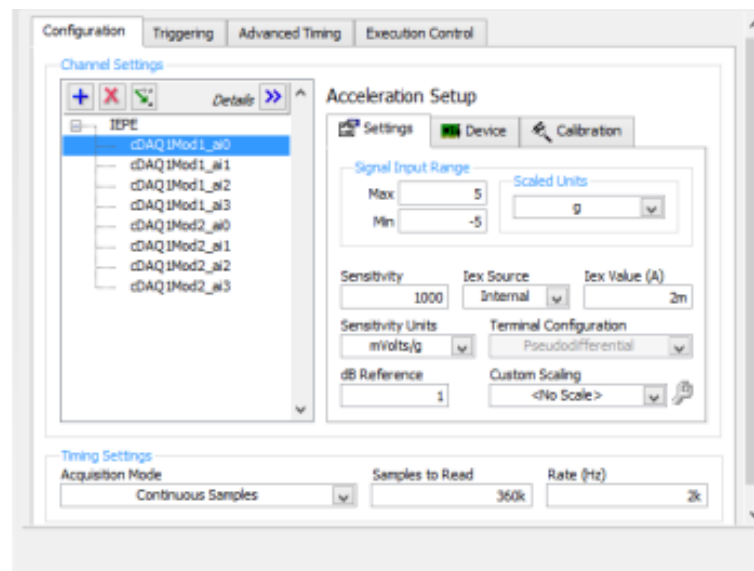
Software Signal Express

La configuración del software es importante debido a que se deben definir algunas características de los datos a guardar que son necesarios para procesarlos posteriormente.

Se partirá de un proyecto en blanco y se agregarán los pasos para la adquisición de datos. Para empezar este proceso se selecciona “Add step”, “Acquire Signals”, “DAQmx Acquire”, “Analog Input”, “Acceleration” y, finalmente, “IEPE”. En la Figura 94 se muestra la interfaz a configurar, en esta se especifica el tipo de señal a registrar, la sensibilidad que se requiere, al igual que un contador de tiempo. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Figura 94

Ventana de configuración de software



Nota. Recuperado de (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

En la parte izquierda de la Figura 94 se muestran los canales que han sido conectados al momento de crear el respectivo proyecto, es decir es donde se registrarán los datos. Se debe seleccionar el tipo de señal que se desea captar con el sensor además del canal de interés. Se tiene que verificar las variables de sensibilidad (Sensitivity Units) en mVols/g, la configuración respectiva de tiempo para el registro de datos (Timing Settings), en donde se muestra el tipo de señal que se desea registrar (Acquisition Mode) que deberá permanecer en

muestreo continuo (Continuos Samples), adicional también las muestra a leer (Samples to read) que obedece a los requerimientos del personal, se debe tomar en cuenta que para un archivo de datos manejable se recomienda ingresar un valor de 360,000 datos, mientras que el rango de frecuencia (Rate) será siempre de 2000, esto nos da a entender que la frecuencia de muestreo grabará cada dato de vibración, dando un resultado de un aproximado de 3 minutos por archivo. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Para entender de mejor manera lo explicado se detalla un ejemplo de cálculo:

$$N = 360 \text{ k} = 360000$$

$$F_s = 2000$$

$$T_i = \frac{N}{f_s}$$

$$T_i = \frac{360000}{2000}$$

$$T_i = 180 \text{ s} = 3 \text{ min}$$

Donde

N, muestras a leer

F_s, rango de frecuencias

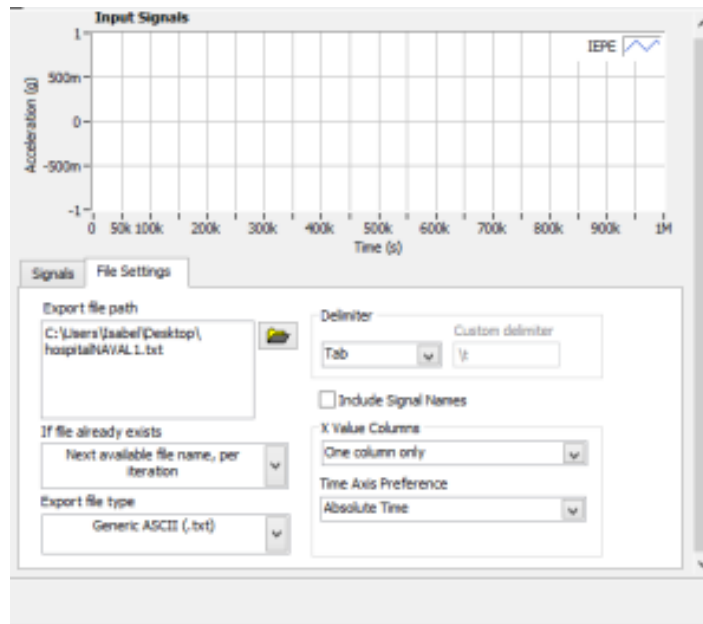
T_i, tiempo de ensayo

Una vez fijados estos parámetros se prepara para que el equipo comience a tomar los datos, se pone a correr la recolección de datos con la opción "Run" y se esperará durante aproximadamente 30 minutos.

Posterior a esto para guardar los datos adquiridos, se selecciona "Add Step", "Load/Save Signals", "Save to ASCII/LVM", en la Figura 95 se muestra la ventana que se desplegará. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Figura 95

Ventana para guardar los datos



Se guardará los datos en formato texto para facilitar su compatibilidad con el resto de los programas y trabajar mejor con ellos.

Procesamiento de datos

Software MATLAB

Para el procesamiento de datos se usará el software MATLAB®, el cual es un programa que consta de distintas herramientas matemáticas que permiten el tratamiento de los datos tomados. (Arcentales Naranjo & Yépez Proaño, 2020)

Se requieren de 4 archivos que toman los datos guardados y los tratan con distintos procesos matemáticos/computacionales.

El primer paso es tratar los archivos txt que se obtuvieron por medio del ensayo, se cambiarán todas las comas por puntos debido a que este es un requisito que solicita el primer archivo.

Figura 96

Ejemplo de recolección de datos

The screenshot shows a Notepad window titled 'CONF 7: Bloc de notas'. The content is a large grid of numerical data, likely representing sensor readings. Each row starts with a file identifier (e.g., '3.77397183601219600E+9') followed by several columns of floating-point numbers in scientific notation (e.g., '-7.937096500000000000E-5'). The data is organized into a structured format with multiple columns and rows, typical of a data collection log.

Archivo C1. Estructura de datos

Este programa nos ayuda a transformar los datos que están en forma de columnas como se puede ver en el gráfico anterior en matrices para trabajar de forma más ágil y el programa sea mejor eficiente.

Archivo C2. Filtrado de datos y vector tiempo

En este archivo se tiene un filtrado más elaborado de los datos, para ello se requiere de los factores de calibración de los sensores, cada sensor tiene un factor único por ende es importante el orden en el que armamos el vector 'fac_calibracion'.

Archivo C3. Análisis Inicial Data

Este archivo nos permite graficar los datos y poder tomar una decisión respecto a cuáles archivos tomar para lograr así que queden filtrados. De esta manera regresamos al archivo C2 para procesar un archivo de datos filtrado más pulido.

Archivo C4. Análisis Conf

Este es el archivo más completo, y el cual nos ayudará a determinar el valor de la frecuencia, de esta manera se puede obtener el periodo natural de vibración de la estructura, primero se cargan los datos tanto filtrados como no filtrados y se obtiene un espectro total de la estructura.

Resultados

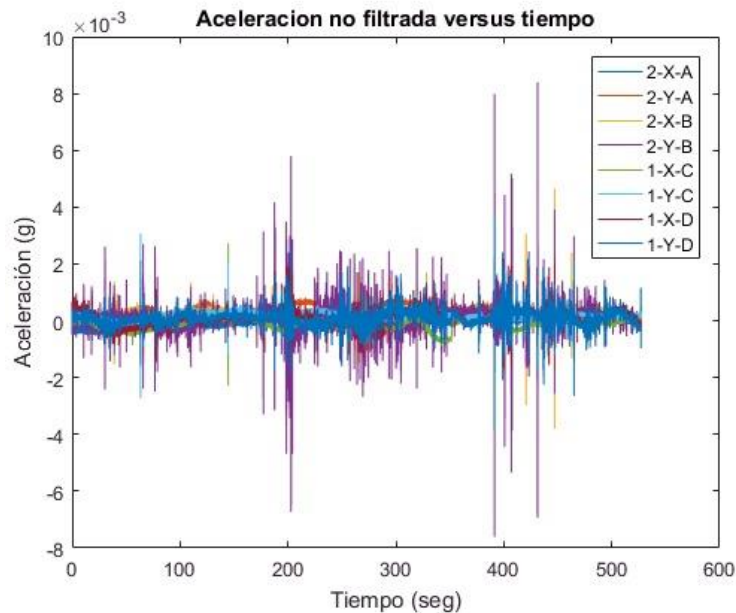
Software MATLAB

Los registros de datos cuentan con 9 columnas, la primera columna representa al tiempo y las otras 8 representan a los sensores que fueron conectados respectivamente, dependerá del orden en el que fueron conectados la toma de datos.

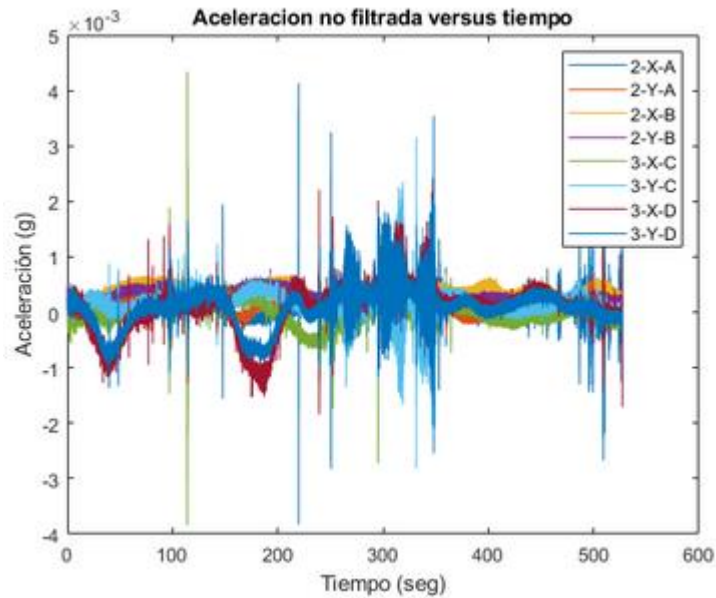
Los gráficos de aceleraciones de cada edificación se detallan a continuación.

Figura 97

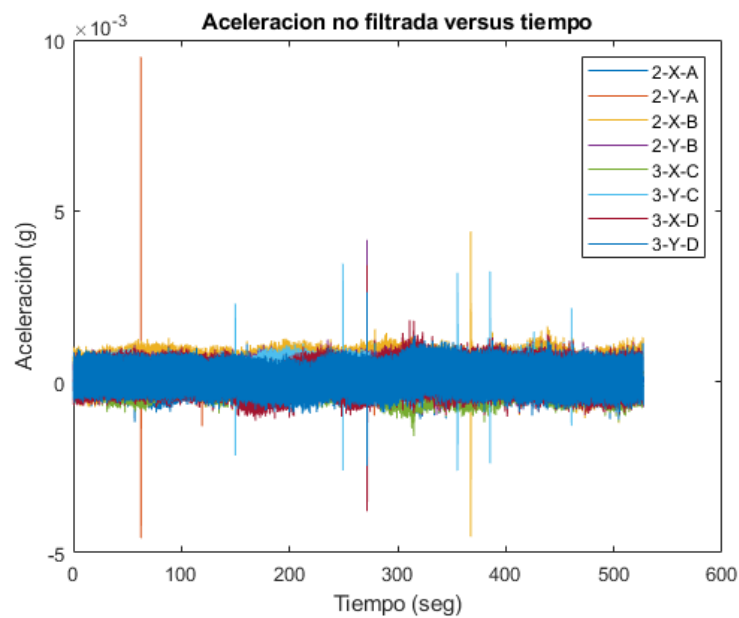
Gráficos de aceleración no filtrada vs. Tiempo, (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los Bloques A y B, (c) Bloque central entre los Bloques C y D



(a)



(b)



(c)

Se recolectó un total de 14 registros de datos por cada edificación, esto debido a que el tiempo que duró el ensayo fue de 30 minutos, de esta manera al procesar los datos con los archivos descritos anteriormente se escoge 3, esto dependerá de la alta calidad y homogeneidad de las lecturas, como se muestra en la Tabla 99.

Tabla 99

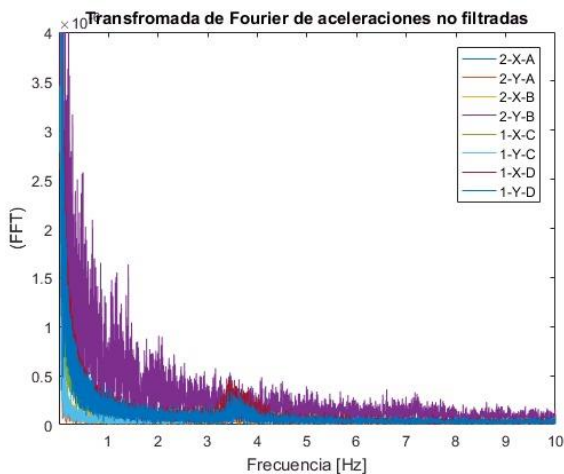
Selección de señales de los acelerómetros en el programa MATLAB

Bloque	Registros		
	No. 1	No. 2	No. 3
Bloque B	2	3	5
Bloque central entre los bloques A y B	5	6	13
Bloque central entre los bloques C y D	4	5	11

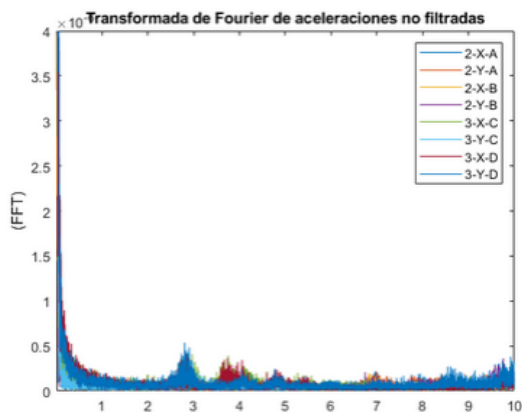
Con estos registros de datos seleccionados se procede a obtener el resto de las gráficas que se requieren para la determinación de la frecuencia.

Figura 98

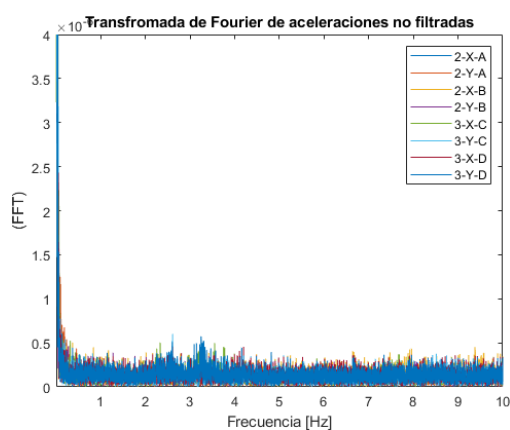
Transformada de Fourier con datos no filtrados, (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D



(a)



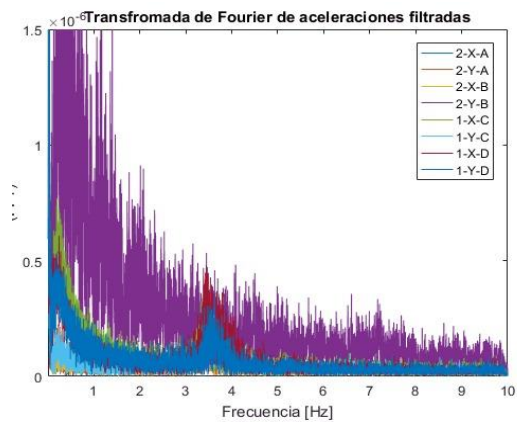
(b)



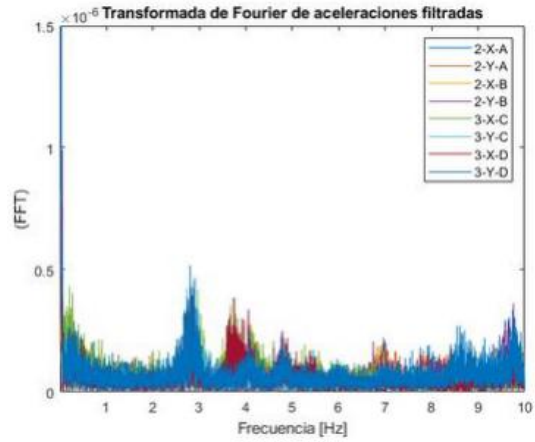
(c)

Figura 99

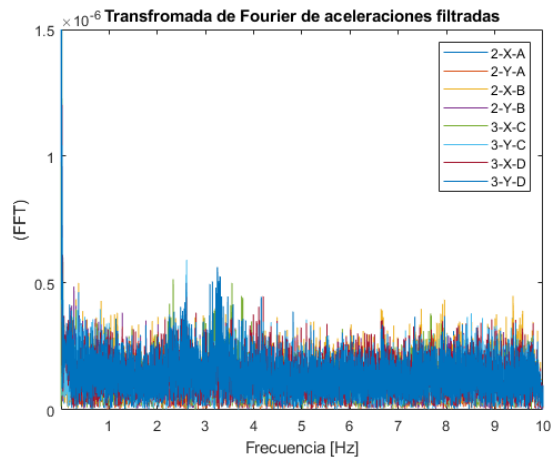
Transformada de Fourier con aceleraciones filtradas. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D.



(a)



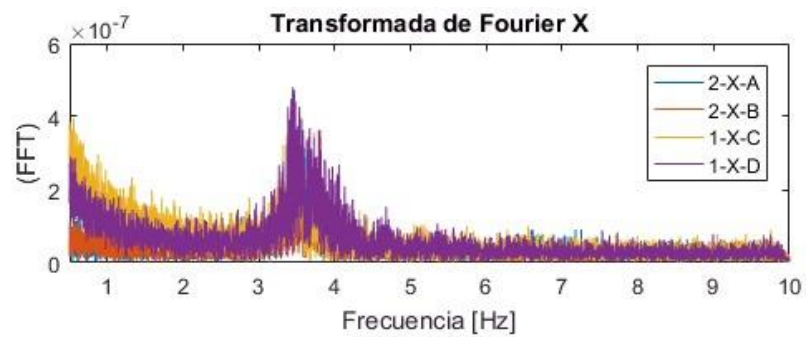
(b)



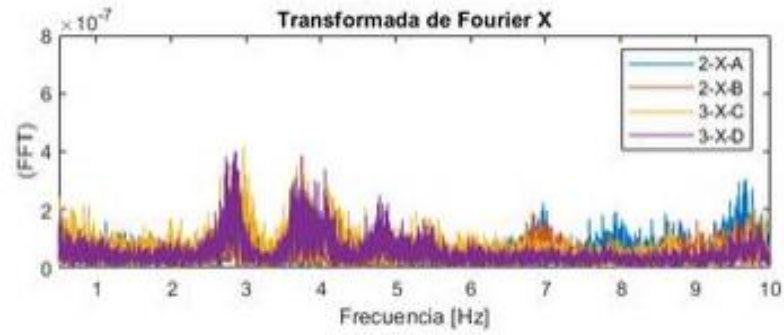
(c)

Figura 100

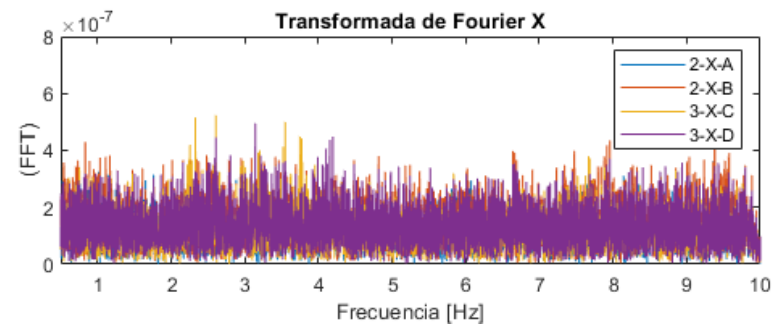
Transformada de Fourier en dirección x. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D



(a)



(b)

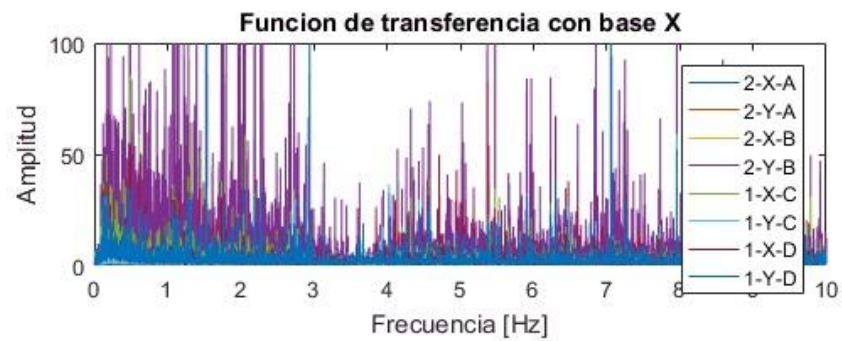


(c)

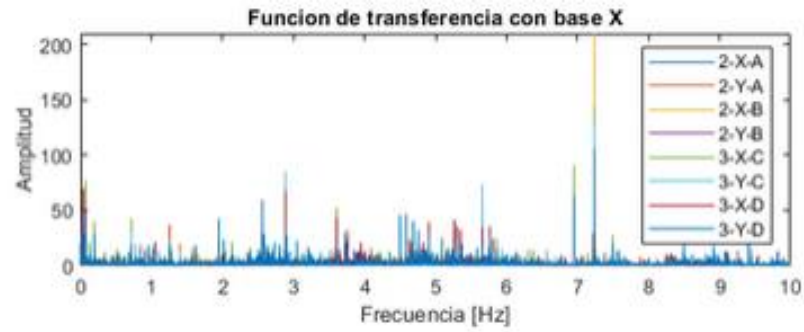
Figura 101

Función de transferencia sentido x. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c)

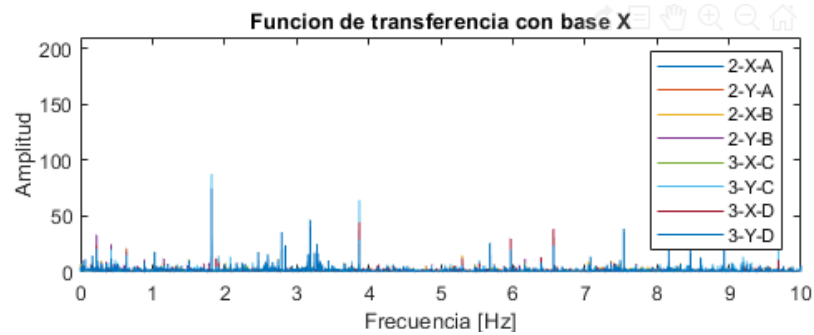
Bloque central entre los bloques C y D



(a)



(b)

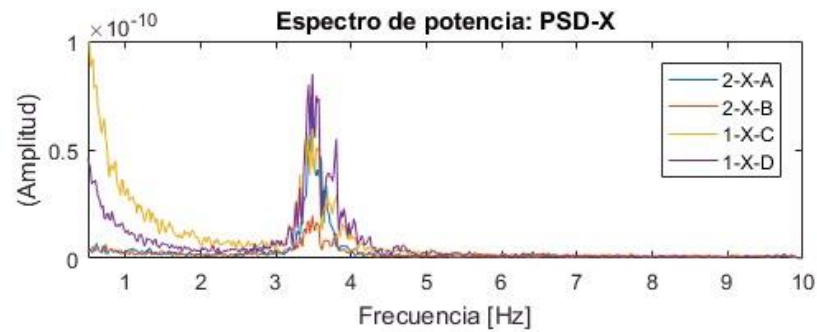


(c)

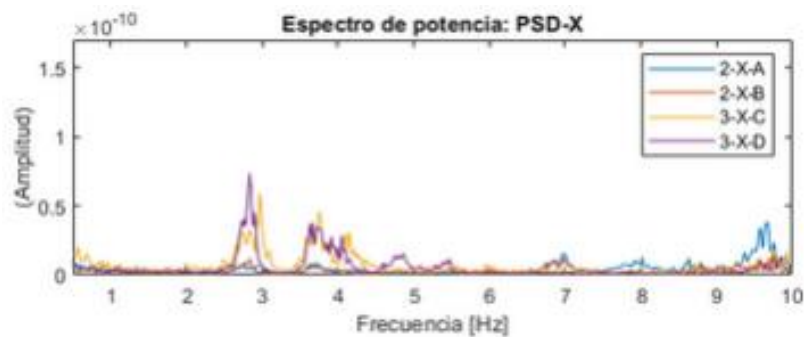
Figura 102

Espectro de potencia cruzado. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c)

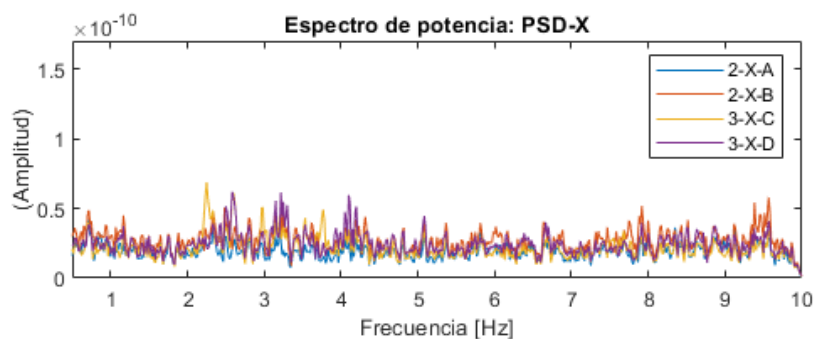
Bloque central entre los bloques C y D



(a)



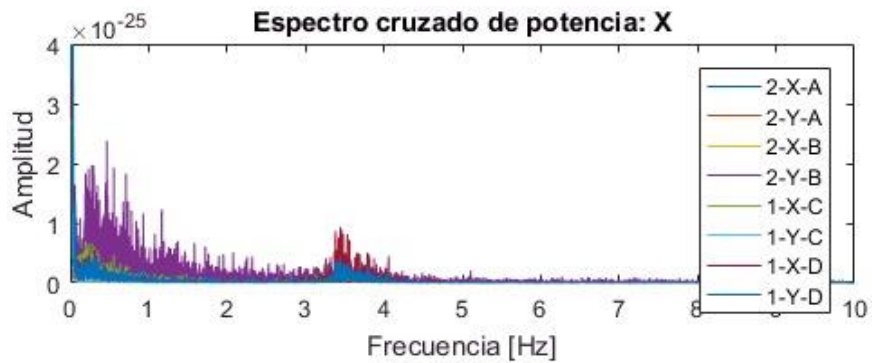
(b)



(c)

Figura 103

Espectro cruzado de potencia sentido x. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D



(a)

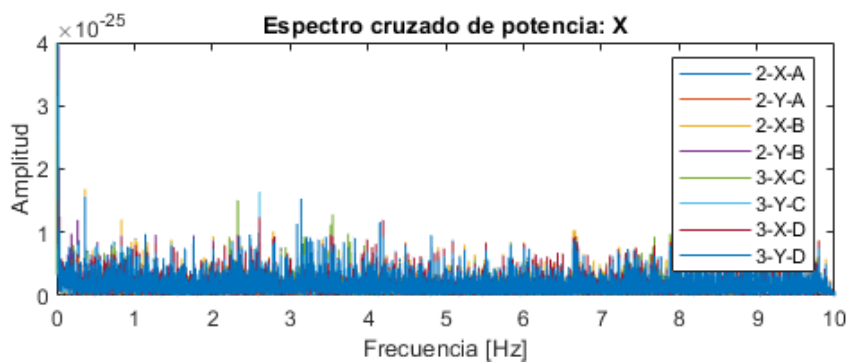
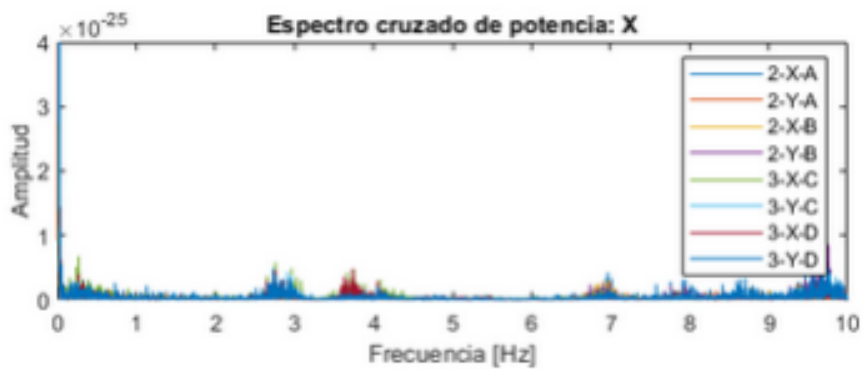
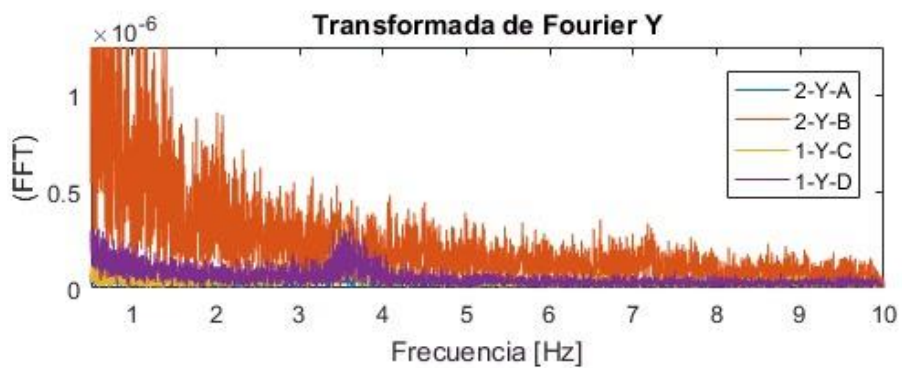
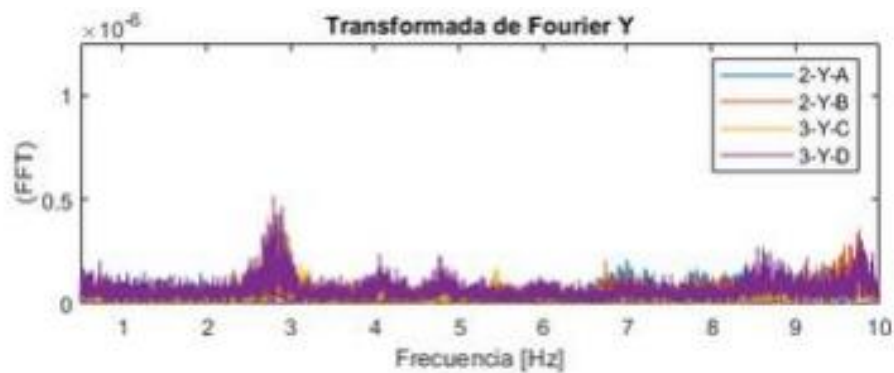


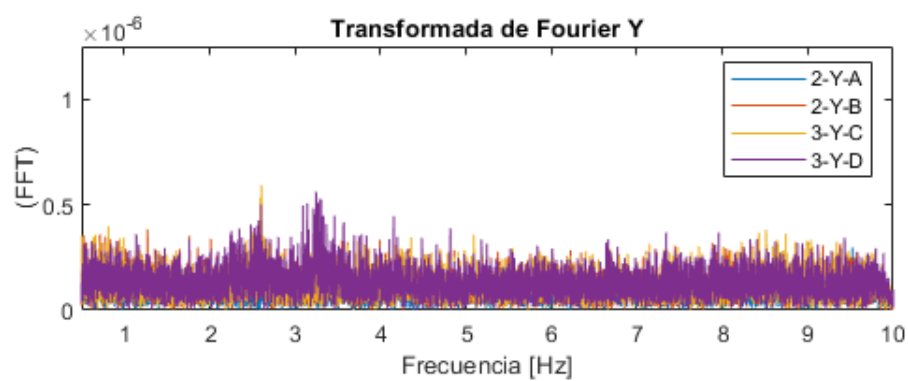
Figura 104

Transformada de Fourier sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D





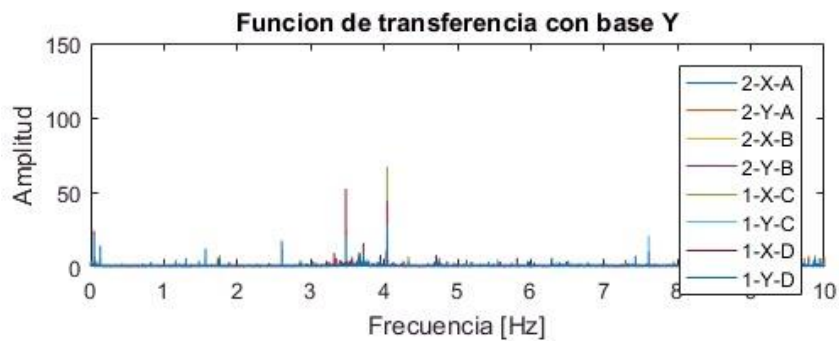
(b)



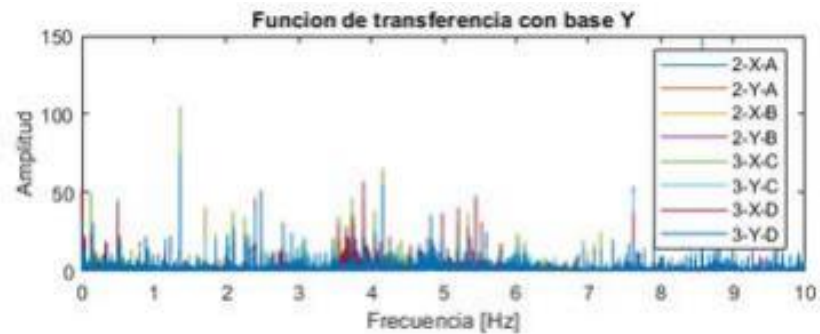
(c)

Figura 105

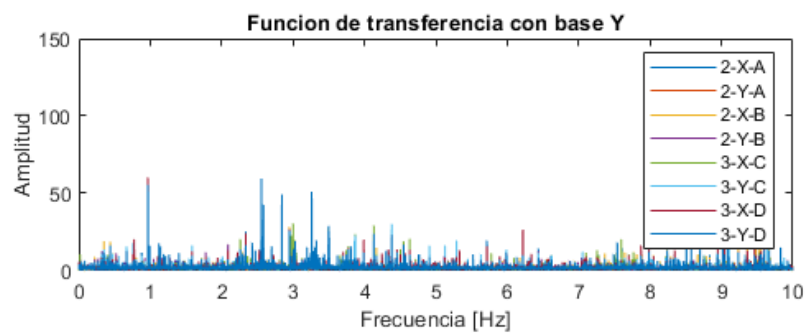
Función de transferencia sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D



(a)



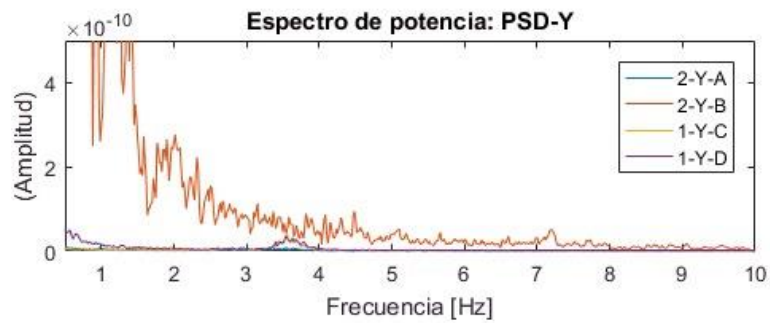
(b)



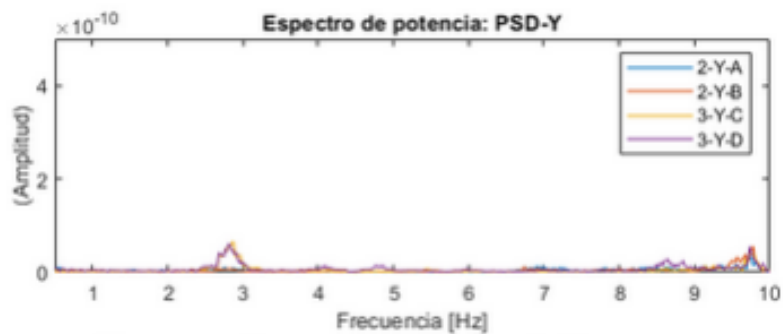
(c)

Figura 106

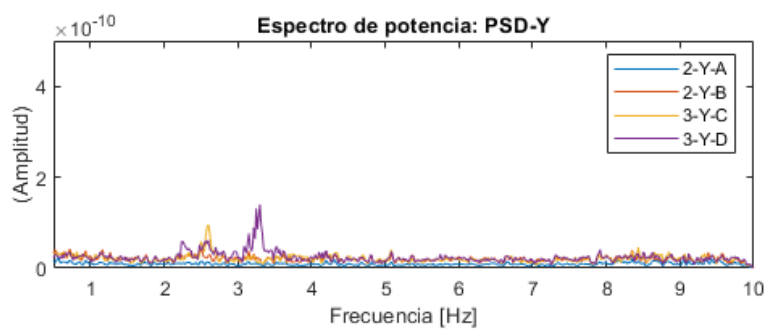
Espectro de potencia sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D



(a)



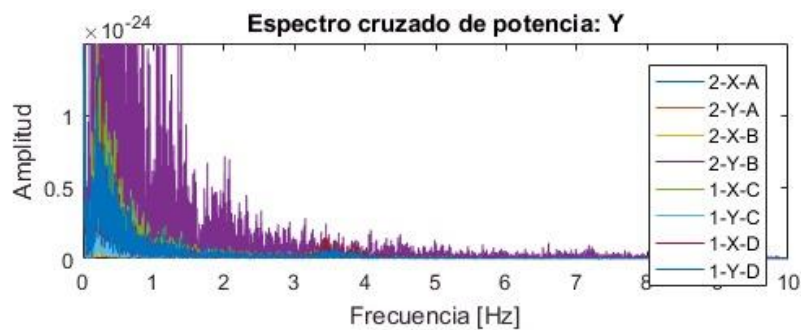
(b)



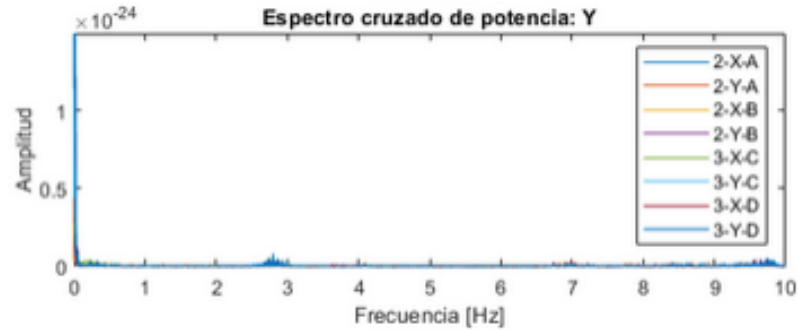
(c)

Figura 107

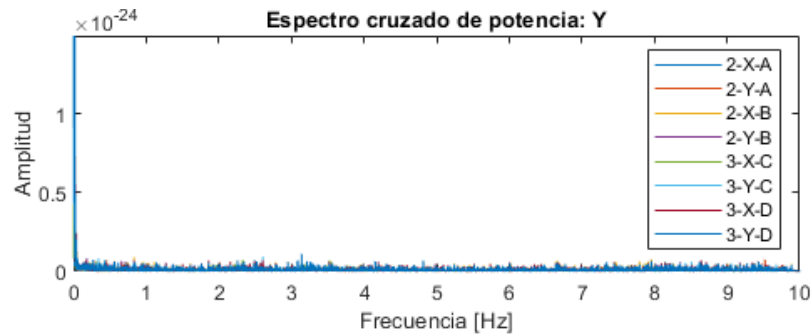
Espectro cruzado de potencia sentido y. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D



(a)



(b)



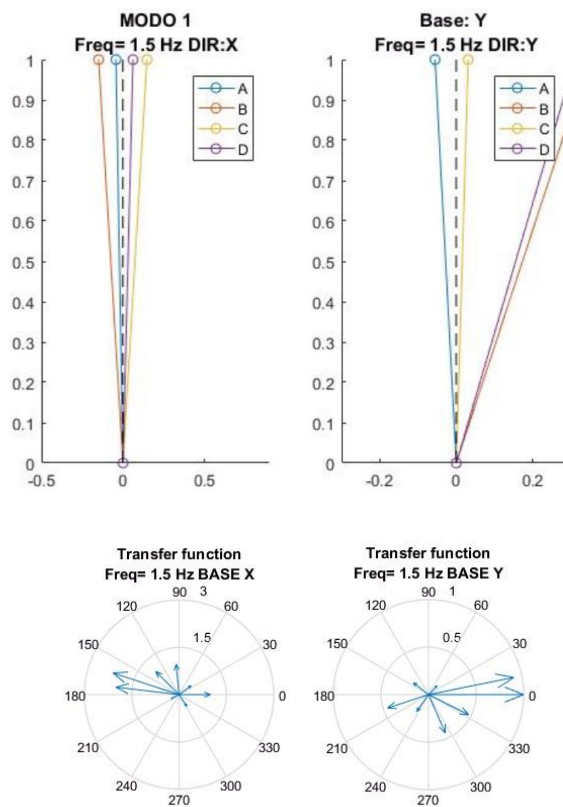
(c)

En base a los gráficos mostrados se procede a buscar la frecuencia más aceptada para la estructura descartando los datos por medio de las herramientas matemáticas de MATLAB, la herramienta compass y el ploteo de los ángulos de fase. Esta herramienta toma los datos del gráfico de la función de transferencia, es muy útil debido a que ayuda a visualizar los vectores correspondientes y de esta forma comprobar que los ángulos están en fase.

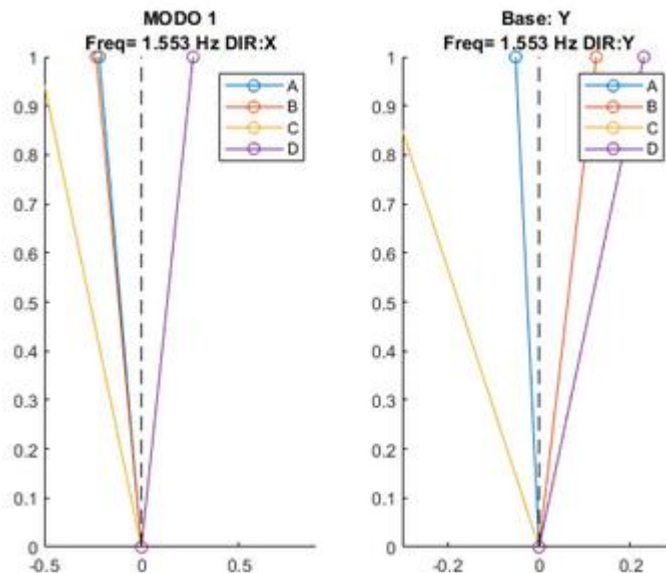
A continuación, se muestran los resultados en las Figura 108, en las que se aprecian los tres primeros modos de las 3 edificaciones de análisis.

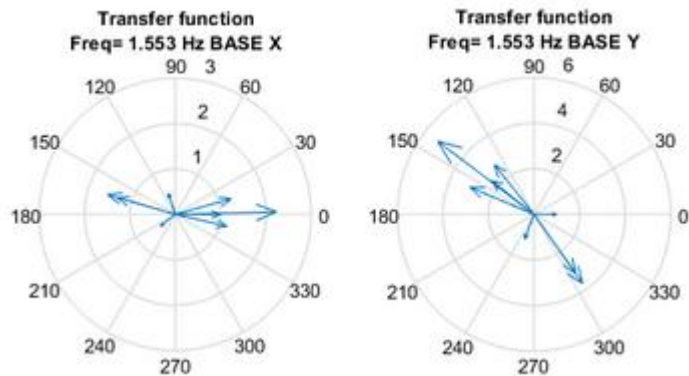
Figura 108

Modo 1 con su forma modal 1 y la herramienta compass con ángulos de fase. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D

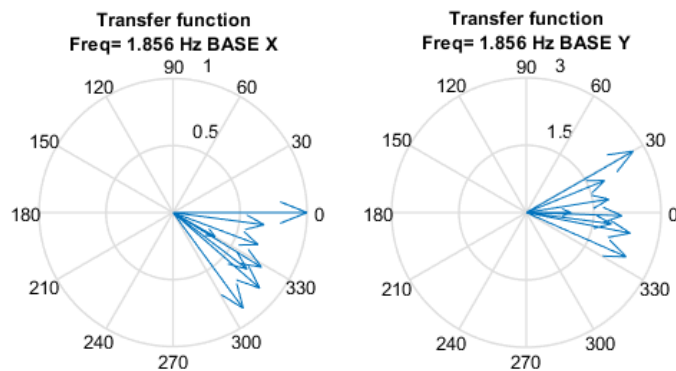
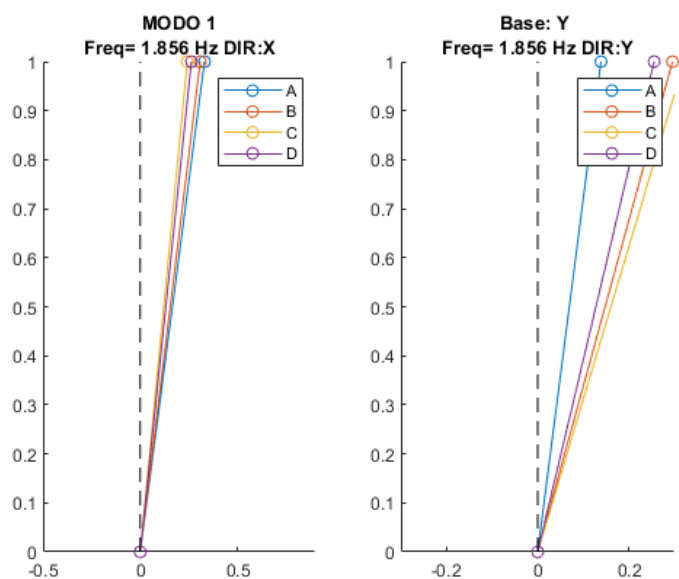


(a)





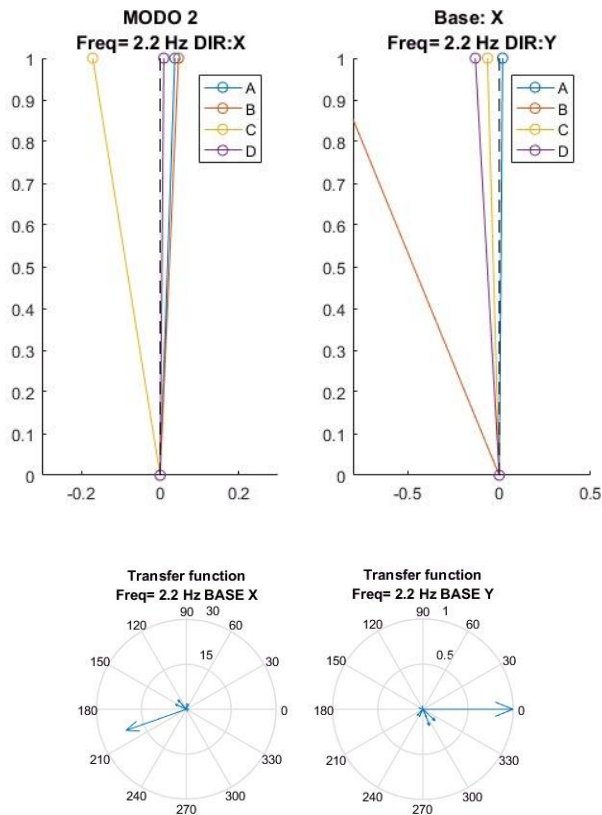
(b)



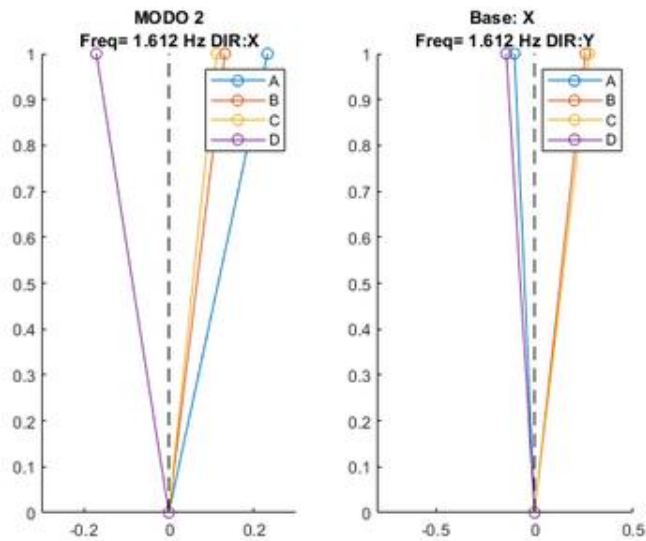
(c)

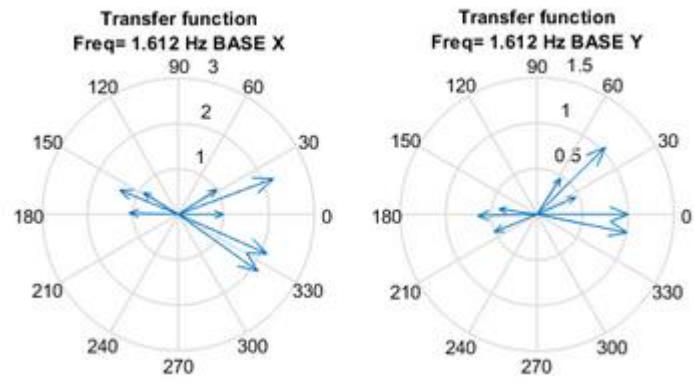
Figura 109

Modo 2 con su forma modal 2 y la herramienta compass con ángulos de fase. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D

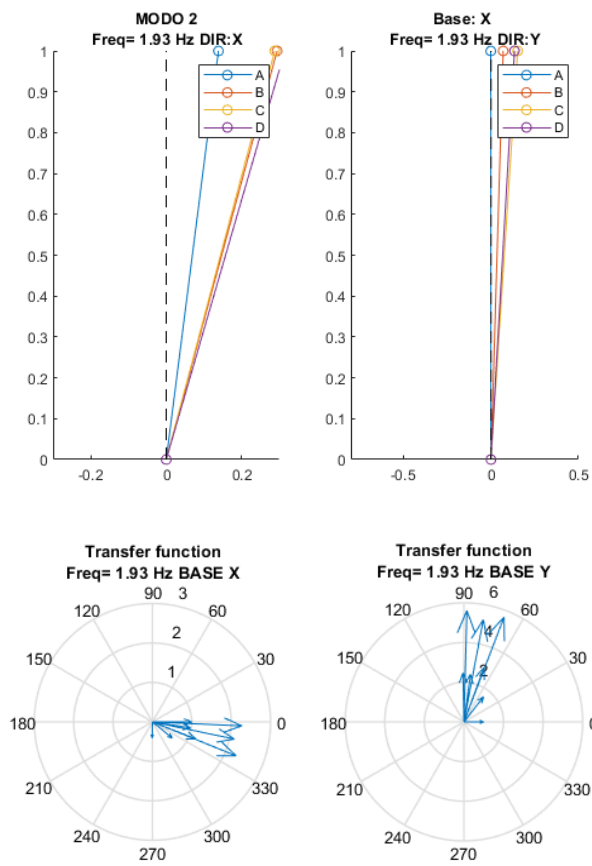


(a)





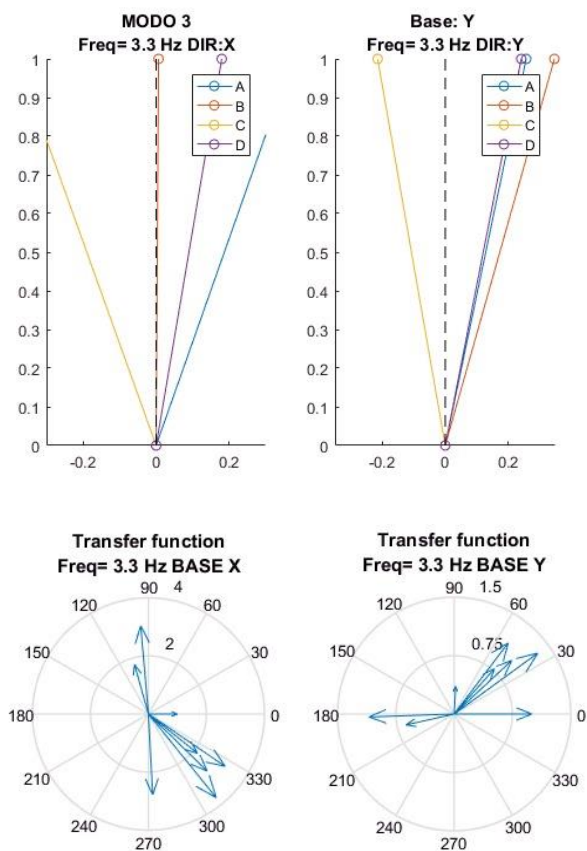
(b)



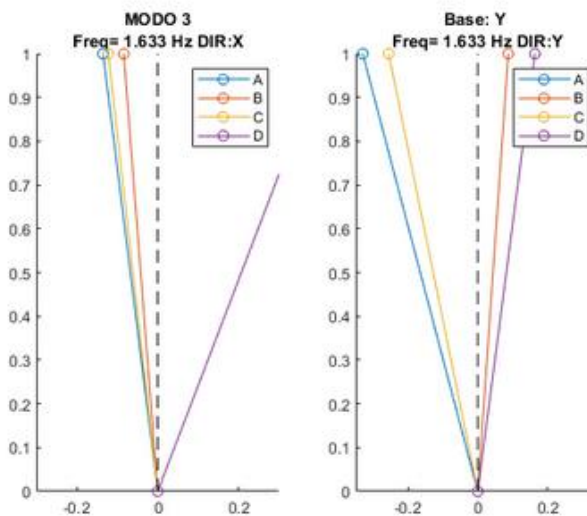
(c)

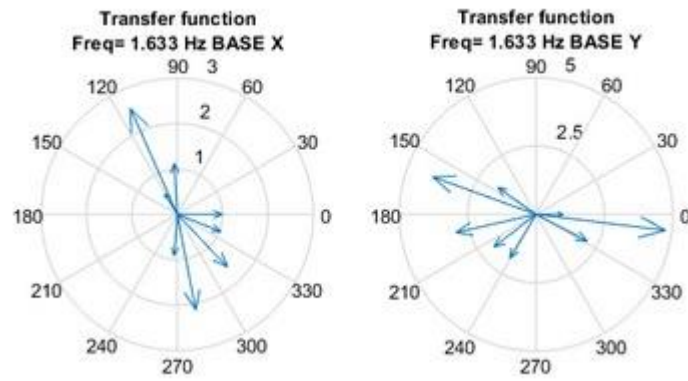
Figura 110

Modo 3 con su forma modal 3 y la herramienta compass con ángulos de fase. (a) Bloque B, (b) Bloque central entre los bloques A y B, (c) Bloque central entre los bloques C y D

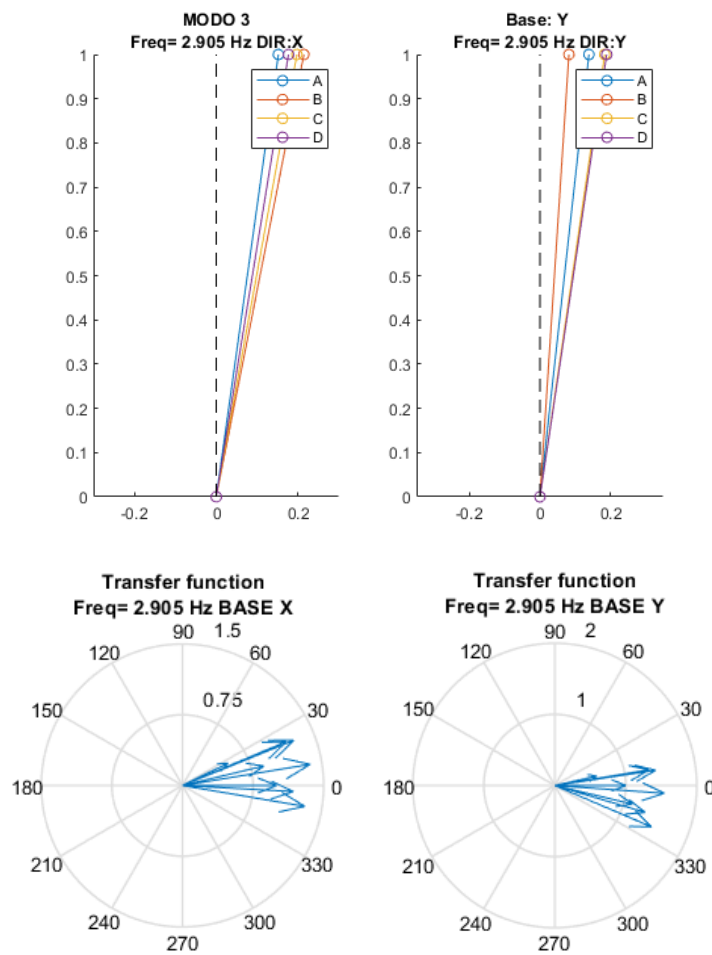


(a)





(b)



(c)

De esta manera quedan definidos los tres primeros modos de vibración para las 3 edificaciones objeto de estudio, estos valores se resumen en la Tabla 100.

Tabla 100

Periodo y modos de vibración de cada uno de los bloques

Bloque	Modo 1		Modo 2		Modo 3	
	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]
B	1,500	0,666	2,200	0,454	3,300	0,303
Central entre A y B	1.553	0.644	1.619	0.618	1.633	0.612
Central entre C y D	1,856	0,539	1,930	0,518	2,905	0,344

Una vez determinados los periodos fundamentales de vibración para las 3 edificaciones, se procede a realizar el análisis de los mismos a partir de los parámetros abordados en el perfil Bio – sísmico de la metodología chilena, con la relación H/T. (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021)

$$\text{Índice de Vulnerabilidad} = \frac{\text{Altura total de la edificación}}{\text{Periodo de Vibración}}$$

Se evalúa las estructuras al caracterizar la rigidez de las edificaciones analizadas conforme a los parámetros abordados en la Tabla 101.

Tabla 101

Rigidez de estructuras en base al índice de vulnerabilidad

índice de vulnerabilidad	Rigidez
< 20	Muy flexible
20 - 40	Flexible
40 -70	Normal
70 -150	Rígidos

Nota. Recuperado de (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021)

La Tabla 102 muestra los distintos índices de vulnerabilidad para las 3 edificaciones con su respectiva clasificación, resultando Flexibles los 3 bloques.

Tabla 102

Clasificación de los valores de rigidez para cada bloque objeto de estudio

Bloque	índice de Vulnerabilidad	Clasificación
B	$\frac{13,60}{0,45} = 30,22$	Flexible
Central entre A y B	$\frac{13,60}{0,64} = 21,12$	Flexible
Central entre C y D	$\frac{13,60}{0,518} = 26,25$	Flexible

Capítulo VI

Modelos numéricos computacionales

Para poder comparar los resultados obtenidos con la instrumentación de las edificaciones de estudio se desarrolla este capítulo en el cual se determinará las propiedades dinámicas de las estructuras.

El procedimiento tradicional es realizar el modelo numérico empleando el software analítico ETABS®, y si bien se hará uso del software para el análisis estructural, primero se implementará una metodología a la cual denominaremos integración REVIT-ETABS que requiere el modelo 3D generado en REVIT para exportarlo a software de análisis estructural con ayuda del complemento CSIXRevit.

Ya que cada estructura posee sus propios materiales, secciones, vanos y demás que ya fueron explicados en su capítulo correspondiente únicamente se explicará un modelo guía; la metodología que se describirá a continuación fue aplicada para cada estructura.

Integración REVIT-ETABS

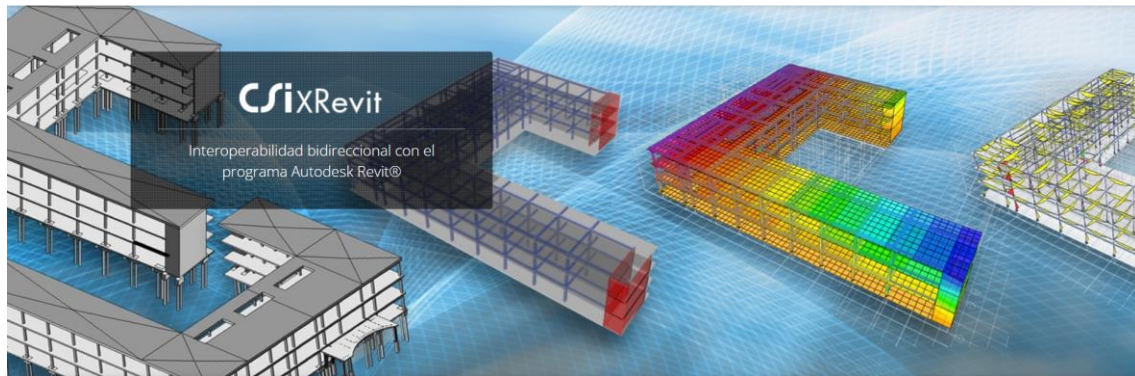
Se requiere instalar el complemento CSIXRevit, el cual es un plugin que se puede instalar en Revit® para permitir el intercambio de información entre los programas SAP2000, ETABS, SAFE y Autodesk Revit Structure. Esta herramienta permite la integración de todos los modelos de las varias especialidades y promueve la productividad entre los equipos de proyecto (csiespana, 2023). Esta conexión soporta los siguientes procesos:

- Exportación de un modelo de Revit® para crear un nuevo modelo en SAP2000, ETABS y/o SAFE.
- Exportación de un modelo de Revit® para actualizar un modelo existente en SAP2000, ETABS. y/o SAFE
- Importación de un modelo de SAP2000, ETABS y/o SAFE para crear un nuevo modelo en Revit.

- Importación de un modelo SAP2000, ETABS y/o SAFE para actualizar un modelo existente en Revit.

Figura 111

Software CSIXRevit

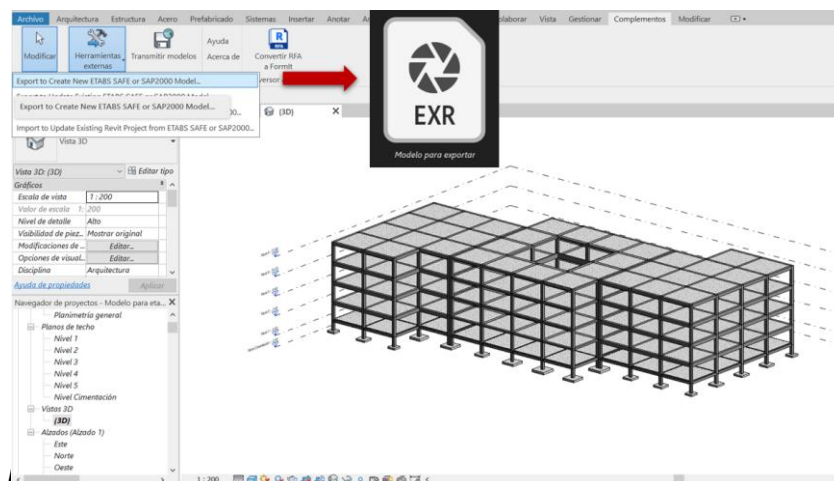


Nota. Recuperado de (csiespana, 2023)

Previo a realizar el proceso para exportar el modelo 3D realizado en REVIT es recomendable crear en el software estructural ETABS los materiales, geometría específica de los elementos como vigas, columnas, losas para que el proceso de integración sea más ágil. El programa genera un archivo de tipo .EXR al exportarlo, el cual será reconocido por el software ETABS al realizar la importación.

Figura 112

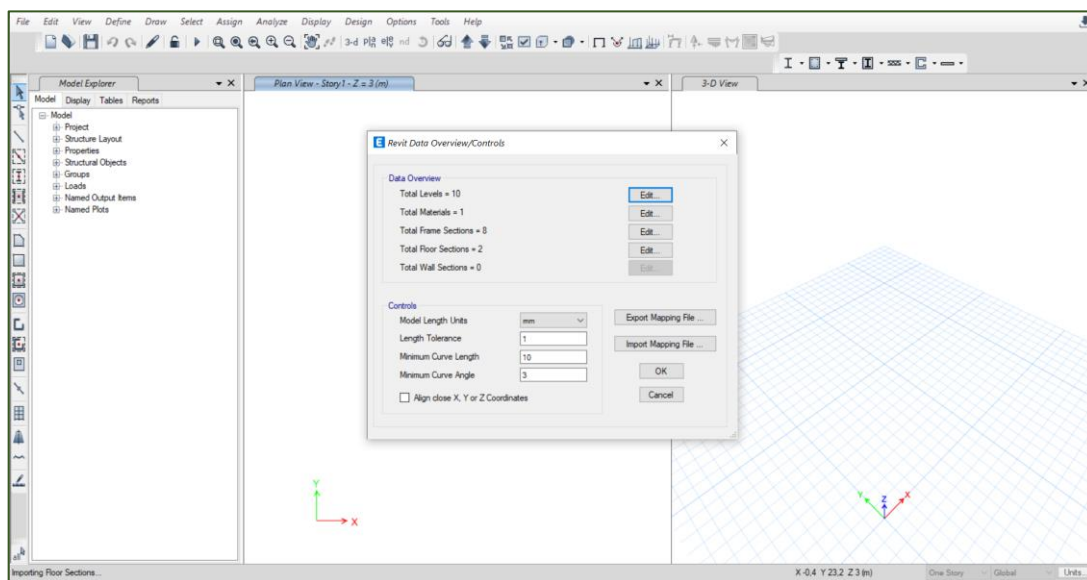
Archivo .EXR exportado con CSIXRevit



El software estructural generará una ventana en la cual se puede realizar la transferencia de propiedades o superposición de datos entre los elementos generados en REVIT con los elementos generados en ETABS. Dicha superposición tiene como objetivo fundamental reemplazar del modelo 3D las familias, materiales, niveles y cargas creadas en REVIT con las propiedades correspondientes generadas en ETABS. Podemos observar en la Figura 113 la venta mencionada, además de observar que no existe ningún modelo 3D previo a la importación.

Figura 113

Transferencia de propiedades en ETABS



En la Figura 114 podemos observar el apartado Total Levels en el cual se realiza un mapeo del modelo 3D y se reemplazan los niveles del modelo de REVIT con los niveles creados en ETABS. También se puede usar la configuración de los niveles del Revit directamente.

Figura 114

Niveles de piso para el modelo en ETABS

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Nivel 5	1.6	13.6	No	None	No	0	Red
Story4	1.8	12	No	None	No	0	Magenta
Nivel 4	1.2	10.2	No	None	No	0	Yellow
Story3	2.2	9	No	None	No	0	Grey
Nivel 3	0.8	6.8	No	None	No	0	Blue
Story2	2.6	6	No	None	No	0	Green
Nivel 2	0.4	3.4	No	None	No	0	Cyan
Story1	3	3	No	None	No	0	Red
Base-1	1.7	0	No	None	No	0	Magenta
Base		-1.7					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

En el apartado Total Materials se asocia a los materiales generados en REVIT su contraparte generada en ETABS para ser reemplazado en el modelo 3D, por ejemplo, todos los elementos estructurales en REVIT que fueron hechos con hormigón moldeado in situ se le será asignado el material Hormigón 240 Kg/cm² en el modelo de ETABS.

Figura 115

Transformación del material generado en REVIT a su contraparte en ETABS.

Revit Structure	ETABS
1 Hormigón - Hormigón moldeado in situ	Hormigón 240 Kg/cm2

Add

Edit ...

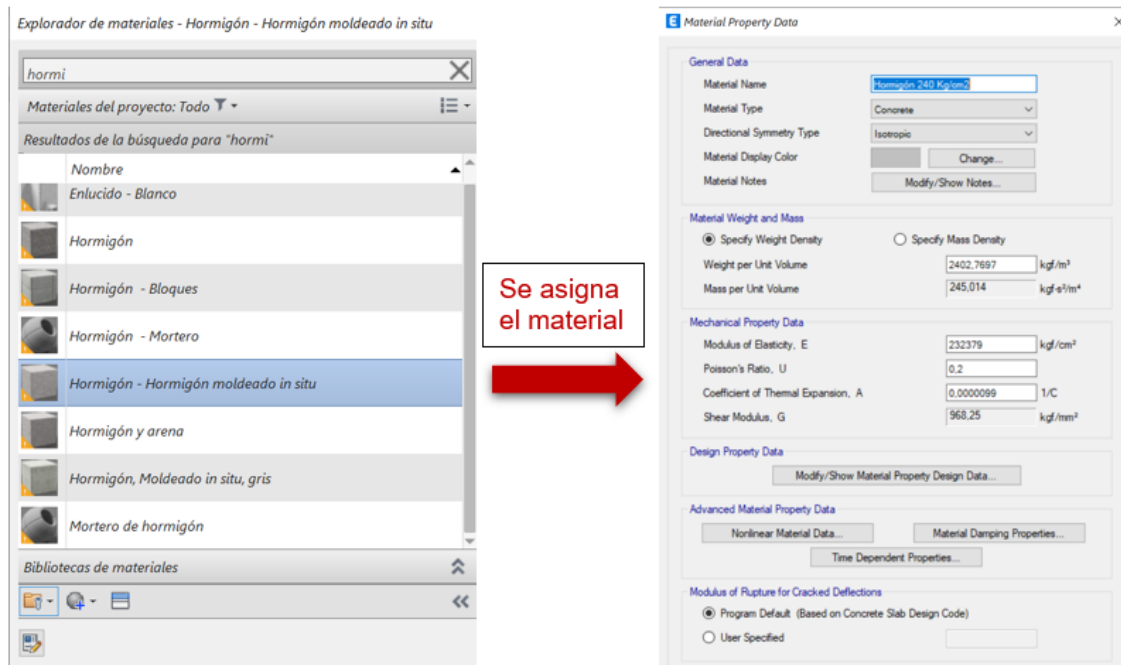
Revit Data...

OK

Cancel

Figura 116

Reemplazo del material de REVIT por el material en ETABS



En el apartado Total Frame Sections se asocia a la familia vigas y columnas su contraparte generada en ETABS, durante este proceso se puede observar que el material asociado a la familia de REVIT ya fue reemplazado por el material de ETABS.

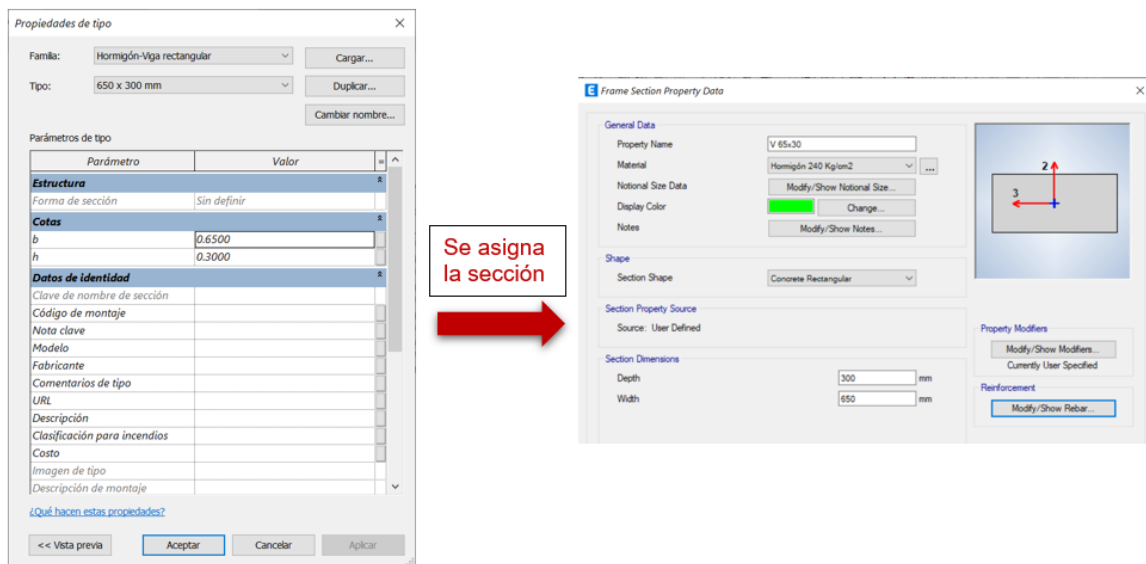
Figura 117

Asociación de elementos estructurales generado en REVIT a su contraparte en ETABS.

Revit Structure Section	Revit Structure Family	Revit Structure Material	ETABS Section Name	Remarks	
1	250 x 800 mm	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	V 25X80	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
2	400 x 500 mm	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	V 40X50	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
3	400 x 600 mm	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	V 40X60	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
4	450 x 500 mm	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	V 45X50	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
5	450 x 600 mm	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	V 45X60	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
6	650 x 300 mm	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	V 65x30	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
7	Cadena 250 x 400 ...	HORMIGÓN-VIGA RECTANGULAR	Hormigón 240 Kg/...	Cadena 25x40	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...
8	450 x 450 mm	PILAR RECTANGULAR HORMIGÓN	Hormigón 240 Kg/...	C 45X45	Section created (Revit Structure concrete or wood paramet...

Figura 118

Reemplazo de la familia de REVIT por la sección en ETABS



En el apartado Total Floor Sections, al igual que con las vigas y columnas, se asocia a la familia suelo o losa su contraparte generada en ETABS.

Figura 119

Reemplazo de la familia suelo de REVIT por la sección de losa en ETABS

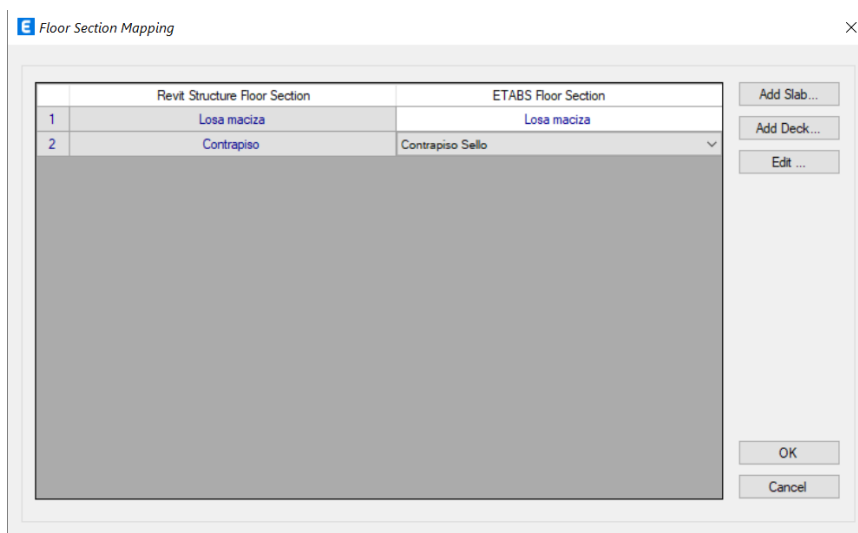
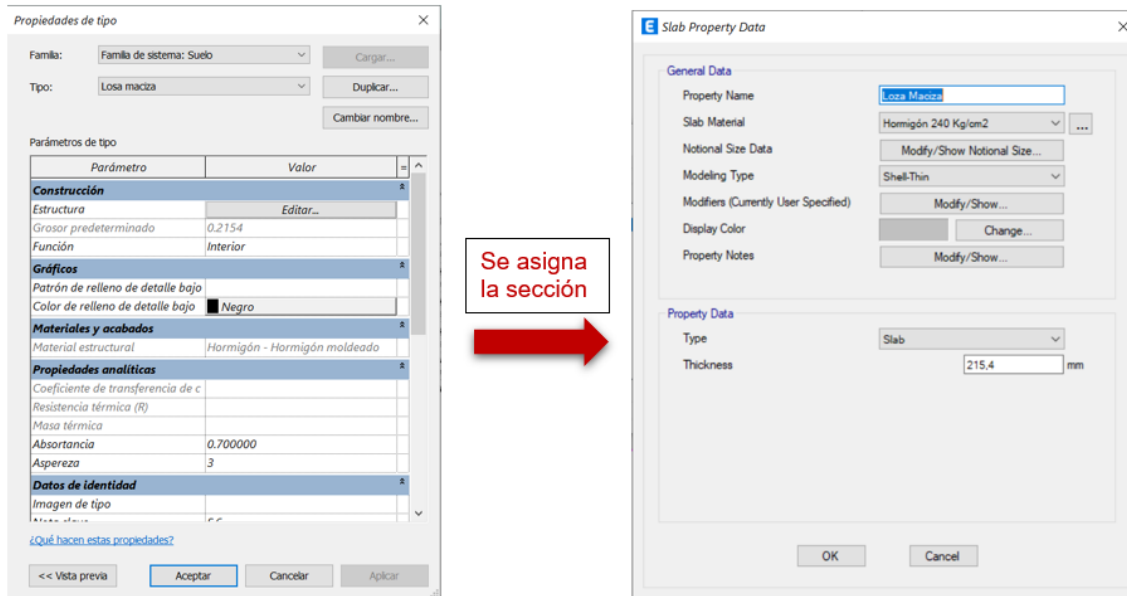


Figura 120

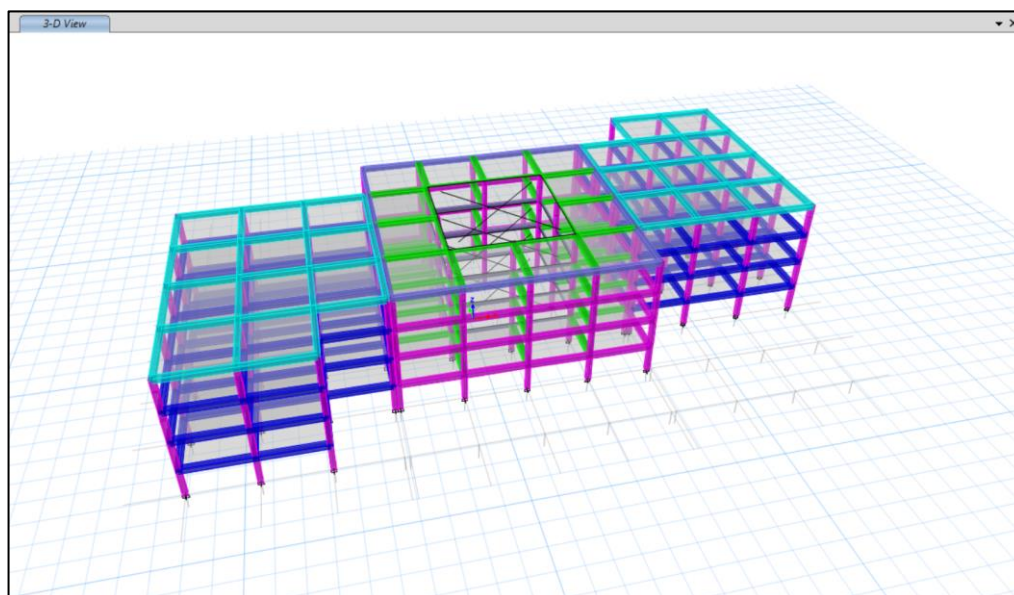
Reemplazo de la familia suelo de REVIT por la sección de losa en ETABS



Luego de realizar la asignación de las nuevas propiedades el programa ETABS genera el modelo 3D a partir del modelo de REVIT haciendo los cambios previamente expuestos y dando como resultado un modelo totalmente funcional.

Figura 121

Modelo numérico generado tras el proceso de integración REVIT-ETABS



Descripción de materiales

Los materiales que componen cada una de las estructuras de estudio ya fueron especificados en su respectivo capítulo III, sin embargo, se vuelve a mencionar las características de cada material para complementar con la información ingresada en ETABS y que se pueda corroborar que se está trabajando con lo real.

Hormigón

Para las edificaciones correspondientes a el Bloque B y el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B, se tiene en los planos de referencia y comprobado con el martillo de Smith o esclerómetro una resistencia a la compresión a los 28 días de 240 kg/cm² y por tanto es el valor que se usará en los modelos:

$$f'c = 240 \frac{Kg}{cm^2}$$

Aunque es bien sabido que la resistencia a la compresión del hormigón aumenta con el transcurso del tiempo, no se optó por realizar este incremento para los modelos debido a que, como se mencionó desde un principio los planos de referencia no corresponden a los del Campus Matriz en Sangolquí y por tanto se desconoce si el valor aproximado por el esclerómetro de 240 kg/cm² corresponde a el valor ya incrementado por el transcurso del tiempo. Además, se hace el estudio de las estructuras en sus condiciones actuales.

Módulo de elasticidad especificado

Se puede calcular el módulo de elasticidad del hormigón a partir de la resistencia a la compresión ($f'c$) haciendo uso de la ecuación:

$$Ec = 15100\sqrt{f'c}$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad del hormigón (Kgf/cm²)

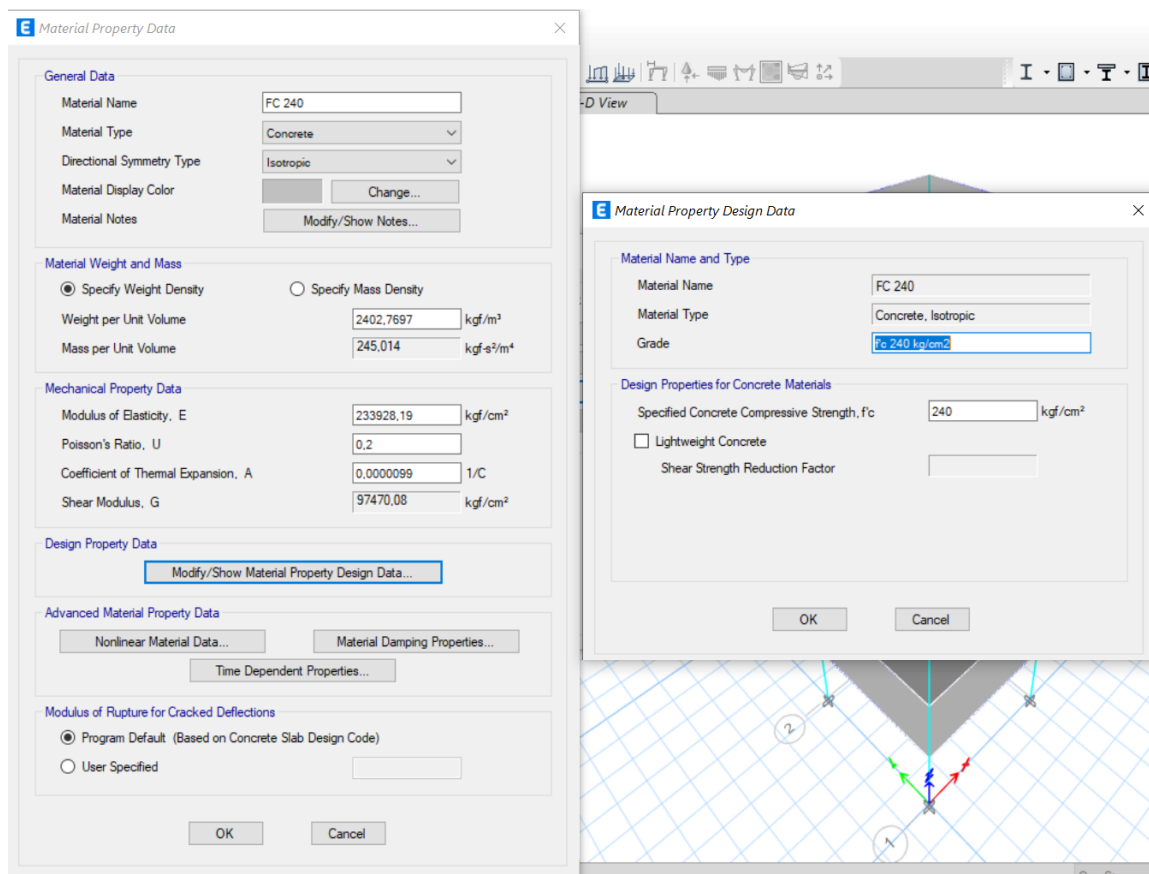
$f'c$ Resistencia a la compresión del hormigón (Kgf/cm²)

$$Ec = 15100\sqrt{240}$$

$$E_c = 233928.19 \frac{kgf}{cm^2}$$

Figura 122

Propiedades del hormigón para el modelo computacional

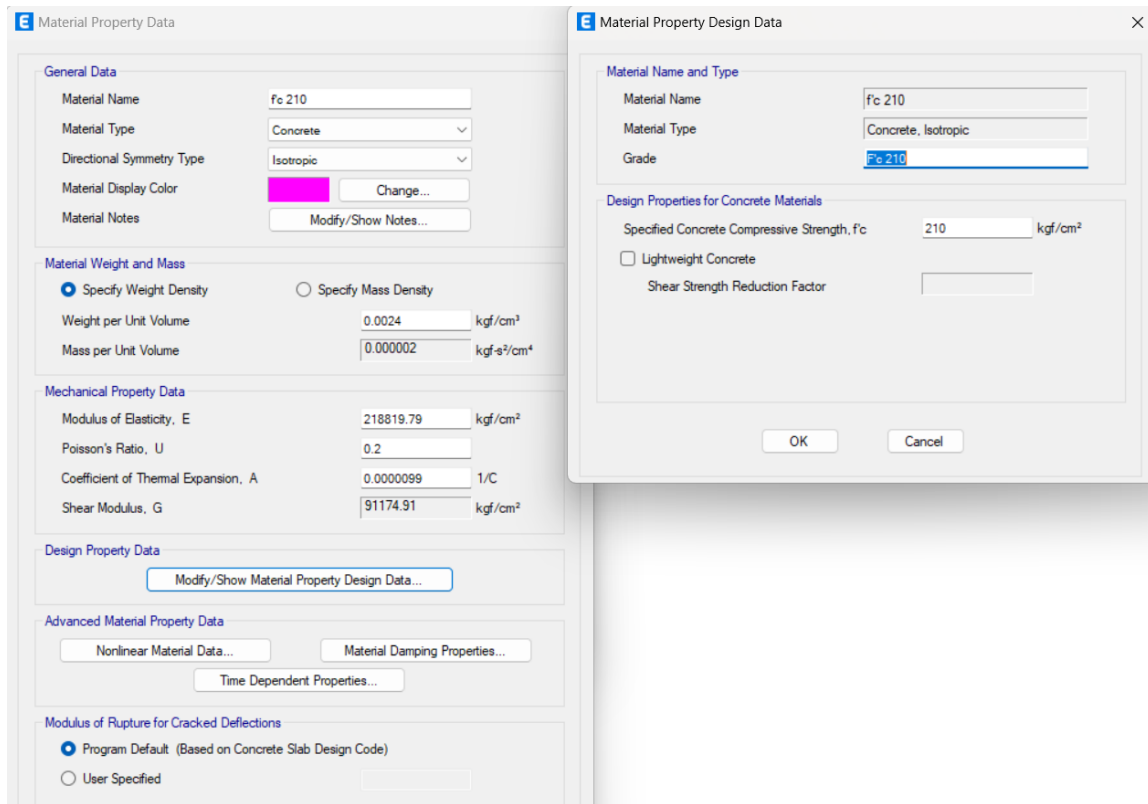


Para las edificaciones correspondientes a el Bloque Central entre los bloques de aulas C y D, se tiene en los planos de referencia y comprobado con el martillo de Smith o esclerómetro una resistencia a la compresión a los 28 días de 210 kg/cm² y por tanto es el valor que se usará en los modelos:

$$f'c = 210 \frac{Kg}{cm^2}$$

Figura 123

Propiedades del hormigón con f'c 210 para el modelo computacional



Acero de refuerzo

El esfuerzo de fluencia del acero empleado en la construcción del Bloque B y Bloque Central entre los bloques de aulas A y B es de 4200 Kgf/cm² y su módulo de elasticidad es de 2100000 Kgf/cm², se trata de varillas corrugadas para favorecer la adherencia del hormigón empleadas para armadura longitudinal y transversal.

Para definir todas las características de este material en el modelo computacional es necesario especificar parámetros de:

- *F_y*: Límite mínimo de fluencia
- *F_u*: Resistencia mínima a la tracción
- *F_{ye}*: Límite de elasticidad esperado
- *F_{ue}*: Resistencia a la tracción esperada

Estos valores fueron encontrados aplicando las ecuaciones propuestas por el código AISC (Lopez, Marcillo, Pilco, & Villamizar, 2021):

$$f_u = 1.10 * f_y$$

$$f_{ye} = R_y * f_y$$

$$f_{ue} = R_t * f_u$$

Donde

- R_y = Factor de correlación de f_{ye}
- R_t = Factor de correlación de f_{ue}

Los factores de correlación R_y y R_t dependen del tipo de acero y de su esfuerzo de fluencia, para el caso del acero de refuerzo cuya fluencia es de 4200 Kg/cm² se tiene los siguientes valores:

Tabla 103

Factores de correlación para el acero

Esfuerzo de fluencia	Tipo de Acero	R_y	R_t
4200 $\frac{Kg}{cm^2}$	ASTM A615	1.20	1.20

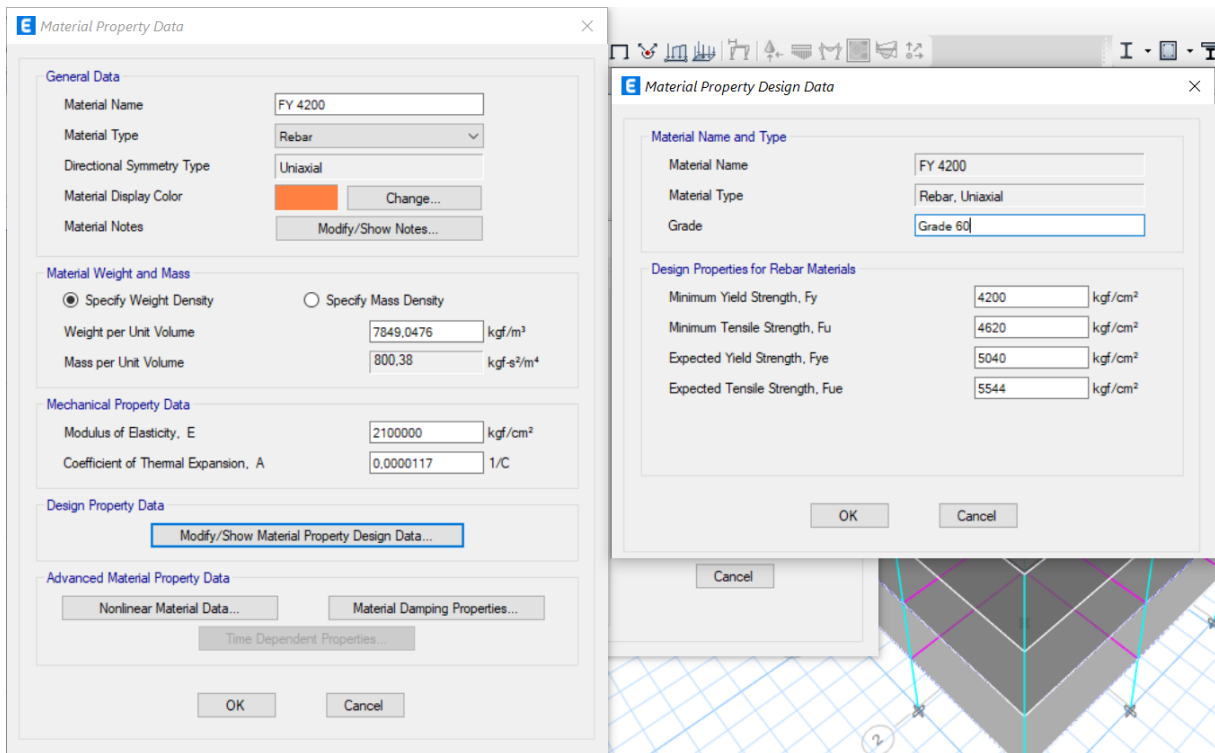
Una vez conocidos los factores se calcula las características del acero que serán usadas para el software estructural.

Tabla 104

Características del acero para ingresar al software

f_y ($\frac{Kg}{cm^2}$)	f_u ($\frac{Kg}{cm^2}$)	f_{ye} ($\frac{Kg}{cm^2}$)	f_{ue} ($\frac{Kg}{cm^2}$)
4200	4620	5040	5544

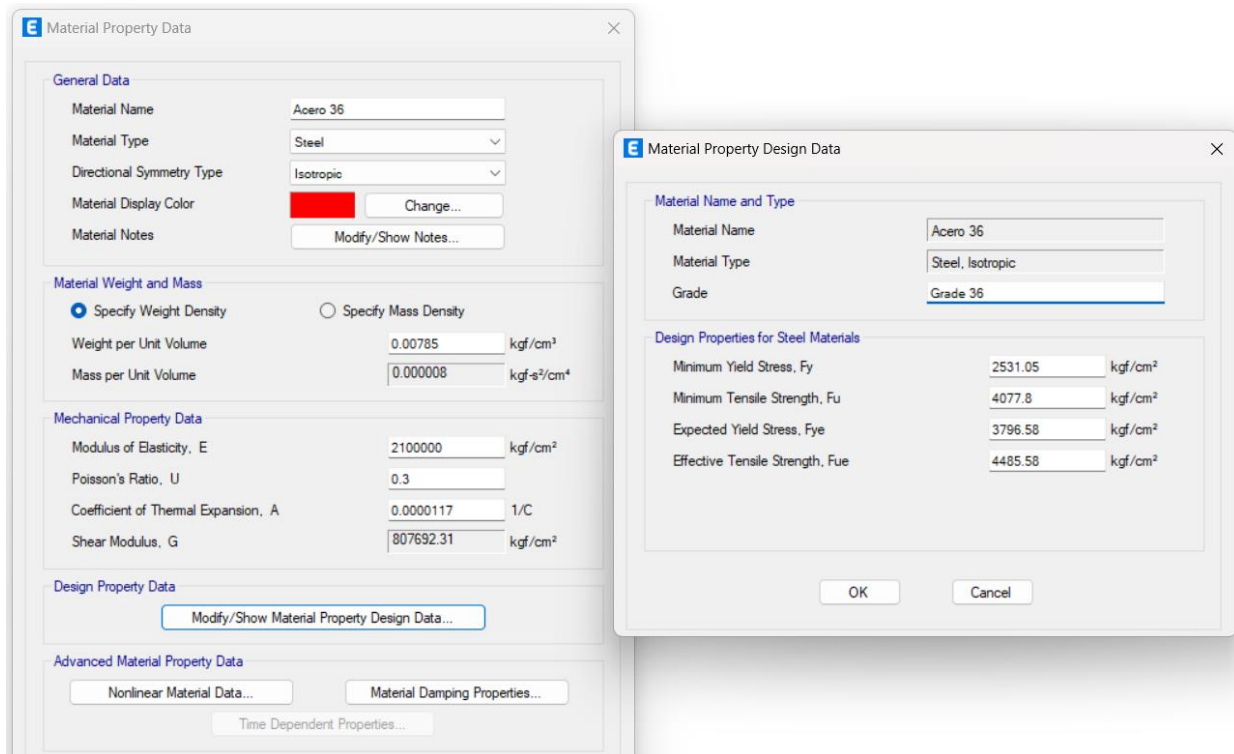
Figura 124

Propiedades del acero para el modelo computacional**Acero estructural**

El esfuerzo de fluencia del acero empleado en la construcción del Bloque Central entre los bloques de aulas C y D es de 2531 Kgf/cm² y su módulo de elasticidad es de 2100000 Kgf/cm², se trata de perfiles de acero con grado de acero estructural de 36Ksi.

Figura 125

Propiedades del acero para el modelo computacional



Descripción de secciones

Durante el capítulo III se detalló las características de las secciones correspondientes para cada edificación, por lo que solo se hará referencia a particularidades de las secciones y como estas fueron incorporadas al modelo numérico.

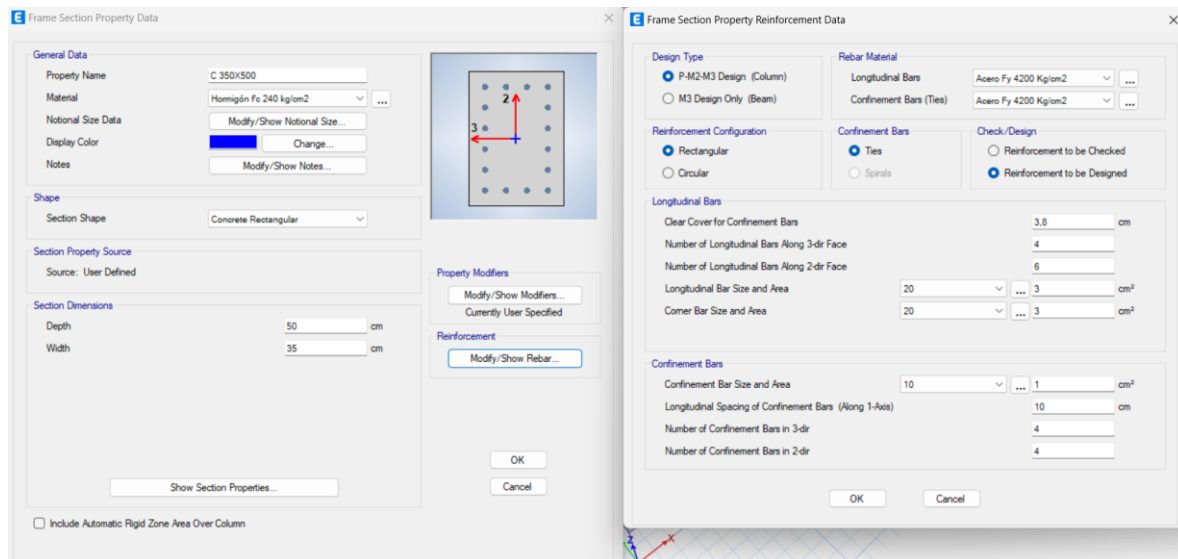
Columnas

Bloque B de aulas

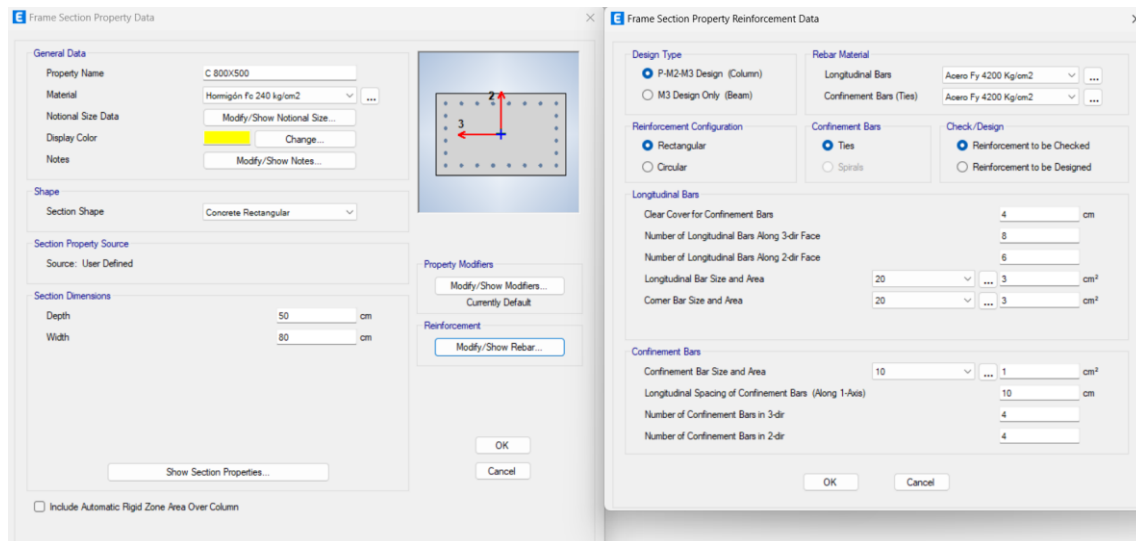
El bloque B de aulas dispone de dos tipos de columnas las cuales están modeladas en el software en base a las características ya mencionadas en el capítulo III. Para el caso de columnas se consideró un factor modificador de 0.8 con el fin de corregir la inercia por agrietamiento.

Figura 126

Columnas que conforman el bloque B. a) Tipo C35x50 b) Tipo C80x50



a)



b)

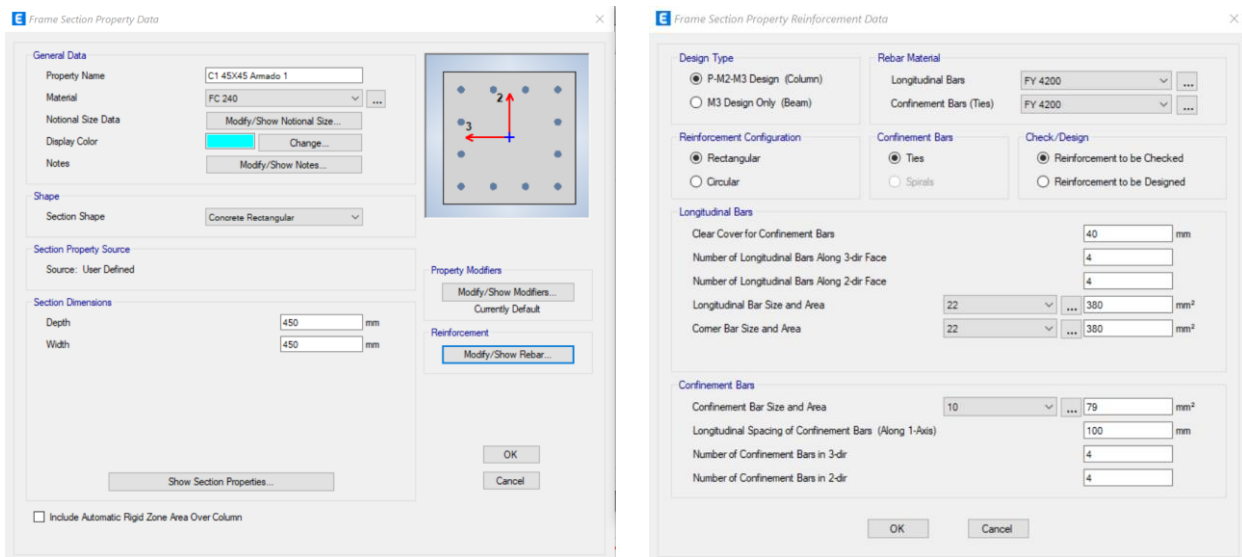
Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

El Bloque Central entre los bloques de aulas A y B está compuesto por 24 columnas de hormigón armado, todas poseen la misma sección transversal de 45x45 cm variando únicamente el armado de estas. Se dispone de dos tipos de columnas: C1 las cuales están

dispuestas en las 4 esquinas de la estructura y C2 posicionadas en los laterales y centro de la estructura. Para cada columna se le asigno un plinto cuyo detalle, disposición de ejes y tipo ya fueron explicados.

Figura 127

a) Columna tipo C1 de 45/45; b) Armado de refuerzo

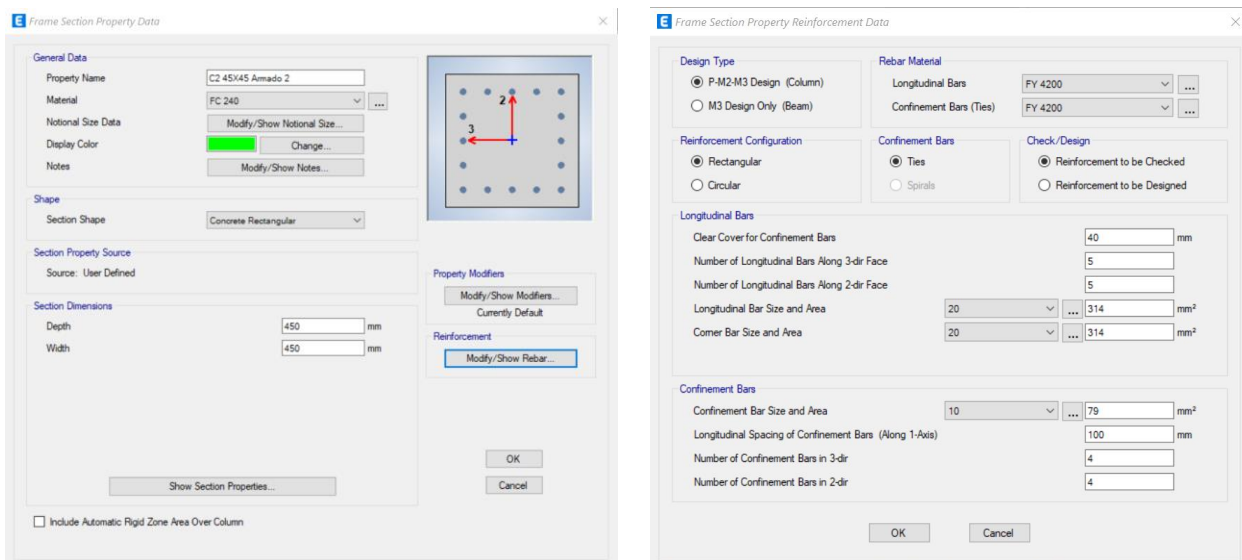


(a)

(b)

Figura 128

a) Columna tipo C2 de 45/45; b) Armado de refuerzo



(a)

(b)

Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

El Bloque Central entre los bloques de aulas C y D está compuesto por 24 columnas de hormigón armado, todas poseen la misma sección transversal de 30X30 cm variando únicamente el espesor con lo cual se obtiene 2 secciones. Se dispone de dos tipos de columnas: C1 las cuales tiene 22mm de espesor y C2 las que tiene 16mm de espesor. Para cada columna se le asigno un plinto cuyo detalle, disposición de ejes y tipo ya fueron explicados.

Figura 129

Columna C1 300x300x22

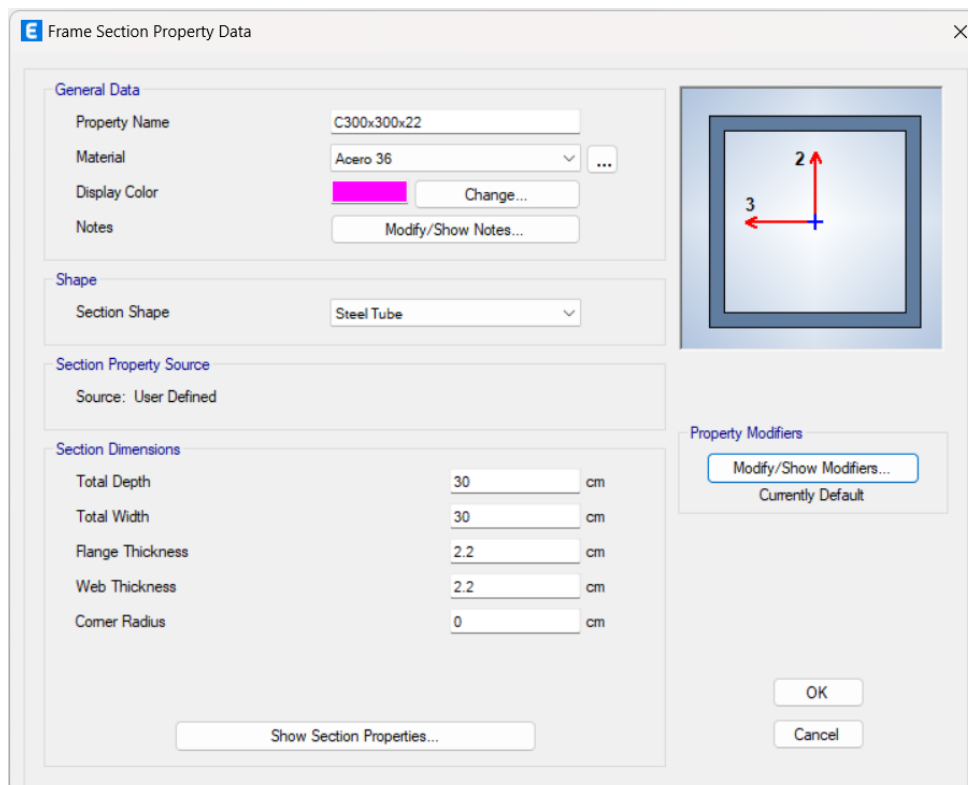
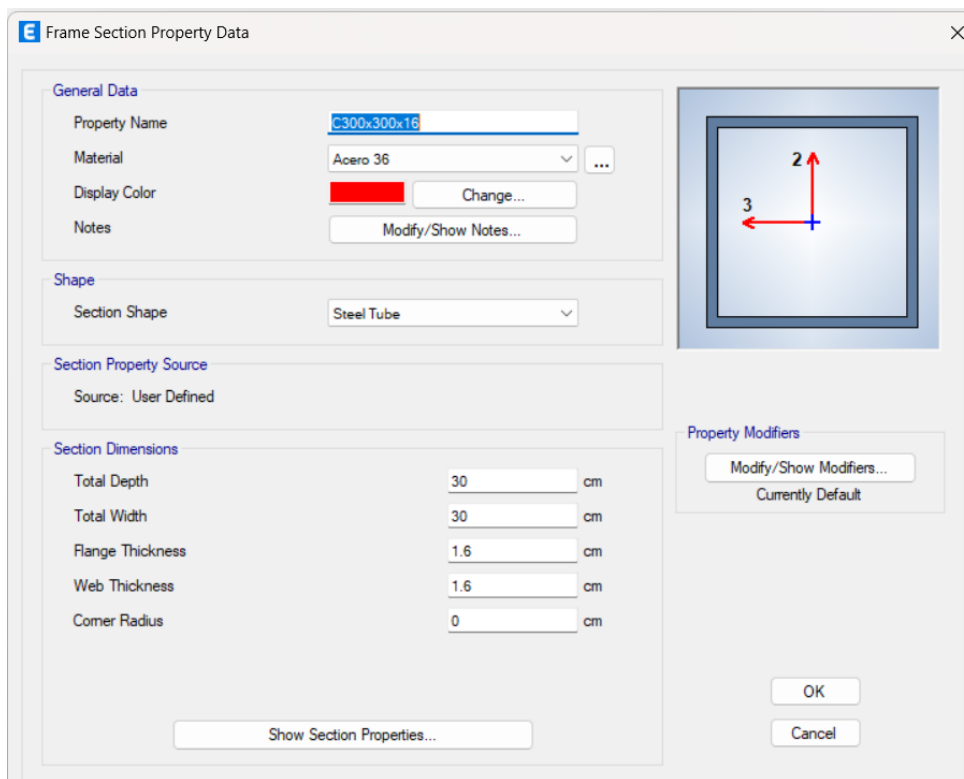


Figura 130*Columna C1 300x300x16*

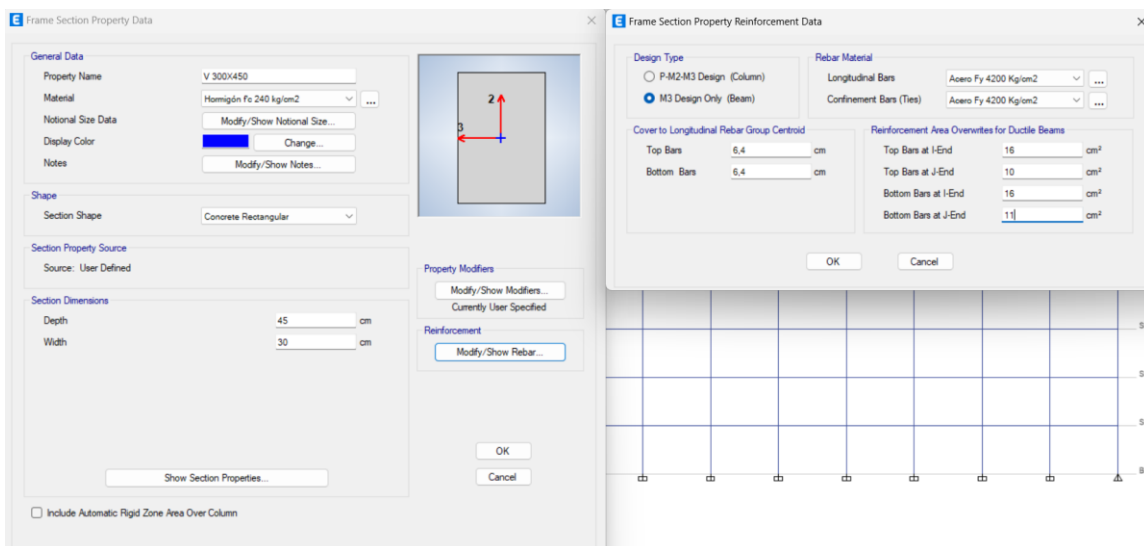
Vigas

Bloque B de aulas

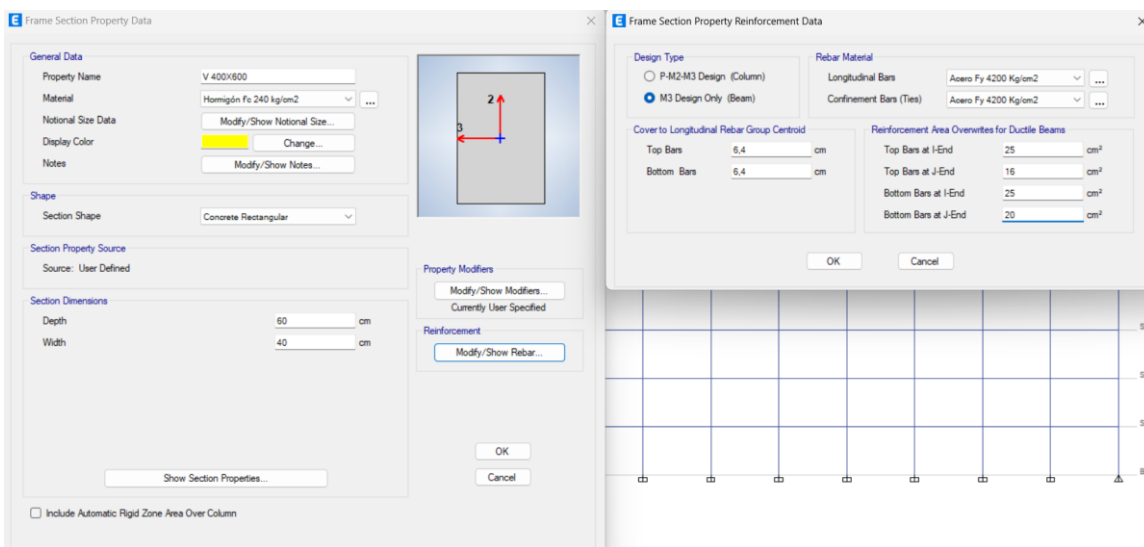
El bloque B de aulas dispone de dos tipos de vigas las cuales están modeladas en el software en base a las características ya mencionadas en el capítulo III. Para el caso de vigas se consideró un factor modificador de 0.5 con el fin de corregir la inercia por agrietamiento.

Figura 131

Vigas que conforman el bloque B. a) Tipo V30x45 b) Tipo V40x60



a)



b)

Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Se determinó un total de 6 tipos de vigas, las cuales fueron descritas a profundidad en su respectivo capítulo, sin embargo, es muy importante recalcar que para el modelo estructural se hizo una pequeña variación a las secciones originales de las vigas embebidas.

Originalmente la sección de la viga embebida es de 65x30 cm siendo 65 cm la base,

considerando que la losa es alivianada se tomará 10 cm de nervio como parte de la viga incrementado la dimensión de su sección para el modelo numérico. Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente y la distribución de nervios y vigas: para las vigas centrales se aumenta 20 cm la base dando una nueva sección de 85x30 cm y para las vigas perimetrales se aumenta 10 cm dando una sección de 75x30 cm.

Figura 132

Viga tipo V1 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

The image shows two overlapping dialog boxes from a structural analysis software. The top dialog is titled "Frame Section Property Data" and the bottom one is "Frame Section Property Reinforcement Data".

Frame Section Property Data

- General Data:**
 - Property Name: V1 85x30 ENTREPISO
 - Material: FC 240
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Change...
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 300 mm
 - Width: 850 mm
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (Currently Default)
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

- Design Type:**
 - P-M2-M3 Design (Column)
 - M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:**
 - Longitudinal Bars: FY 4200
 - Confinement Bars (Ties): FY 4200
- Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid:**
 - Top Bars: 35 mm
 - Bottom Bars: 35 mm
- Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams:**
 - Top Bars at I-End: 1257 mm²
 - Top Bars at J-End: 1257 mm²
 - Bottom Bars at I-End: 1345 mm²
 - Bottom Bars at J-End: 1345 mm²

Buttons: OK, Cancel

Figura 133

Viga tipo V2 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V2 75X30 ENTREPISO

Material: FC 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 300 mm

Width: 750 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: FY 4200

Confinement Bars (Ties): FY 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 35 mm

Bottom Bars: 35 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End	1257 mm ²
Top Bars at J-End	1257 mm ²
Bottom Bars at I-End	1345 mm ²
Bottom Bars at J-End	1345 mm ²

OK Cancel

Figura 134

Viga tipo V3 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V3 75X30 ENTREPISO

Material: FC 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 300 mm

Width: 750 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: FY 4200

Confinement Bars (Ties): FY 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 35 mm

Bottom Bars: 35 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End	804 mm ²
Top Bars at J-End	804 mm ²
Bottom Bars at I-End	1345 mm ²
Bottom Bars at J-End	1345 mm ²

OK Cancel

Figura 135

Viga tipo V4 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V4 20X80 Armada

Material: FC 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 800 mm

Width: 200 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: FY 4200

Confinement Bars (Ties): FY 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 35 mm

Bottom Bars: 35 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 942 mm²

Top Bars at J-End: 942 mm²

Bottom Bars at I-End: 1472 mm²

Bottom Bars at J-End: 1472 mm²

OK Cancel

Figura 136

Viga tipo V5 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V5 85X30 CUBIERTA

Material: FC 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 300 mm

Width: 850 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: FY 4200

Confinement Bars (Ties): FY 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 35 mm

Bottom Bars: 35 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 804 mm²

Top Bars at J-End: 804 mm²

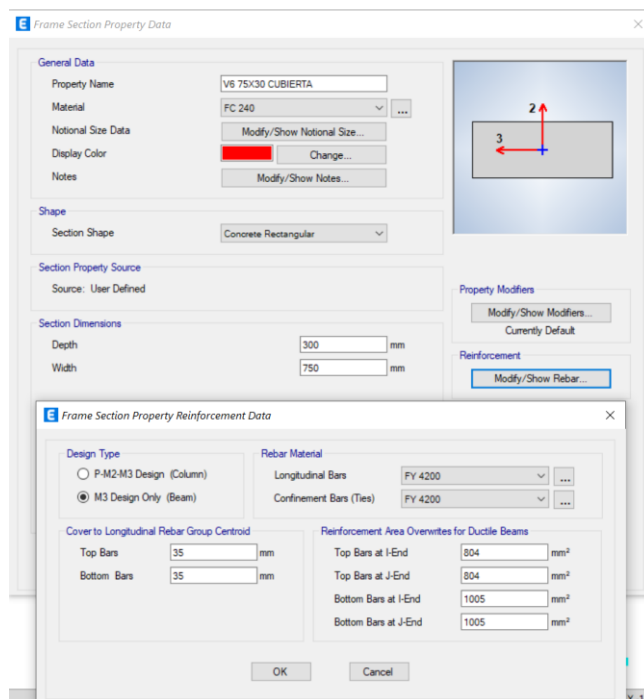
Bottom Bars at I-End: 1005 mm²

Bottom Bars at J-End: 1005 mm²

OK Cancel

Figura 137

Viga tipo V6 para el Bloque Central entre los bloques de aulas A y B



Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

El bloque Central entre los bloques de aulas C y D de aulas dispone de 3 tipos de vigas las cuales están modeladas en el software en base a las características ya mencionadas en el capítulo III.

Para la sección de las viguetas se modificó el tipo de viguetas, dado que en la realidad se tiene una viga en celosía, por lo tanto, se buscó una sección con la misma inercia para luego modificar el peso y la masa, dando una vigueta equivalente en sección tipo I.

Figura 138

Sección Viga Tipo A

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material: ...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	<input type="text" value="33"/>	cm
Top Flange Width	<input type="text" value="10"/>	cm
Top Flange Thickness	<input type="text" value="1.5"/>	cm
Web Thickness	<input type="text" value="0.8"/>	cm
Bottom Flange Width	<input type="text" value="10"/>	cm
Bottom Flange Thickness	<input type="text" value="1.5"/>	cm
Fillet Radius	<input type="text" value="0"/>	cm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

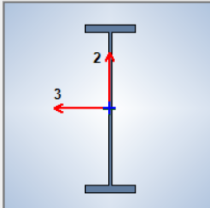


Figura 139

Sección Viga Tipo B

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material: ...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	<input type="text" value="38"/>	cm
Top Flange Width	<input type="text" value="12.2"/>	cm
Top Flange Thickness	<input type="text" value="1.5"/>	cm
Web Thickness	<input type="text" value="0.8"/>	cm
Bottom Flange Width	<input type="text" value="12.2"/>	cm
Bottom Flange Thickness	<input type="text" value="1.5"/>	cm
Fillet Radius	<input type="text" value="0"/>	cm

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

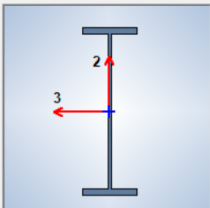


Figura 140

Sección Viga Tipo C

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a 'Viga Tipo C' section. The 'General Data' section includes the property name 'Viga Tipo C', material 'Acero 36', and a red display color. The 'Shape' section is set to 'Steel I/Wide Flange'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' table is as follows:

Dimension	Value	Unit
Total Depth	38	cm
Top Flange Width	12.2	cm
Top Flange Thickness	1.5	cm
Web Thickness	0.8	cm
Bottom Flange Width	12.2	cm
Bottom Flange Thickness	1.5	cm
Fillet Radius	0	cm

The 'Property Modifiers' section shows 'Currently Default'. A diagram of the I-beam section is shown on the right with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal).

Figura 141

(a) Sección para viguetas, (b) Modificadores de masa y peso

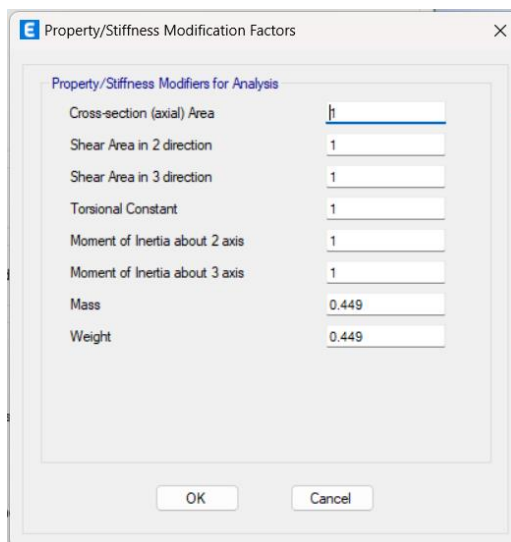
a) Sección Viguetas

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a 'Viguetas' section. The 'General Data' section includes the property name 'Viguetas', material 'Acero 36', and a red display color. The 'Shape' section is set to 'Steel I/Wide Flange'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' table is as follows:

Dimension	Value	Unit
Total Depth	26.143	cm
Top Flange Width	10	cm
Top Flange Thickness	0.8	cm
Web Thickness	1	cm
Bottom Flange Width	10	cm
Bottom Flange Thickness	0.8	cm
Fillet Radius	0	cm

The 'Property Modifiers' section shows 'Currently User Specified'. A diagram of the I-beam section is shown on the right with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal).

b) Modificación de Masa y Peso



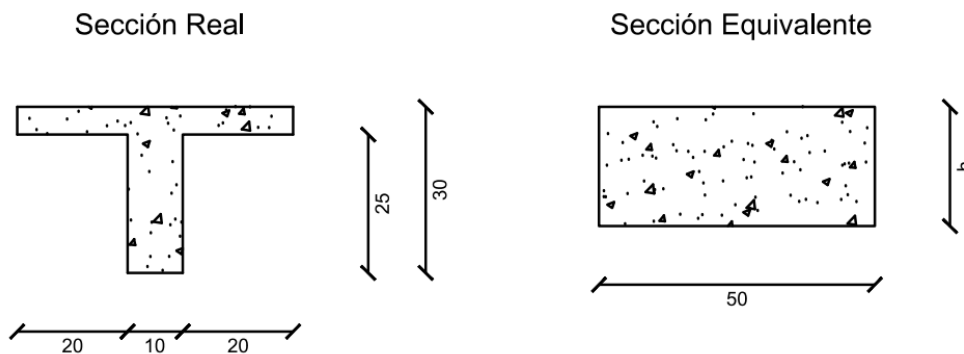
Losa

Bloque B y Bloque central entre los bloques de aulas A y B

En el bloque B y en el edificio central entre los bloques de aulas A y B se tiene una losa alivianada bidireccional de 30 cm, pero para realizar la correcta integración REVIT – ETABS fue necesario crear una losa maciza equivalente para que no ocurran inconvenientes al momento de importar los elementos.

Figura 142

Modelo para losa equivalente



Se calcula el área de la viga T (1 nervio de la losa):

$$A = (5 * 50) + (25 * 10)$$

$$A = 500 \text{ cm}^2$$

Se calcula el momento que produce la viga T con respecto a su base:

$$M = (5 * 50 * 27,5) + (25 * 10 * 12,5)$$

$$M = 10000 \text{ cm}^3$$

Se calcula la posición del centro de gravedad de la viga T con relación a la base del alma:

$$y_G = \frac{M}{A}$$

$$y_G = \frac{10000}{500}$$

$$y_G = 20$$

Se calcula la inercia de la viga T con relación a su centro de gravedad:

$$I = \frac{50 * 5^3}{12} + (50 * 5) * (20,00 - 27,50)^2 + \frac{10 * 25^3}{12} + (10 * 25) * (20,00 - 12,5)^2$$

$$I = 41666,67 \text{ cm}^4$$

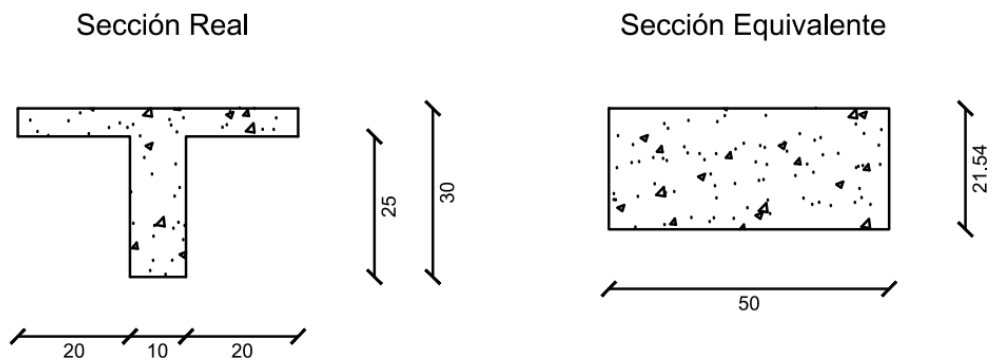
La inercia de la viga de altura constante deber ser la misma que la inercia de la viga T:

$$\frac{50 * h^3}{12} = 41666,67$$

$$h = 21,54 \text{ cm}$$

Figura 143

Sección equivalente de losa maciza para losa alivianada de 30 cm



Este resultado se puede comprobar con la siguiente figura, la cual fue realizada durante el transcurso de la carrera para diferentes evaluaciones y actividades de carácter académico:

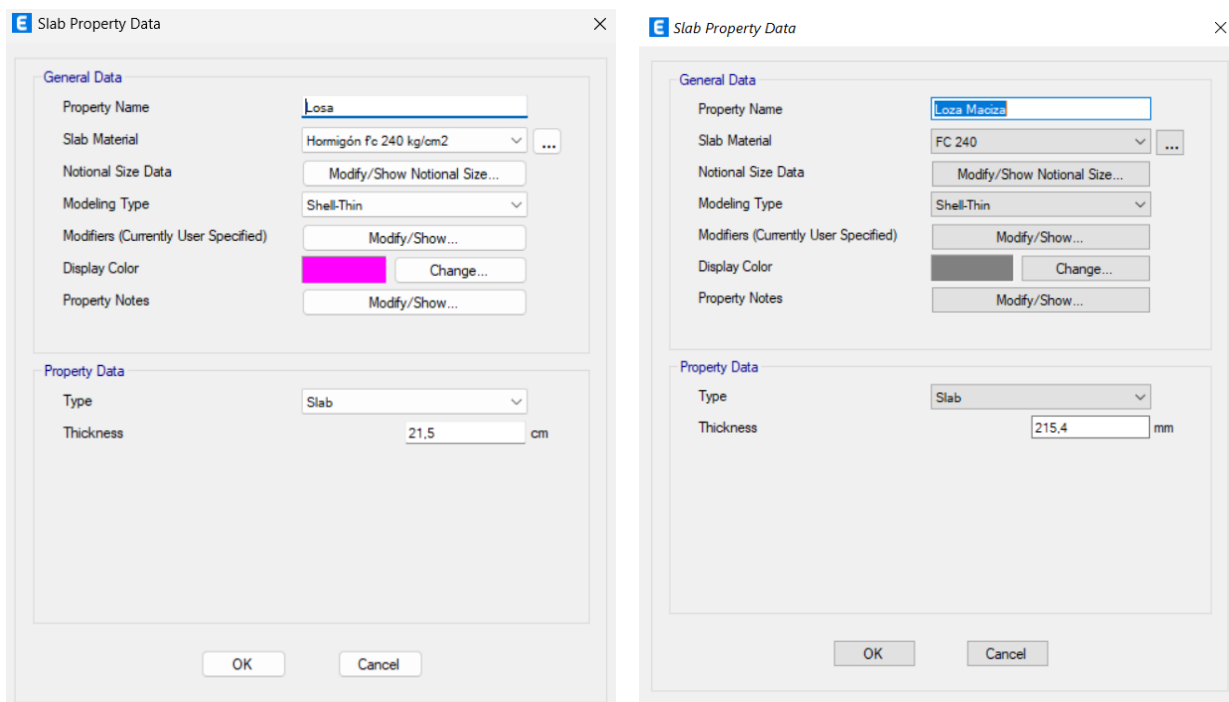
Figura 144

Alturas equivalentes para distintas alturas de losa alivianada

Altura en Losa Maciza (cm)	Altura en Losa Alivianada (cm)
10,88	15
14,50	20
18,06	25
21,54	30
24,96	35

Figura 145

Sección equivalente de losa implementada en el modelo de ETABS. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B.



a)

b)

Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

El edificio está constituido por una estructura de acero por lo tanto las losas son conformadas por una placa de acero colaborante Deck y hormigón, la altura de la losa es de 10cm y la capa de compresión es de 5cm.

Figura 146

Sección Losa Deck

General Data	
Property Name	Deck1
Type	Filled
Slab Material	Fc 210
Deck Material	Acero 36
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

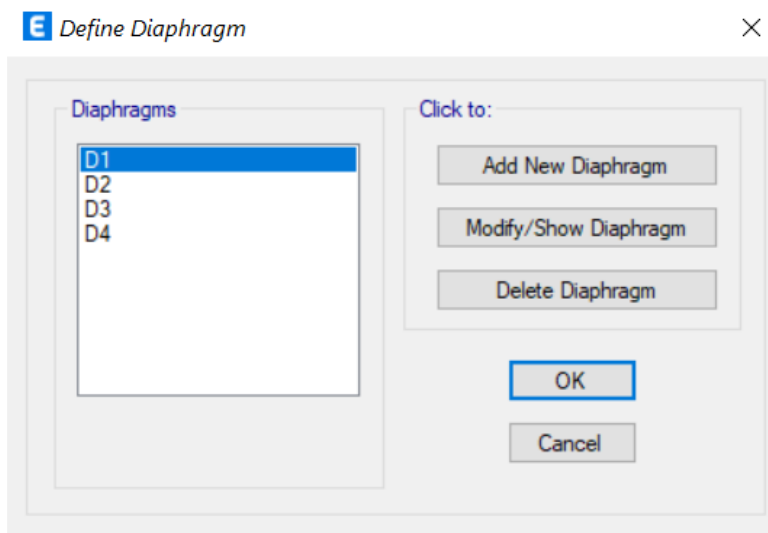
Property Data	
Slab Depth, tc	5 cm
Rib Depth, hr	5 cm
Rib Width Top, wrt	17 cm
Rib Width Bottom, wrb	12 cm
Rib Spacing, sr	33.3 cm
Deck Shear Thickness	0.07 cm
Deck Unit Weight	0.001 kgf/cm ²
Shear Stud Diameter	1.6 cm
Shear Stud Height, hs	8 cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4078.86 kgf/cm ²

Diafragmas

Para conseguir un mismo grado de libertad por piso en traslación y rotación se genera un diafragma rígido el cual será aplicado a cada piso en su centro de masas. Se asume un modelo con losa de rigidez infinita.

Figura 147

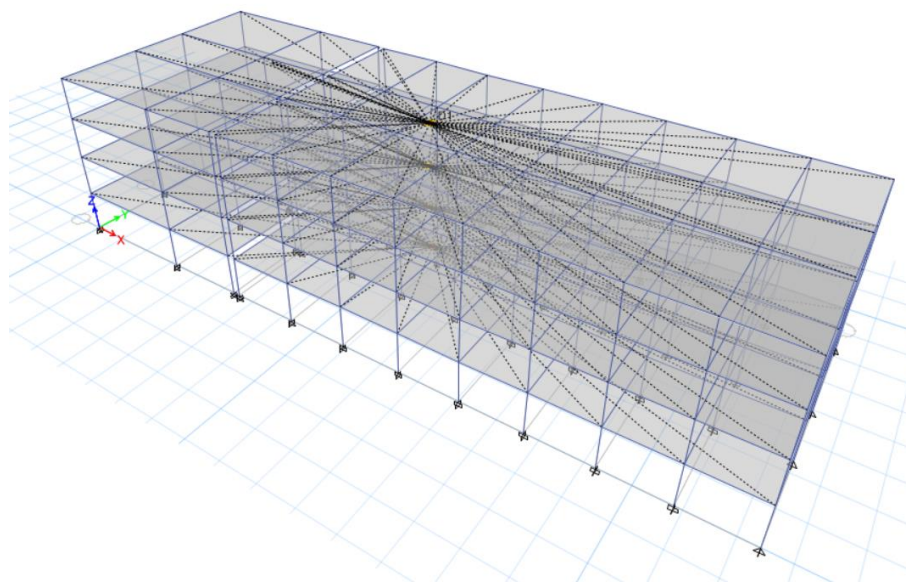
Generación de diafragma para cada piso.



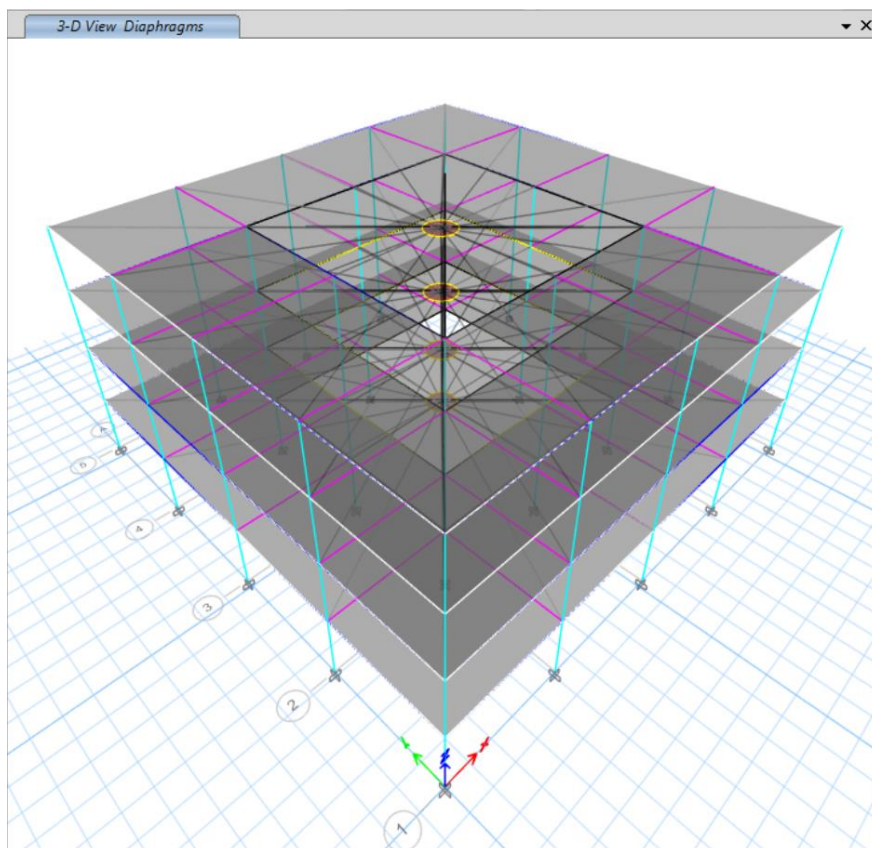
Podemos observar en la 148 un ejemplo de la aplicación del diafragma rígido en la vista 3D del Bloque B y del Bloque central entre los bloques de aulas A y B.

Figura 148

Losas con diafragma rígido. a) Bloque B, b) Bloque central entre los bloques A y B.



a)



b)

Definición del espectro de diseño de aceleraciones

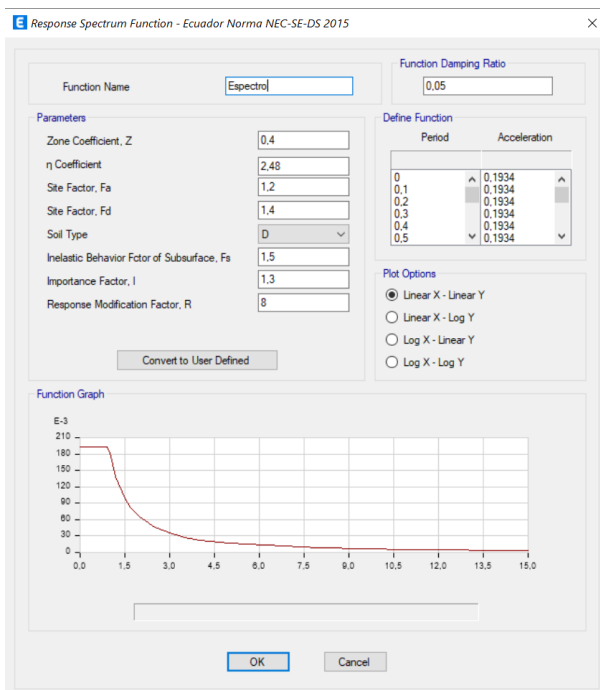
Se debe considerar varios parámetros para obtener el espectro de diseño de la NEC 2015, todos ellos ya fueron detallados en su correspondiente capítulo, por lo que en esta sección únicamente se mostrará el ingreso de datos en el software.

Bloque B y Bloque central entre los bloques A y B

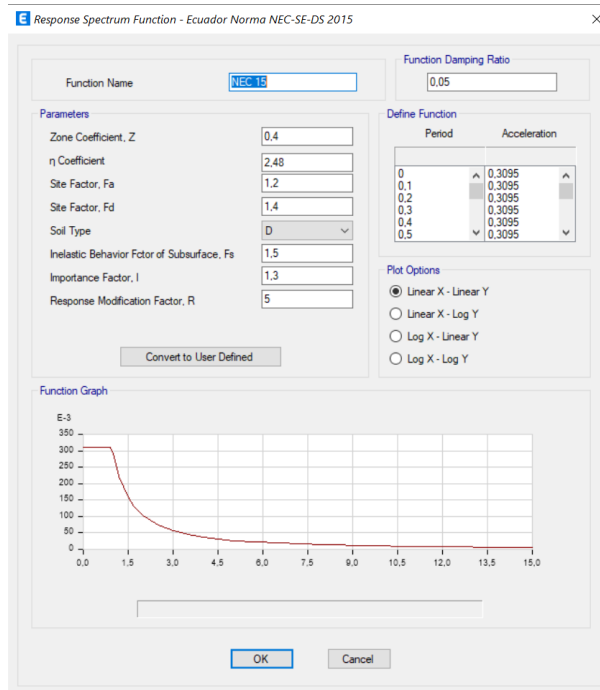
El suelo sobre el cual está ubicado el Bloque B y el bloque central entre los bloques de aulas A y B es tipo D corroborado con el ensayo de sísmica de refracción presentado en el Capítulo III, por lo tanto, se ingresan los siguientes datos en la función espectro del software, considerando que para el bloque B de aulas se tomó un coeficiente de reducción sísmica $R=8$, mientras que para el Bloque central entre el bloque A y B de aulas se utilizó $R=5$:

Figura 149

Espectro de respuesta NEC 2015 suelo tipo D a) Bloque B de aulas b) Bloque Central entre los bloques A y B y bloque B de aulas



a)



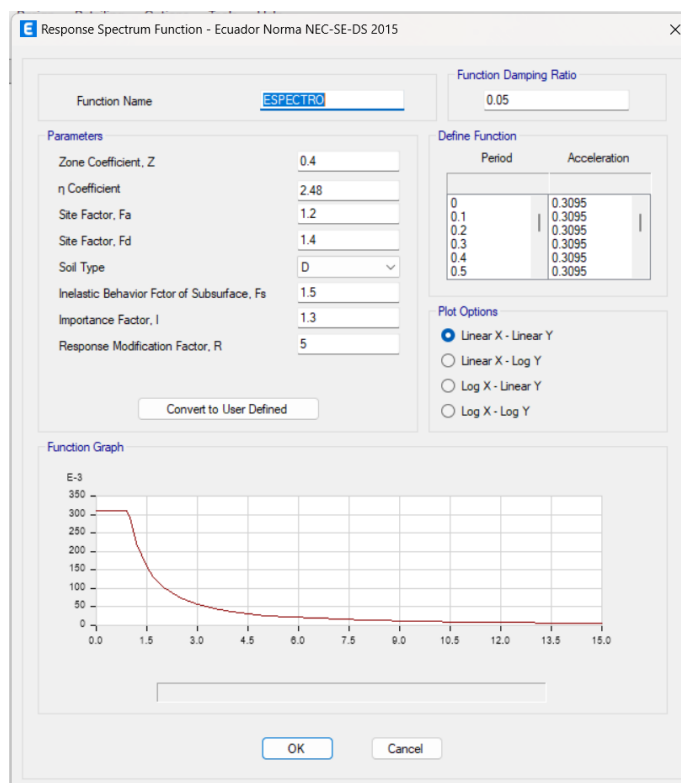
b)

Bloque central entre bloque C y D de aulas

El suelo sobre el cual está ubicado el bloque central entre los bloques de aulas C y D es tipo D corroborado con el ensayo de sísmica de refracción presentado en el Capítulo III, por lo tanto, se ingresan los siguientes datos en la función espectro del software:

Figura 150

Espectro de respuesta NEC 2015 suelo tipo D para el Bloque Central entre los bloques C y D



Cargas consideradas

Peso Propio

Es la carga que el software calcula en base al peso por unidad de volumen especificado en los materiales de los elementos que conforman el modelo numérico que en este caso son: columnas, vigas y losa.

Sobrecarga Permanente

Está conformada por la suma de los acabados de piso, las mamposterías, antepechos, iluminación, etc. Estos valores fueron explicados a detalle previamente y para la definición de patrones de carga del software tendrá una configuración "Super Dead".

Temporal Interior

Está conformada por la carga viva correspondiente a los entresijos de las estructuras, para el Bloque B se ha determinado una carga viva por corredores, aulas y oficinas; para el

Bloque Central entre los bloques A y B y el Bloque Central entre los bloques C y D se definió una carga viva por corredores. Para la definición de los patrones de carga del software tendrá una configuración “Reducible Live”.

Temporal cubierto

Se trata de una carga viva reducida correspondiente a las cubiertas de las estructuras en la definición de los patrones de carga tendrá una configuración “Roof Live”:

Carga sísmica estática en X

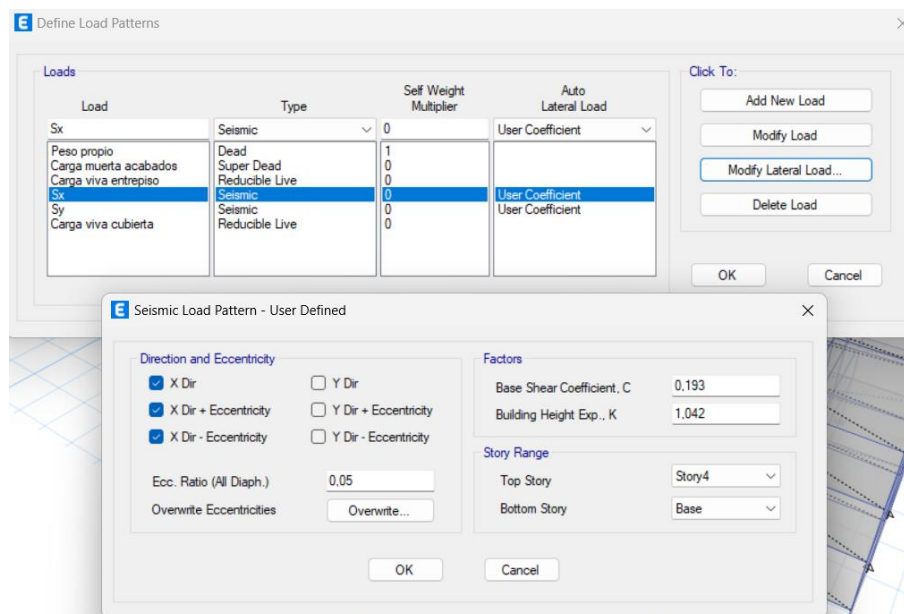
Cada estructura posee su propio caso de carga, de la siguiente manera:

Bloque B de aulas

Se define la carga en dirección X y sus correspondientes excentricidades con un amortiguamiento de 5%, previamente se calculó un valor de reducción de la masa reactiva de $C=0.193$ y un factor $k=1.042$.

Figura 151

Sismo estático en X para el Bloque B

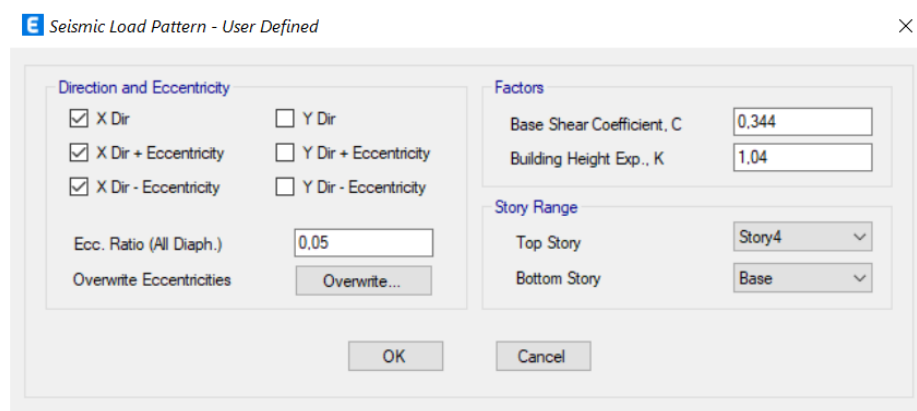


Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Se coloca la carga en dirección x más sus correspondientes excentricidades y un amortiguamiento de 5%, previamente se calculó un valor de reducción de la masa reactiva de $C=0.344$ y un factor $k=1.04$

Figura 152

Sismo estático en X para el Bloque Central entre los bloques A y B

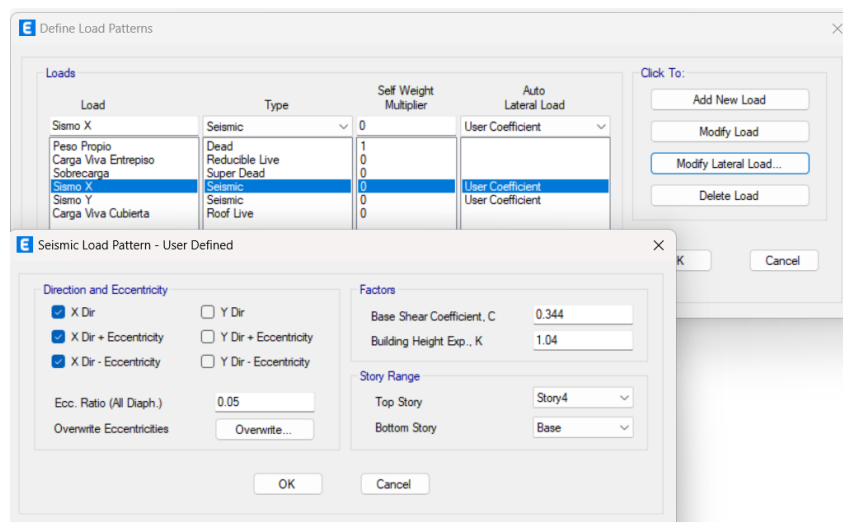


Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

Se coloca la carga en dirección x más sus correspondientes excentricidades y un amortiguamiento de 5%, previamente se calculó un valor de reducción de la masa reactiva de $C=0.344$ y un factor $k=1.04$

Figura 153

Sismo estático en X para el Bloque Central entre los bloques C y D



Carga sísmica estática en Y

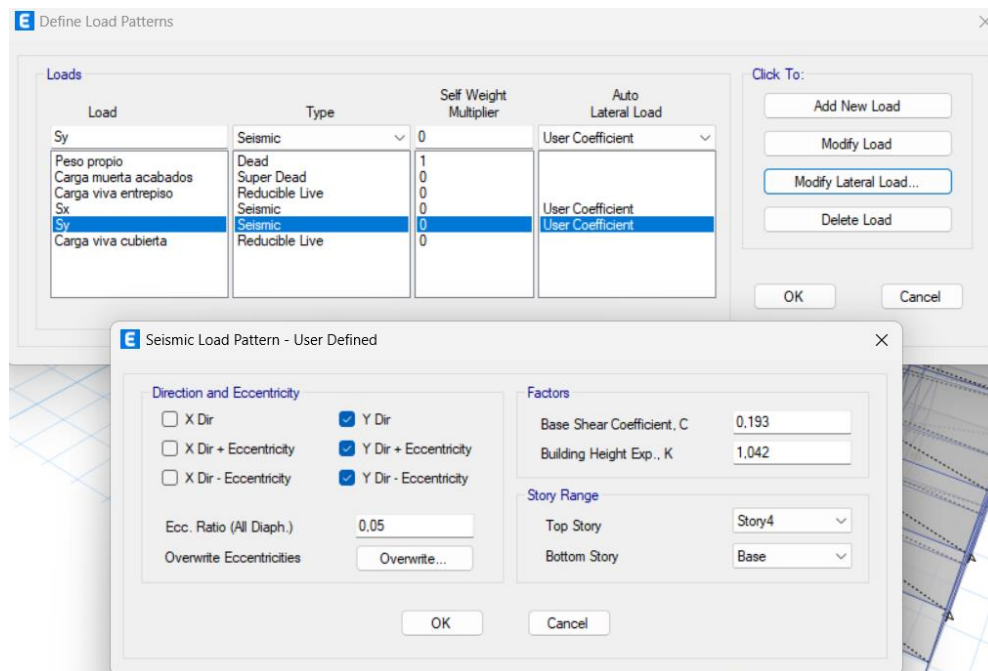
El mismo procedimiento detallado para el sismo estático en X es aplicado para este caso de carga:

Bloque B de aulas

Se define la carga en dirección Y con sus correspondientes excentricidades y un amortiguamiento de 5%, previamente se calculó un valor de reducción de la masa reactiva de $C=0.193$ y un factor $k=1.042$.

Figura 154

Sismo estático en Y para el Bloque B

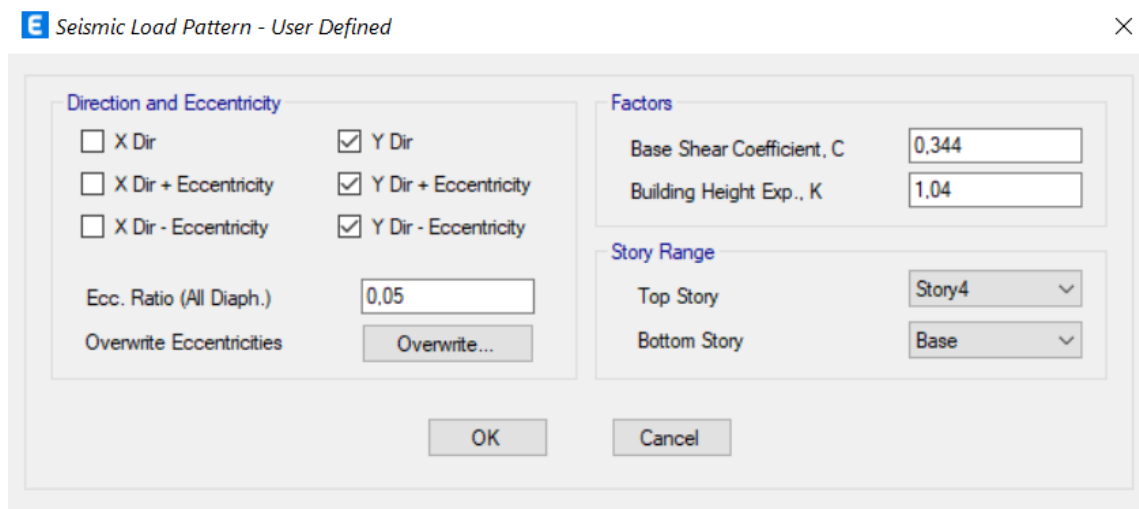


Bloque Central entre los bloques de aulas A y B

Se coloca la carga en dirección Y más sus correspondientes excentricidades y un amortiguamiento de 5%, previamente se calculó un valor de reducción de la masa reactiva de $C=0.344$ y un factor $k=1.04$

Figura 155

Sismo estático en Y para el Bloque Central entre los bloques A y B

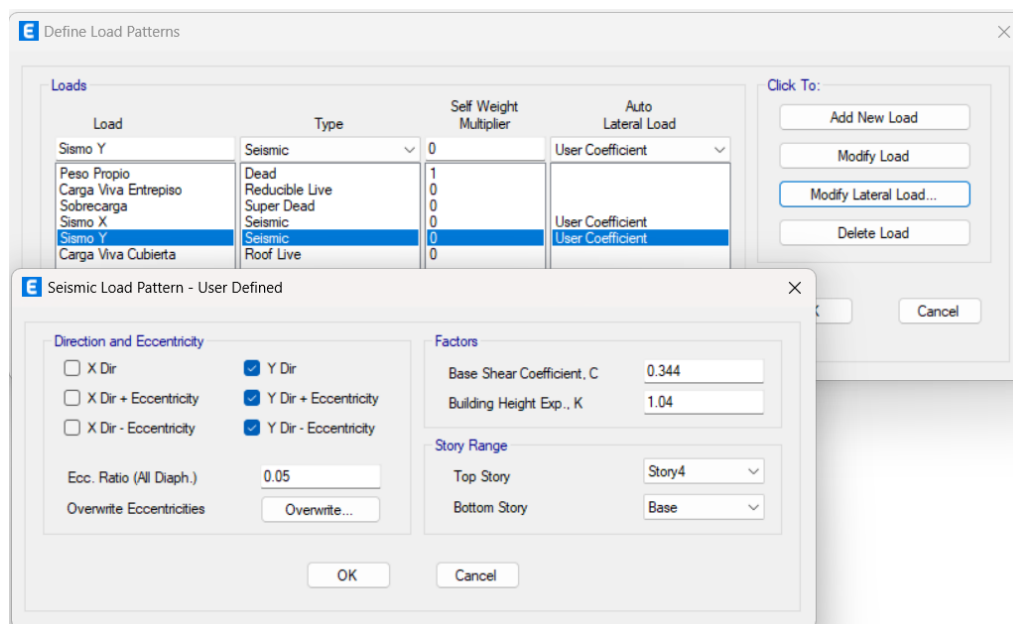


Bloque Central entre los bloques de aulas C y D

Se coloca la carga en dirección Y más sus correspondientes excentricidades y un amortiguamiento de 5%, previamente se calculó un valor de reducción de la masa reactiva de $C=0.344$ y un factor $k=1.04$

Figura 156

Sismo estático en Y para el Bloque Central entre los bloques C y D

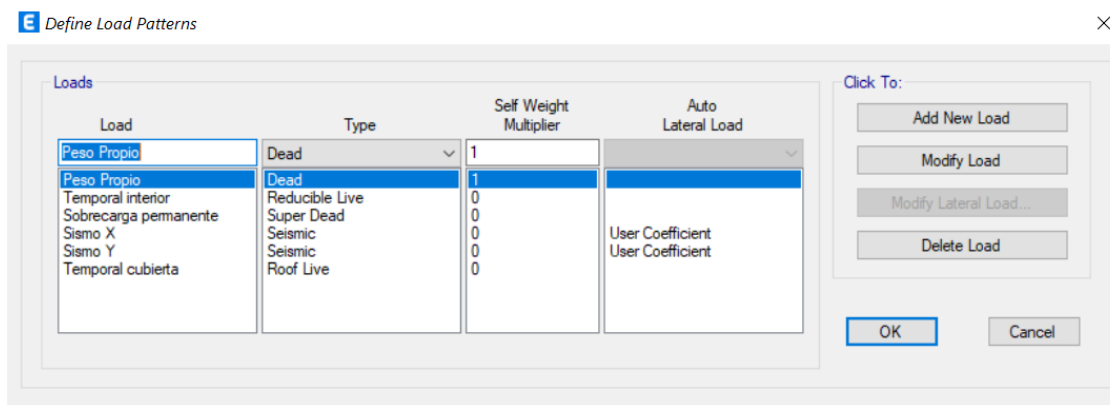


Definición de patrones de carga

Ya que han sido determinadas todos los casos de carga que actúan sobre el modelo numérico de las 3 edificaciones se debe ingresar los patrones de carga tal y como se describe en la Figura 157.

Figura 157

Definimos los patrones de carga

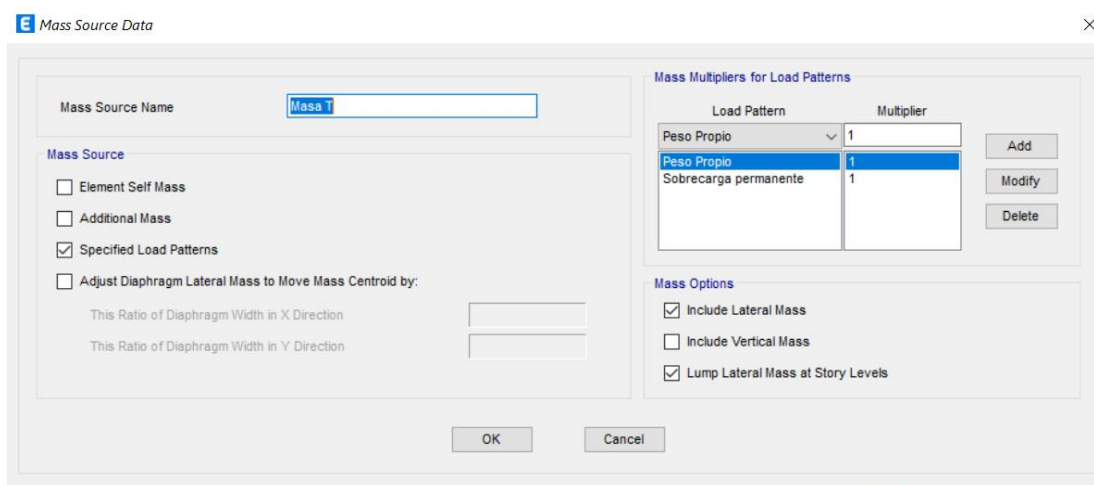


Definición de la masa

Se definió a la participación de la carga por peso propio y la sobrecarga permanente como componentes de la masa para las tres edificaciones.

Figura 158

Definimos la masa de las estructuras

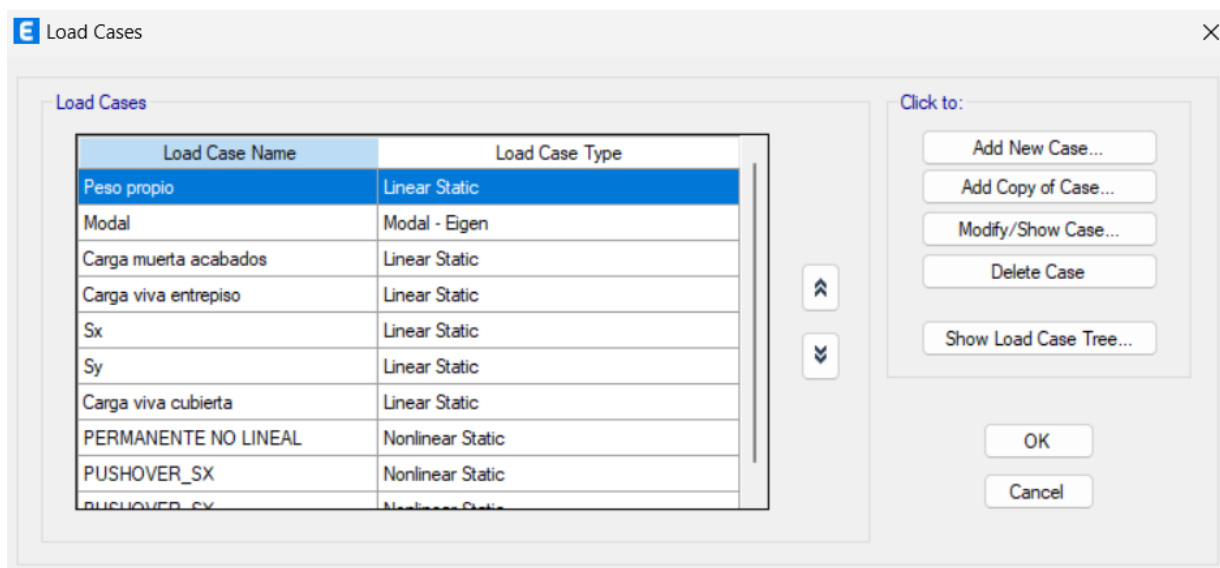


Definición de casos de carga

Antes de realizar las combinaciones es necesario definir los casos de carga que están actuando sobre la estructura, estos son carga muerta, carga viva y carga de sismo como se muestra en la Figura 159.

Figura 159

Casos de carga actuantes sobre la estructura



Combinación de carga

Las combinaciones de carga fueron consultadas en la NEC 15 y de acuerdo con los patrones de carga definidos se tiene las siguientes combinaciones:

Tabla 105

Combinaciones de cargas

N°	Combinación
Combinación 1	1.4D
Combinación 2	1.2D+1.6L
Combinación 3	1.2D+1.6L+0.5Lr
Combinación 4	1.2D+L+1.6Lr

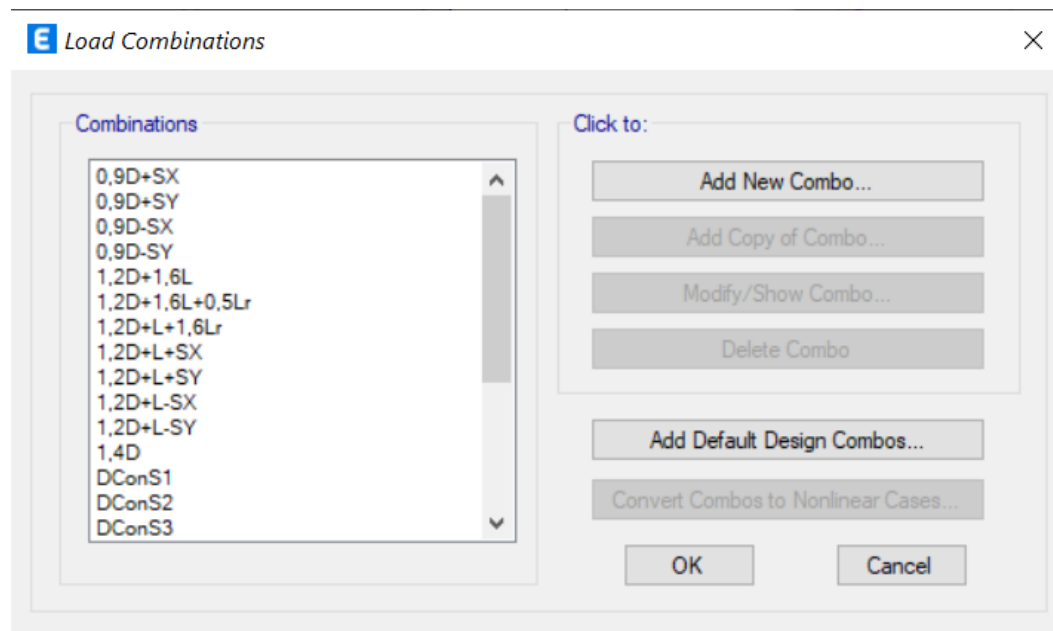
Combinación 5	1.2D+L+Sx
Combinación 6	1.2D+L-Sx
Combinación 7	1.2D+L+Sy
Combinación 8	1.2D+L-Sy
Combinación 9	0.9D+Sx
Combinación 10	0.9D-Sx
Combinación 11	0.9D+Sy
Combinación 12	0.9D-Sy

Donde:

- D: Carga muerta
- L: Carga viva
- Lr: Carga de cubierta
- S: Carga sísmica (estática o dinámica en X o Y)

Figura 160

Combinaciones de carga ingresadas en el software

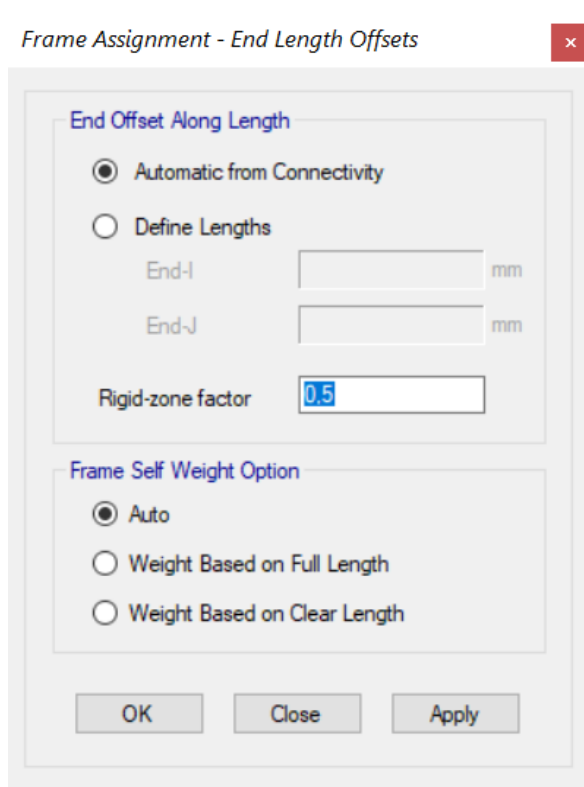


Rigidización de nudos

Es bien conocido que la unión de vigas y columna conforman un nudo, este nudo debe ser rígido de tal manera que se impida la rotación y el desplazamiento en cualquier dirección de un miembro respecto al otro, es por ello que para cumplir esta teoría propuesta se seleccionan todos los nudos y se les asigna un factor de rigidización de 0.50 que representa el porcentaje de la longitud del elemento en la cual se solicita rigidez infinita dentro del nudo.

Figura 161

Definimos la masa de las estructuras

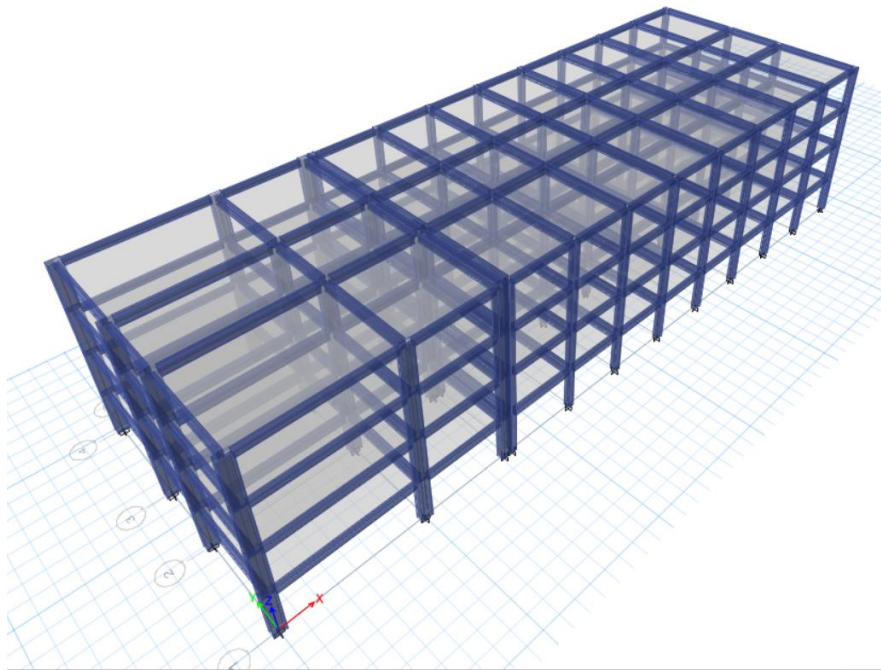


Edificaciones modeladas

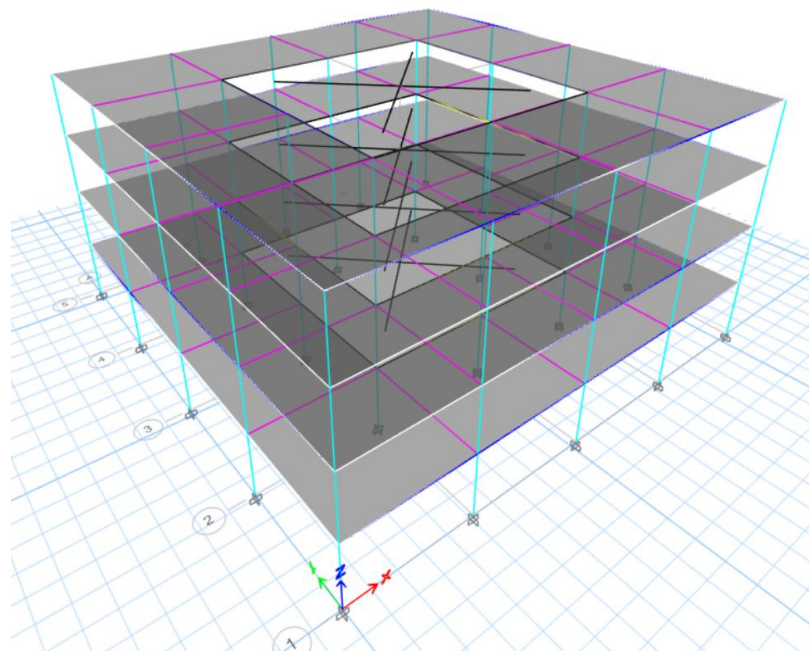
Luego de realizar la integración REVIT-ETABS e ingresar los parámetros de cargas se obtienen los modelos estáticos equivalentes totalmente funcionales tal y como se indica en la Figura 162.

Figura 162

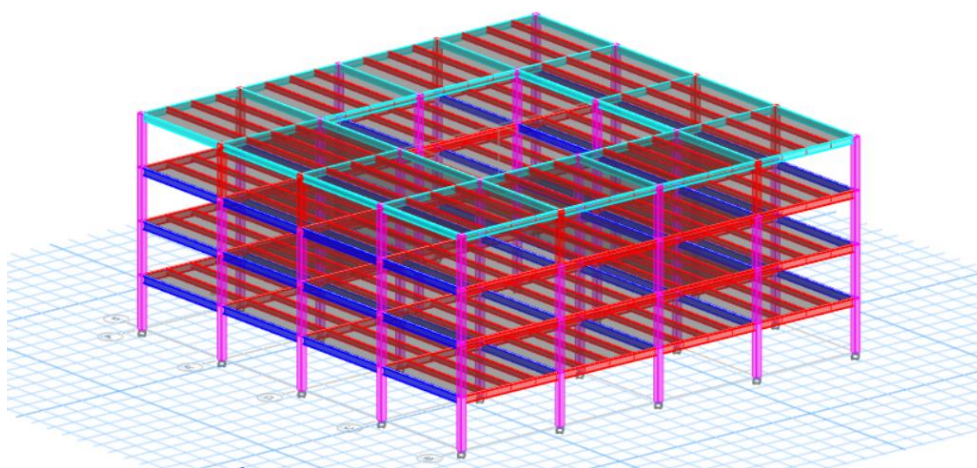
Modelos ETABS. a) Bloque B, b) Bloque Central entre los bloques de aulas A y B, c) Bloque Central entre los bloques de aulas C y D



(a)



(b)



(c)

Períodos de vibración

Para poder comparar los periodos obtenidos con la instrumentación y los resultados del modelo computacional para cada uno de los edificios se presentará una tabla comparativa.

Tabla 106

Factor de corrección de frecuencias para el Bloque Central entre los bloques A y B

	Modo 1		Modo 2		Modo 3	
	frecuencia	Periodo	frecuencia	Periodo	frecuencia	Periodo
	Hz	s	Hz	s	Hz	s
Instrumentación	1,553	0,644	1,619	0,618	1,633	0,612
ETABS						
Secciones agrietadas	1,205	0,83	1,211	0,826	1,227	0,815
Secciones sin agrietar	1,548	0,646	1,558	0,642	1,590	0,629
Factor de corrección de frecuencias	1,65		1,73		1,69	
Factor promedio			1,69			

Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal pushover es una técnica utilizada en ingeniería estructural para evaluar el comportamiento de un edificio o estructura ante cargas sísmicas. En lugar de aplicar cargas sísmicas completas en una simulación dinámica, como en el análisis sísmico convencional, el análisis pushover aplica gradualmente cargas incrementales en un patrón predefinido hasta que la estructura alcance un estado de colapso o un nivel de desempeño predeterminado.

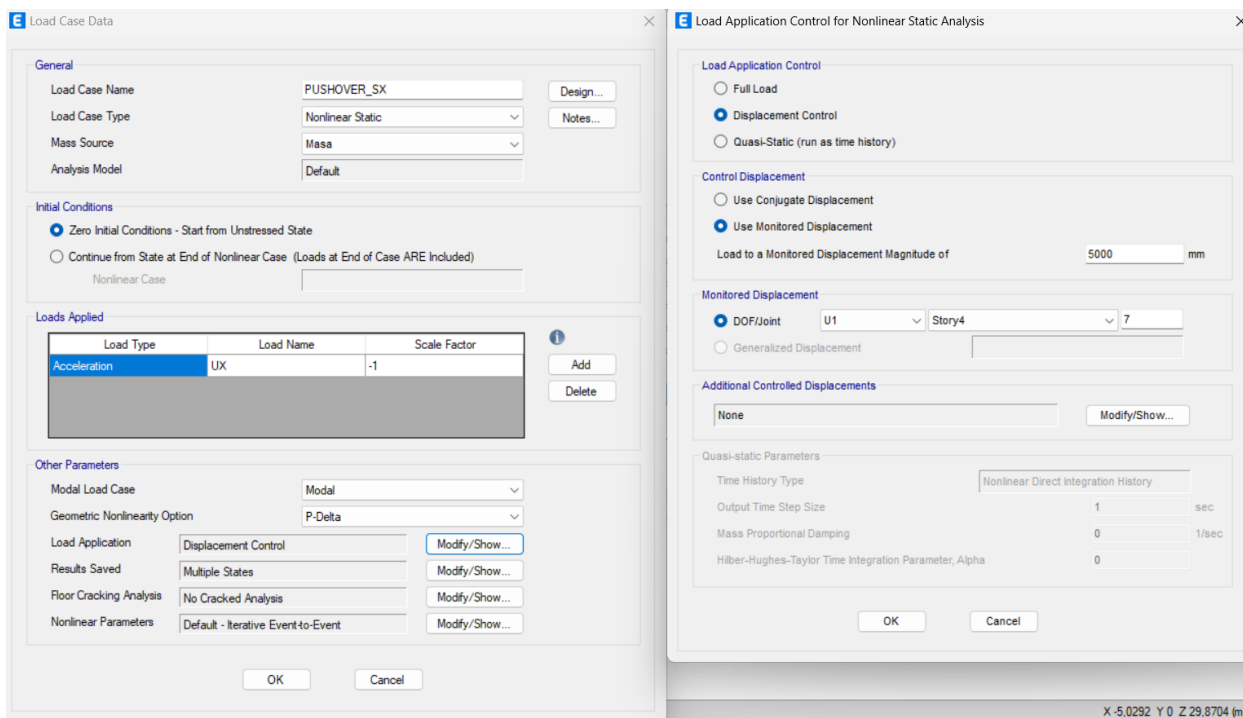
Configuración

Al crear los casos de análisis se realizó uno diferente para el sentido X y otro distinto para el sentido Y, el tipo de caso es uno estático no lineal, definimos la masa correspondiente a la estructural dentro de la cual están considerados efectos de peso propio y carga muerta de acabados, las condiciones iniciales están definidas para iniciar en un estado de esfuerzo cero. El tipo de análisis es por aceleración y colocamos un factor de escala de -1 para adecuar la gráfica a mejor visualización e interpretación.

En otros parámetros se consideraron efectos modales y P-delta, también se definió un rango de desplazamiento para llegar a la falla, inicialmente consideramos 4.5 cm de desplazamiento según normativa, pero fue necesario ampliar el rango para que la curva de capacidad se muestre completa ya que la estructura aun permitía desplazamientos de hasta 30 cm. Se tomaron las mismas consideraciones para el análisis en sentido Y.

Figura 163

Configuración para caso de carga Pushover



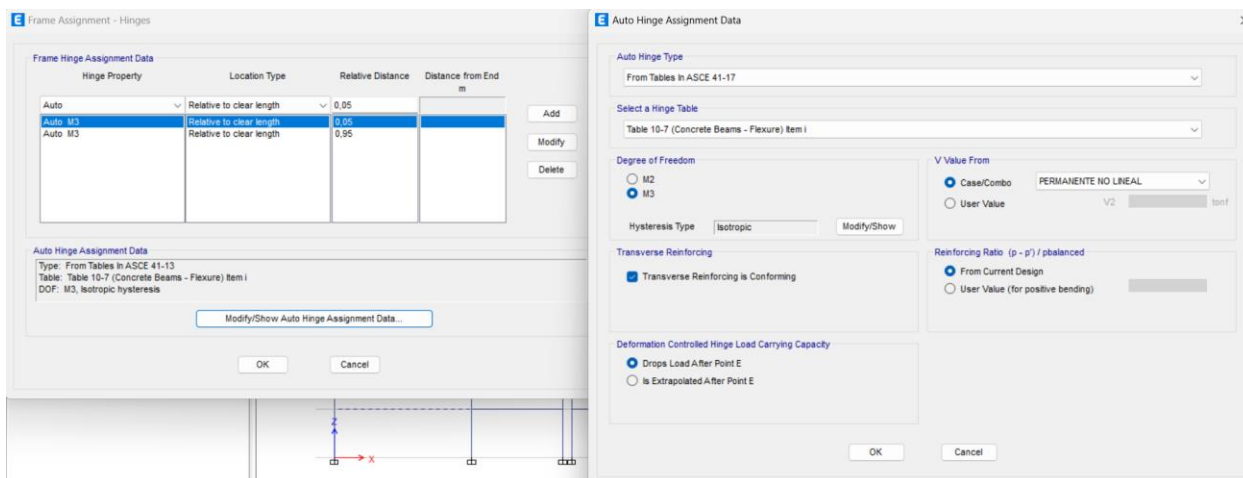
Nota. Se tomaron las mismas configuraciones para el caso de análisis en sentido Y pero con nombre de carga UY

Asignación de rótulas

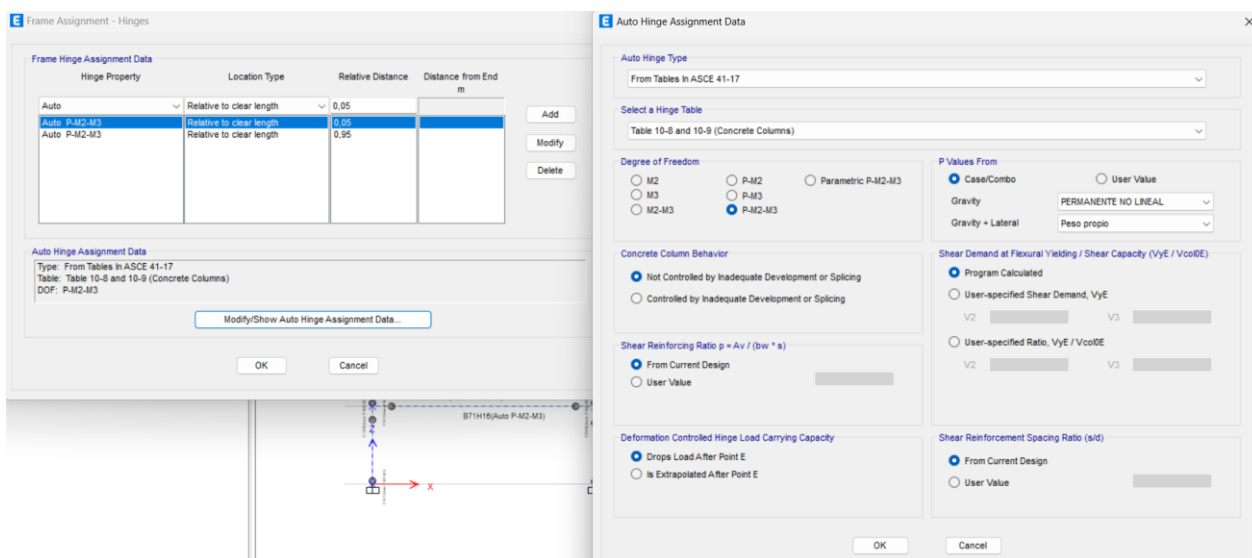
Se crearon rótulas al 5% y al 95% de la sección total en todos los elementos estructurales correspondientes a cada bloque con el fin de realizar el chequeo de falla como resultado del análisis pushover.

Figura 164

Configuración para asignación de rotulas plásticas. a) Vigas, b) Columnas



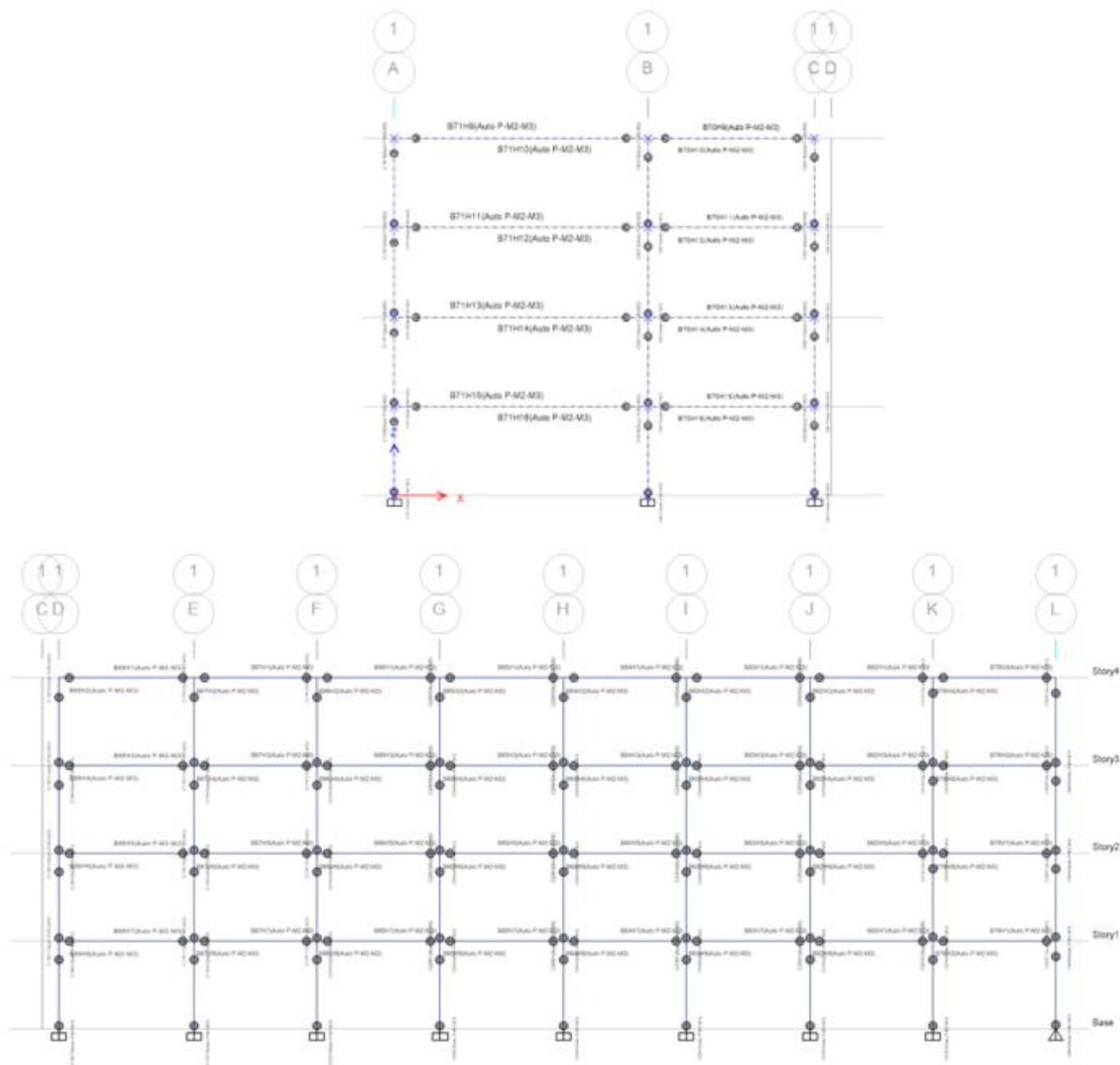
a)



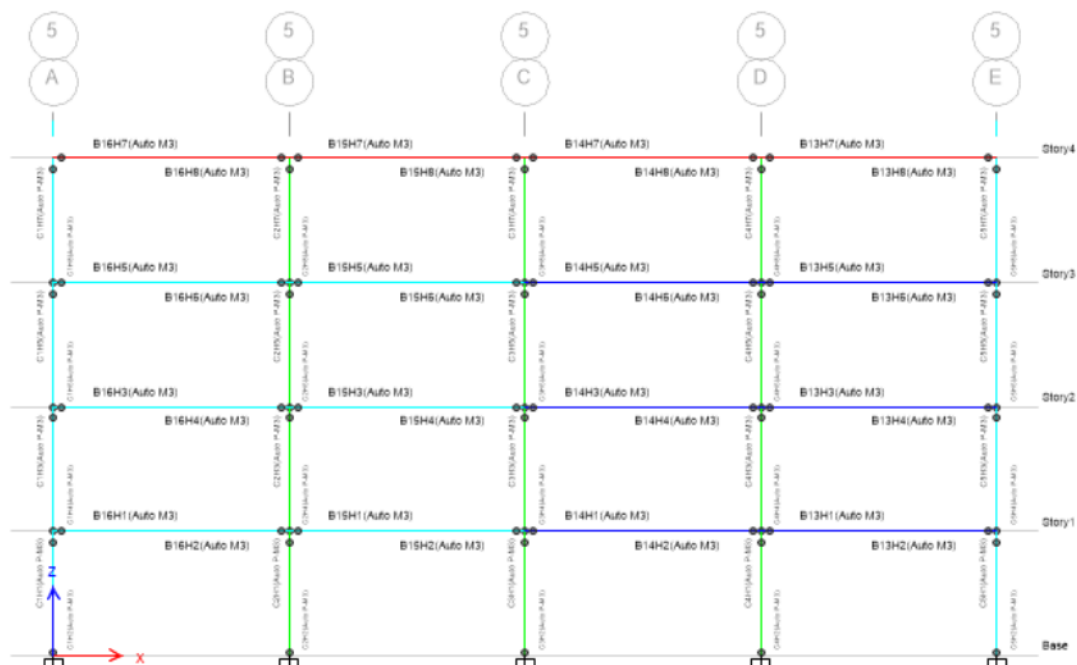
b)

Figura 165

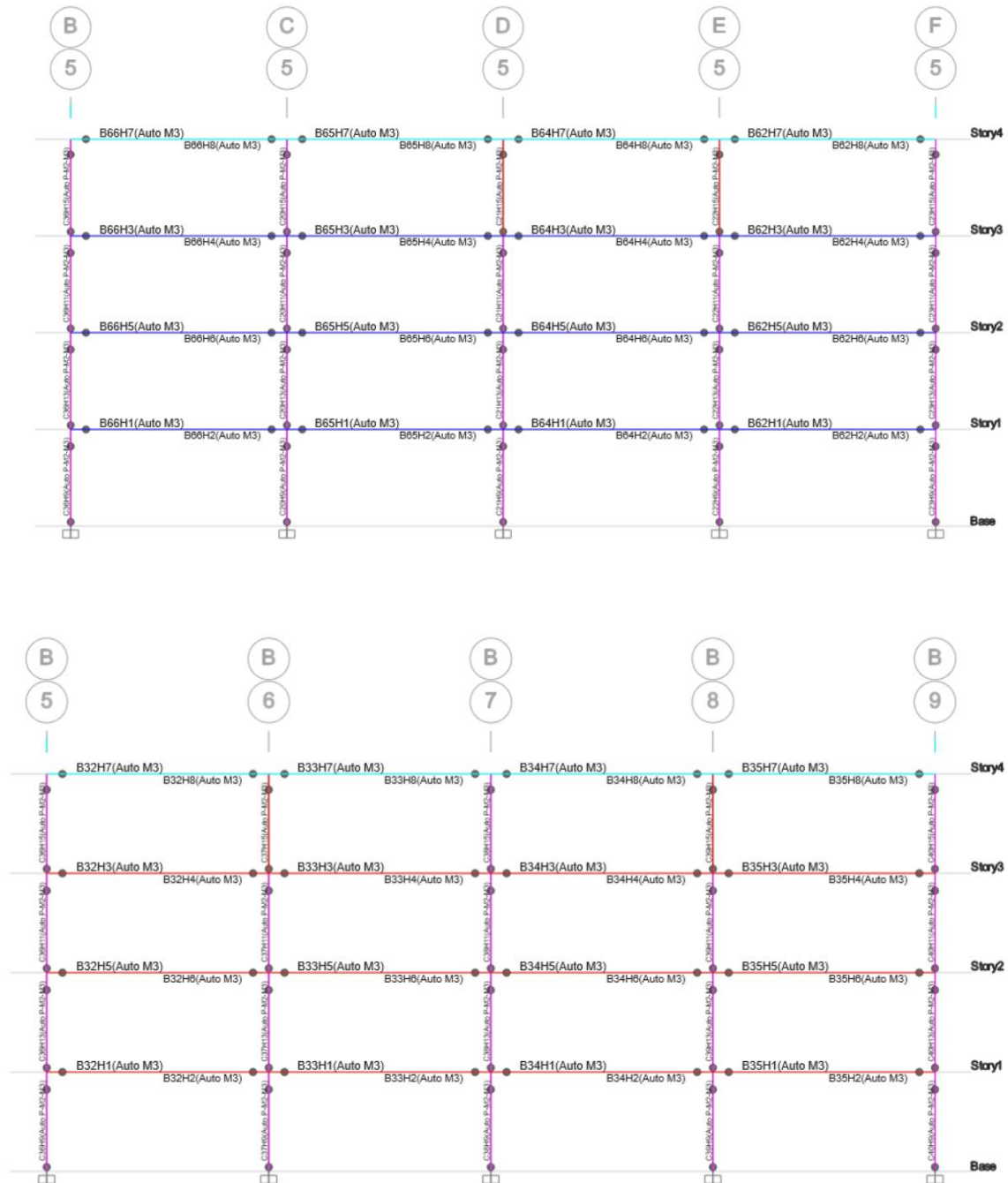
Rotulas plásticas en vigas y columnas. a) Bloque B-A y Bloque B-B, b) Central entre A y B, c) Central entre C y D



a)



b)



c)

Resultados

En este apartado presentamos los resultados de análisis estático no lineal para la configuración explicada en la sección anterior. Para interpretar el daño y nivel de desempeño de la estructura, el software Etabs nos representa las fallas con colores que tienen diferentes

interpretaciones, estas están divididas en 6 categorías de acuerdo con el estado de daño que van desde despreciable hasta un estado de daño completo. Estos a su vez corresponden a un nivel de desempeño que van desde totalmente operacional hasta el colapso, respectivamente.

Configuración 1 en x

La configuración 1 consiste en modificar las inercias de los elementos estructurales de la siguiente manera:

Tabla 107

Modificadores de Inercia para la configuración 1

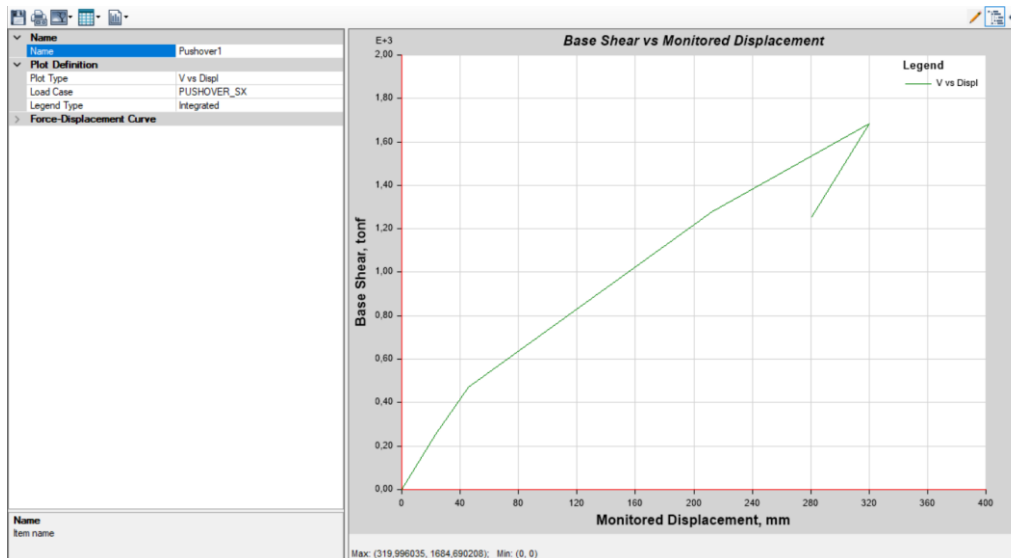
Inercias agrietadas	Valor
Vigas	1,00
Columnas	1,00
Losa	0,35

Curva de capacidad y punto de desempeño

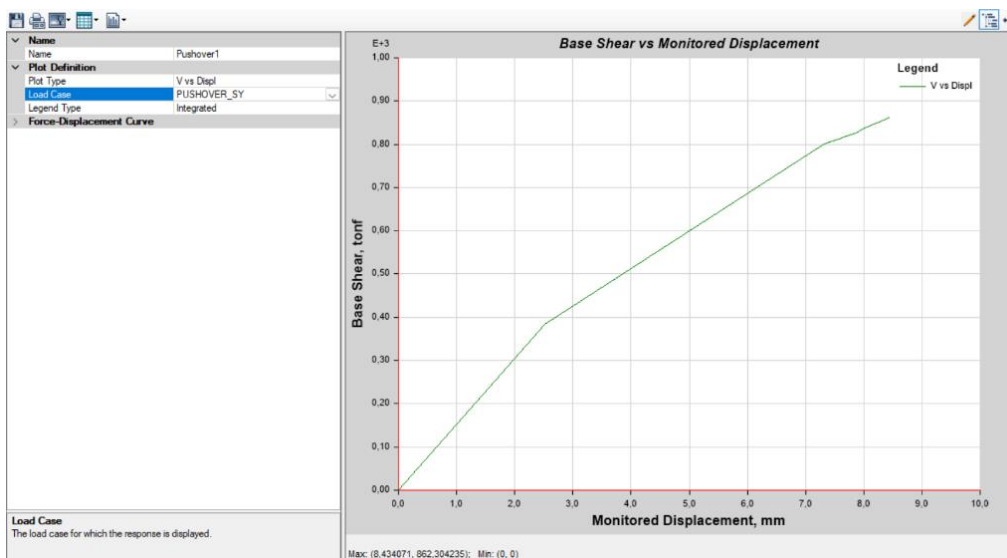
Como resultado tenemos las siguientes curvas de capacidad tanto en sentido X como en sentido Y, en el caso del bloque B en la Figura 166 claramente podemos observar que la estructura es propensa a fallar a aproximadamente 32 cm en sentido X y a 0,8 cm en sentido Y, se esperaba que la estructura falle a 4.5 cm de acuerdo con cierta normativa, pero la estructura se encuentra en un rango elástico que permite más desplazamiento.

Figura 166

Curva de capacidad para el sentido X. a) Bloque B-A Bloque B de aulas, b) Bloque B-B Bloque B de aulas



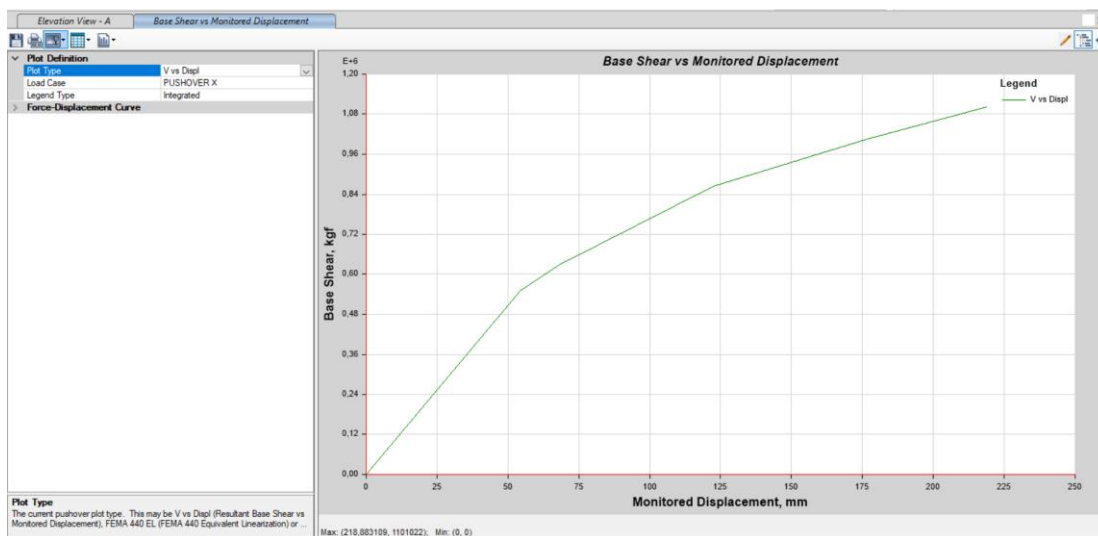
a)



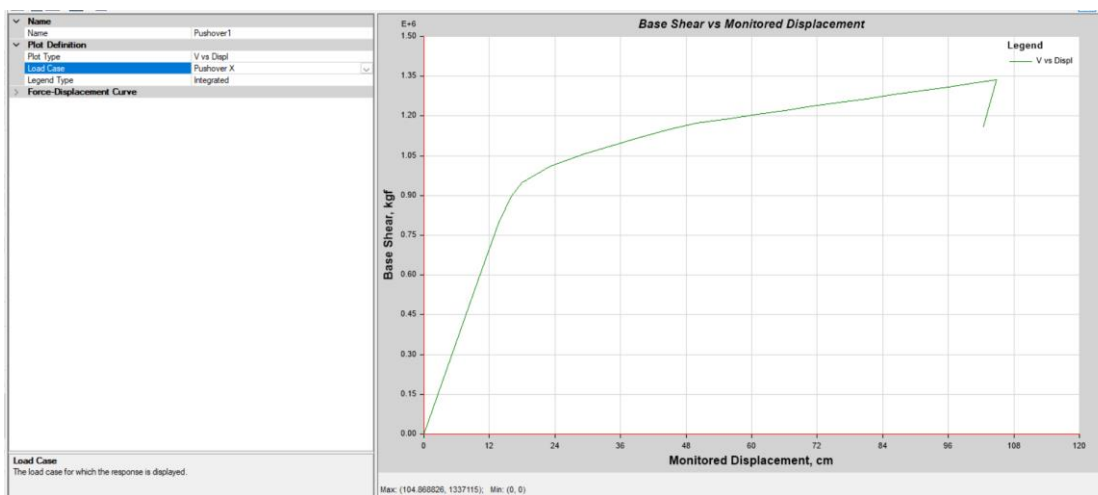
b)

Figura 167

Curva de capacidad para el sentido X. a) Central entre A y B, b) Central entre C y D



a)

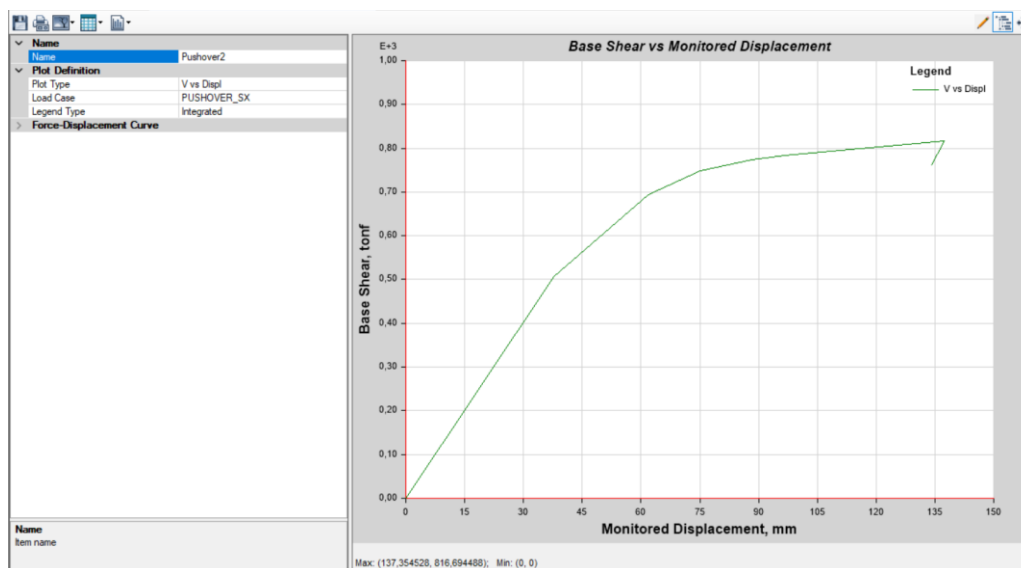


b)

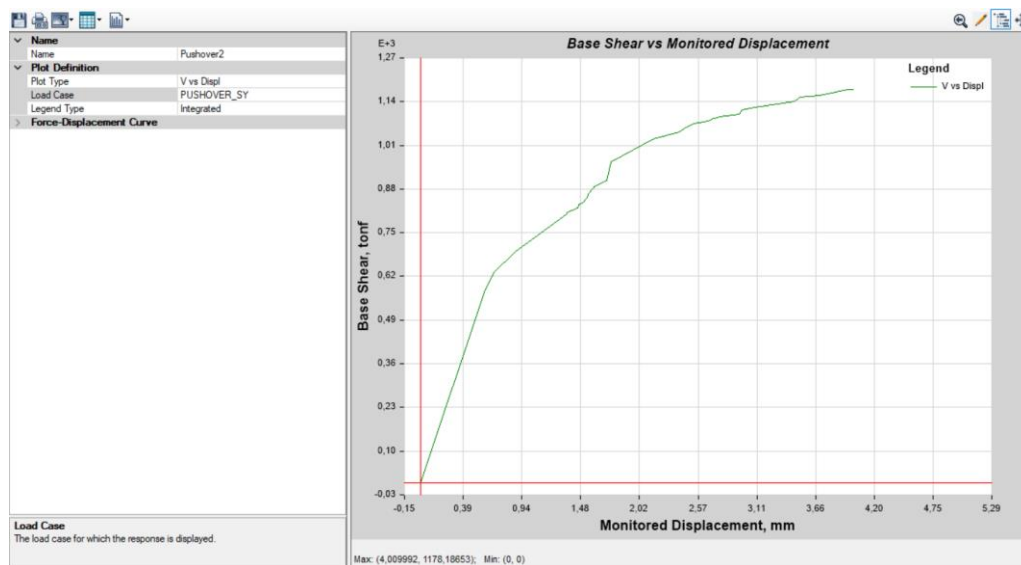
Configuración 1 en y

Figura 168

Curva de capacidad para el sentido X. a) Bloque B-A bloque B de aulas, b) Bloque B-B bloque B de aulas



a)

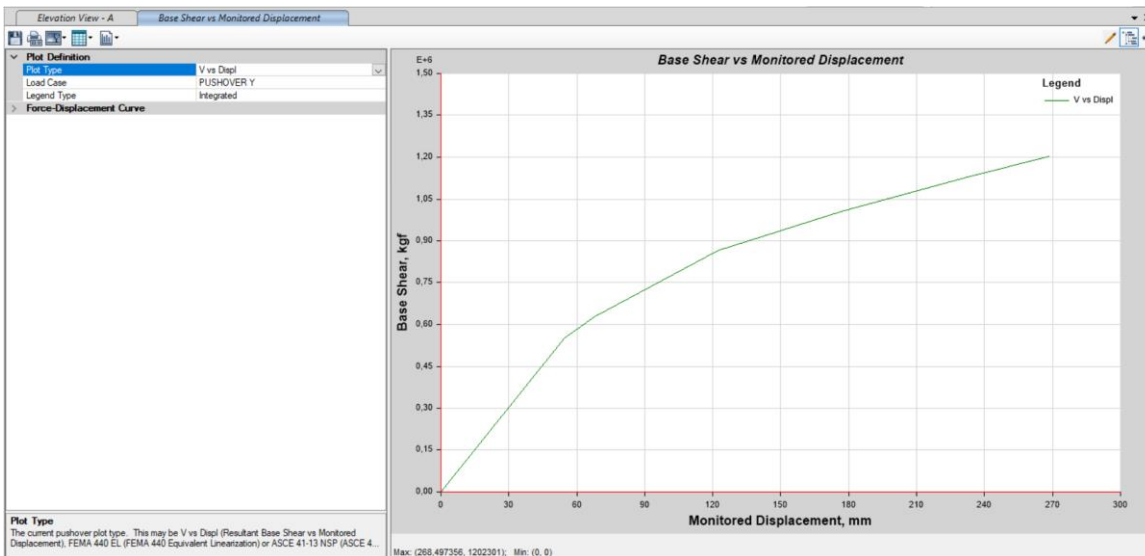


b)

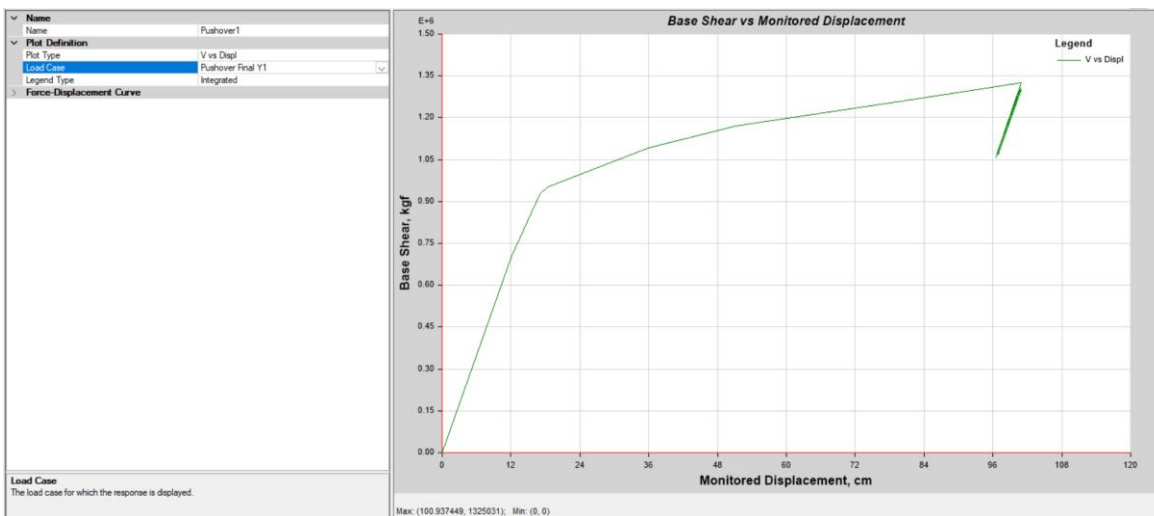
Figura 169

Curva de capacidad para el sentido Y. a) Bloque central entre A y B, b) Bloque central entre C y D

D



a)



b)

Capítulo VII

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

- Con el objetivo de determinar el nivel de vulnerabilidad del Bloque B, Bloque central entre bloques A y B y Bloque central entre los bloques C y D se necesitó de una amplia investigación teórica, a su vez de modelamientos 3D de cada una de las edificaciones objeto de estudio tanto en los software Revit como Etabs que brindaron la información necesaria y dieron una vista del panorama general en cuanto al comportamiento de las estructuras tomando en consideración todos los elementos estructurales como losas, vigas, columnas y cimentación.
- Se realizaron varios tipos de ensayos geotécnicos, en este caso para determinar el tipo de suelo se empleó el ensayo de VS30 que nos permitió ver los estratos hasta 30 metros de profundidad y velocidad de las ondas de corte del suelo a esa misma profundidad, de esto se concluyó un tipo de suelo D, además se realizó el ensayo Nakamura para determinar el periodo natural de vibración del suelo.
- Se realizaron ensayos no destructivos en las tres edificaciones, en donde se necesitó el ensayo con esclerómetro para poder medir la resistencia del hormigón tanto del bloque B de aulas como del Bloque central entre bloque A y B de aulas, así como el ensayo con el escáner de acero llamado pachómetro, para determinar el acero existente en las columnas y vigas de las estructuras de hormigón. Estos ensayos se realizaron para poder introducir los datos obtenidos, en el modelamiento estructural en el software Etabs y de esta manera obtener resultados coherentes con la realidad. Sin embargo, en el caso del Bloque central entre el bloque C y D de aulas, al ser una estructura de acero, los ensayos mencionados no significaron mayor aportación, debido a la naturaleza de los materiales con la que está construida la edificación.

- Para el ensayo de vibración ambiental de las 3 edificaciones analizadas, se tomaron registros en un tiempo de 30 minutos para obtener la mayor cantidad de datos posibles, de tal manera que las frecuencias y modos de vibrar de cada una de las estructuras sean lo más precisas posibles, con lo cual el procesamiento de datos de cada una de las estructuras en el software Matlab arrojó resultados de periodos, que en comparación con los datos obtenidos en el modelamiento de las edificaciones en ETABS, resultaron semejantes en todos los casos.
- Con las distintas metodologías aplicadas a las 3 edificaciones se resolvió lo siguiente, para la metodología FUNVISIS se obtuvo en el índice de vulnerabilidad “Medio Bajo”, “Elevado” y “Medio Elevado”, el índice de priorización “P4”, “P5” y “P6”. Para la metodología de Giovinazzi-Lagomarsino se calculó un índice de vulnerabilidad de “0.90”, “0.804” y “0.689” correspondientes a la clase “A”, “B” y “C” para el bloque B de aulas, bloque central entre bloque A y B de aulas y bloque central entre bloque C y D de aulas, respectivamente.
- Mediante el ensayo con acelerómetro para medir la vibración ambiental se obtuvo los periodos naturales de vibración de cada estructura, así como los modos de vibración. Con ayuda de los códigos computacionales elaborados en el software MATLAB se realizó el procesamiento de los datos recolectados y luego validados con los modelos analíticos.
- Con los resultados obtenidos de las 3 edificaciones a partir del ensayo de instrumentación sísmica se pudo determinar a través de la relación de la altura total entre el periodo de vibración de la misma se resuelve que los Bloques B, central entre los bloques A y B y central entre los bloques C y D son “flexibles”.
- Los resultados evidenciados de las diferentes evaluaciones estructurales muestran un riesgo que va desde alto a moderado. Como primer parámetro la zona presenta un alto

nivel de peligro sísmico, que puede afectar en gran manera a las edificaciones durante un sismo. Para el caso actual el Bloque B y el bloque central entre los Bloques A y B tienen una mayor probabilidad de colapso, debido a que ya llevan un largo tiempo a servicio de la Universidad y para el bloque central se presentan vigas embebidas en la losa, en cambio para el bloque central entre los bloques C y D se tiene una menor probabilidad de colapso.

Recomendaciones

- Contar con un entendimiento sólido de los procedimientos y pautas de seguridad mientras se llevan a cabo pruebas en terreno es esencial para preservar la seguridad y bienestar de los operarios, así como para mantener en óptimas condiciones los equipos utilizados en cada ensayo. Esto es especialmente crítico considerando el valor sustancial de algunos de estos equipos y la complicación asociada a la obtención de piezas de repuesto en el contexto ecuatoriano.
- Las metodologías FEMA P-154, FUNVISIS y GIOVANAZZI y LAGOMARSINO no abordan uno de los problemas sociotécnicos más significativos en América Latina. Esto se refiere a la práctica común en la región donde una gran proporción de la población tiende a dejar las extensiones longitudinales de refuerzo, y en ocasiones, incluso las extensiones transversales, expuestas en las cubiertas de tipo terraza de sus edificios. Esta elección se justifica por la aspiración de los habitantes de futuras expansiones verticales en sus viviendas. Dado que esta situación es frecuente en Ecuador, es esencial dar la debida importancia a la evaluación y al diseño de estas incorporaciones.
- Se recomienda realizar los ensayos de vibración ambiental en un momento del día donde no se encuentre nadie en el edificio o estructura de estudio, debido a que los equipos que se utilizan para este ensayo son muy alta sensibilidad y cualquier movimiento en la estructura haría que los picos de las aceleraciones se dispares y

darnos resultados erróneos por lo cual no tendría validez nuestro ensayo y se lo tendría que volver a hacer.

- En la fase de procesamiento de las señales, es aconsejable verificar la validez de los resultados utilizando criterios técnicos sólidos o mediante varias herramientas informáticas diseñadas para el análisis de señales. Incluso puede ser útil confirmar los resultados mediante la comparación con un modelo computarizado de la edificación que haya sido ajustado y calibrado.
- Se recomienda hacer un análisis más profundo al Bloque Central entre los bloques A y B debido a que por un lado no es un riesgo inminente, pero se pueden presentar problemas a futuro.
- Se recomienda hacer un análisis más profundo al Bloque Central entre los bloques A y B debido a que por un lado no es un riesgo inminente, pero se pueden presentar problemas a futuro.

Referencias Bibliográficas

Amaguaña, D., & Yumbay, E. (2016). *ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN EN LA RESPUESTA TOTAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

Arcentales Naranjo, N. I., & Yépez Proaño, V. H. (2020). *Evaluación de la respuesta dinámica del hospital naval general Hosnag sometido a vibración ambiental*. Obtenido de Repositorio Dspace ESPE: <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/21866>

ASCE 7-16. (7 de Noviembre de 2018). *American Society of Civil Engineers*. Recuperado el 12 de Agosto de 2023

Ávila, J. R., Herazo, Á. R., Mercado, D. J., & Montoya, J. R. (2017). *Relación entre resistencia a compresión en cilindros de concreto y los rebotes con esclerómetro digital*. Barranquilla.

- Bonetti, R. (2016). Vulnerabilidad sísmica y daños sísmicos: conceptos y evaluación. *Tesis doctoral*. Recuperado el 11 de Agosto de 2023
- Boroschek, R. (2015). Dinámica de Estructuras Apuntes de Clase. (U. d. Chile, Ed.) Santiago de Chile: Universidad de Chile. Obtenido de https://boroschek.files.wordpress.com/2016/04/dinamicaestructuras20120730v0_2.pdf
- Caiza Sánchez, P. E., & Cáceres Vargas, A. C. (Marzo de 2023). *Análisis de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural de la unidad nueva del Hospital Básico El Puyo, ubicado en la provincia de Pastaza, Ecuador*. Obtenido de Repositorio Digital UTA: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/37720>
- Campos, Ó. C., & Contreras, F. S. (2019). *ENSEÑANZA APRENDIZAJE EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA*. Puebla, México.
- Cerrolaza, M., & Flórez-López, J. (2000). *Modelos matemáticos en ingeniería moderna*. Caracas: Consejo de Desarrollo Científico y Humanístico.
- Chopra, A. K. (2020). *DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. California: Pearson Education Limited.
- csiespana*. (2023). Recuperado el 20 de 08 de 2023, de <https://www.csiespana.com/software/15/csixrevit>
- CUEVAS, D. A. (2016). *ANÁLISIS SISMORRESISTENTE MEDIANTE EL MÉTODO MODAL ESPECTRAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL UBICADO EN LA COMUNA DE TOMÉ*. Concepción.
- Cutipa, L. F., & Mamani, E. C. (2020). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN MUROS DE CONTENCIÓN POR ESCLERÓMETRO Y ROTURA DE CILINDROS EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA-2020*. Tacna.

- Díaz, D. I., & Herrera, B. J. (2016). *Actualización de la Cartografía Geológica y Evaluación del Efecto de Sitio en la Estación Biológica Francisco Guzmán Pasos y sus Alrededores, Juigalpa Chontales*. Managua.
- Díaz, M. A., Rodríguez, J. A., Viramontes, F. J., Trujano, Á. M., Figueroa, J. A., Zamora, H. M., . . . Guzmán, A. H. (2018). *Calibración y ajuste de los parámetros estructurales del modelo matemático del puente Mezcala para evaluación estructural*. Sanfandila.
- Eduardo, G. M. (2012). *Actualización de la evaluación del riesgo sísmico en edificios de hormigón armado en los sectores con mayor riesgo sísmico de Guayaquil*. Obtenido de Repositorio Digital UCSG: <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1113>
- EMS. (1998). Consil de L`Europe, Luxemburgo. Recuperado el 21 de Agosto de 2023
- Esther. (30 de Mayo de 2001). *Modelo Numérico*. Obtenido de <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6149/capitulo03.PDF?sequence=4>
- Ferrer, R. (29 de 07 de 2019). *Interempresas*. Obtenido de [https://www.interempresas.net/Sector-Automocion/Articulos/252588-Ensayos-no-Destructivos-\(END\)-Que-son.html](https://www.interempresas.net/Sector-Automocion/Articulos/252588-Ensayos-no-Destructivos-(END)-Que-son.html)
- FUNVISIS. (2014). *Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico*. Caracas, Venezuela. Obtenido de Ministerio del Poder Popular para Ciencia, Tecnología e Innovación: <https://mincyt.gob.ve/>
- GEM. (Junio de 2022). *Global Earthquake Model (GEM) Foundation*. Recuperado el 12 de Agosto de 2023, de https://cloud-storage.globalquakemodel.org/public/wix-new-website/pdf-collections-wix/publications/TREQ%20deliverables/reports/TREQ_D261_Riesgo_Sismico_Quito_v1.00.pdf

- Giovinazzi, S., & Lagomarsino, S. (2004). *Un método macrosísmico para la vulnerabilidad, Evaluación de edificios*. 13 Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica , Vancouver, Canadá. Recuperado el 21 de Agosto de 2023
- Gómez Martínez, M. Á. (2011). Diseño Estructural De Edificios Altos Tipo Torre Empleando Concreto De Alta Resistencia. México D.F., México. Obtenido de http://132.248.9.195/ptb2011/reemplazo/0622690/0622690_A1.pdf
- González Mora, I. E. (2012). *Actualización de la evaluación del riesgo sísmico en edificios de hormigón armado en los sectores con mayor riesgo sísmico de Guayaquil*. Obtenido de Repositorio Digital UCSG: <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1113>
- González, E., & Alloza, A. M. (2012). Sesiones Prácticas: Medida del recubrimiento de hormigón y localización de barras. En *Materiales de Construcción Sesiones de Prácticas* (págs. 95-100). La Laguna.
- Guevara Morales, N. E., Osorio Rodríguez, S. A., & Vargas, E. A. (05 de Septiembre de 2013). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)*. Obtenido de Sistema Bibliotecario Universidad de El Salvador: <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4522>
- IGC. (2011). Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. *Universidad Nacional de Ingeniería*, 6. Recuperado el 14 de Agosto de 2023
- Jeoprobe. (2022). *Jeoprobe Geotécnia Especializada*. Obtenido de https://jeoprobe.com/servicio_hvsr.html
- Krawinkler, H., & Seneviratha, G. (Junio de 1998). Obtenido de [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)

- Lermo, J., & Chávez-García, F. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station.
- Lopez, W., Marcillo, R., Pilco, R., & Villamizar, V. (2021). *Vulnerabilidad estructural de cuatro edificaciones en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*. ESPE, Quito. Recuperado el 18 de Agosto de 2023
- Masabanda, M., Muñoz, B. M., & Bonifaz, H. (2018). *Geotécnia para Ingeniería Civil*. Sangolquí: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- MIDUVI. (2016). . *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Obtenido de NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN :
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION.pdf>
- Moreno González, R. (28 de Septiembre de 2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Obtenido de UPCommons. Portal de acceso abierto al conocimiento de la UPC: <http://hdl.handle.net/2117/93559>
- Naya, A. (2010). *El Riesgo sismico en Quito: Análisis y simulaciones*. Université nice. Recuperado el 11 de Agosto de 2023
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- Paez, C. (2014). *Determinación de la carga permanente debida al peso de manpostería de bloque en edificaciones de vivienda*. PUCE, Quito, Ecuador . Recuperado el 19 de Agosto de 2023

Prato, C., Ceballos, M., & Pinto, F. (2010). *METODO MODAL ESPECTRAL*.

Romero, A. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica para la ciudad de Azogues*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Recuperado el 20 de Agosto de 2023

Romo, M. (2019). *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*.

Ulloa, R. (2018). *Aplicación del método de Nakamura H/V, para estudiar el riesgo sísmico en la zona comprendida por el despliegue de estaciones IMAD*. Concepción.

Villalba, P., Guaygua, B., López, G., & Verduga, J. (2020). *METODOLOGÍAS SIMPLIFICADAS, PRESCRIPTIVAS, POR DESEMPEÑO Y RESILIENCIA, EN EL ESTUDIO DEL RIESGO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS INFORMALES*. *Revista Internacional De Ingeniería De Estructuras*, <https://doi.org/10.24133/riie.v25i4.1864>.

Yepez, F., Barbat Barbat, H. A., & Canas Torres, J. A. (1995). *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*. Barcelona: Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE).

Zeta, M. A., Rubio, R. P., & García, Y. P. (Junio de 2016). *Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones*. *CIVILIZATE*, 6. Recuperado el 14 de Agosto de 2023

Apéndices