

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
SEDE JAÉN



TESIS:

**“DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA
DEL PABELLÓN III DE LA I.E 16003 MIRAFLORES DEL
DISTRITO DE JAÉN-CAJAMARCA”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
BACH. ELBIS DARWIN MARÍN GONZALES**

**ASESOR:
Dr. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO.**

Jaén – Perú, 2022

AGRADECIMIENTO

A mi familia, en especial a mis dos padres y hermana TITO EVER MARÍN MUÑOS, ZULEMA GONZALES SANCHEZ y MAYRA YULENI MARÍN GONZALES por ser las personas que me han dado todas las herramientas y valores que necesitaba para ser una gran persona y contribuir con la sociedad.

A mis amigos que son muy pocos pero que siempre estuvieron ahí para apoyarme cuanto más lo necesitaba y darme ese empujón para salir de cualquier adversidad de la vida.

A Dios por ser de él un creyente suyo y saber que siempre estará ahí para escucharme y nunca dejarme solo pese a las adversidades que la vida me presente.

A mi asesor de tesis Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno por su orientación brindada, calidad humana, y profesionalismo que me ayudaron a realizar este trabajo de investigación.

Y a todos mis docentes que tuve a lo largo de mi formación académica desde inicial hasta superior que me ayudaron a formarme, tanto como profesional y como persona.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Quienes con un gran esfuerzo supieron solventar mis necesidades, mis valores y acompañarme en todo el proceso de mi formación como persona.

A MI FAMILIA

Quienes fueron las personas que siempre tuve a mi lado apoyándome en todo momento y siendo fundamental para mi desarrollo como persona.

A MIS AMIGOS

Quienes me brindaron su apoyo incondicional cuando más lo necesitaba y ayudarme a salir a delante.

A MIS DOCENTES

Quienes fueron los que me dieron mi formación académica a lo largo de toda mi vida enseñándome valores y principios para poder aportar a la sociedad.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	ii
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN	xii
ABSTRACT.....	xiii
1 CAPITULO I: INTRODUCCION	14
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.3 HIPÓTESIS	16
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	16
1.5 ALCANCES O DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	17
LIMITACIONES.....	17
1.6 OBJETIVOS:	18
1.6.1 <i>Objetivo Principal:</i>	18
1.6.2 <i>Objetivos Específicos:</i>	18
2 CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	19
2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS:.....	19
2.1.1 <i>Antecedentes internacionales:</i>	19
2.1.2 <i>Antecedentes nacionales:</i>	19
2.1.3 <i>Antecedentes locales:</i>	21
2.2 BASES TEÓRICAS:	21
2.2.1 <i>Sismicidad</i>	21
2.2.2 <i>Los terremotos</i>	22
2.2.3 <i>Peligrosidad sísmica</i>	22
2.2.4 <i>Método del índice de vulnerabilidad</i>	22
2.2.5 <i>Método de Benedetti y Petrini (método Italiano-1982)</i>	23
2.2.6 <i>Parámetros de análisis de la norma sismorresistente (E.030)</i>	27
2.2.7 <i>Requisitos generales de diseño sismorresistente</i>	31
	iv

2.2.8	<i>Análisis dinámico modal espectral</i>	34
2.2.9	<i>Determinación desplazamientos laterales</i>	35
2.2.10	<i>Desplazamientos laterales relativos admisibles</i>	35
2.2.11	<i>Requisitos de resistencia de vigas.</i>	36
2.2.12	<i>Requisitos de resistencia de columnas</i>	39
2.2.13	<i>Inestabilidad de tabiques</i>	44
3	CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	47
3.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	47
3.2	ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN	50
3.3	PROCEDIMIENTO	50
3.3.1	<i>Población y Muestra de Estudio</i>	50
3.3.2	<i>Tipo de Investigación</i>	52
3.3.3	<i>Recolección de datos</i>	53
3.3.4	<i>Procesamiento de Datos</i>	56
3.3.5	<i>Diseño de investigación</i>	57
3.4	RESULTADOS DEL MÉTODO DE BENDETTI Y PETRINI (MÉTODO ITALIANO 1982)	59
3.4.1	<i>Aspectos estructurales</i>	59
3.4.2	<i>Evaluación de aspectos constructivos</i>	78
3.4.3	<i>Análisis del aspecto geométrico</i>	88
4	CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	96
4.1	ASPECTOS ESTRUCTURALES:	96
4.1.1	<i>Tipo de organización del sistema sismo resistente</i>	96
4.1.2	<i>Resistencia convencional</i>	98
4.2	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS:	99
4.2.2	<i>Posición del edificio y cimentación</i>	100
4.2.3	<i>Diafragmas horizontales</i>	100
4.2.4	<i>Separación máxima entre líneas resistentes</i>	101
4.2.5	<i>Tipo de cubierta</i>	101
4.2.6	<i>Elementos no estructurales</i>	101
4.2.7	<i>Estado de conservación</i>	102
4.3	ANALIZÓ ASPECTOS GEOMÉTRICOS:	103
4.3.1	<i>Configuración en planta:</i>	104
4.3.2	<i>Configuración en elevación:</i>	104

5	CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
5.1	CONCLUSIONES:	106
5.2	RECOMENDACIONES:.....	107
6	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
7	ANEXOS	113
7.1	GLOSARIO DE TÉRMINOS	114
7.2	RESULTADOS DE LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS	117
7.3	METRADO DE CARGAS	122
7.4	CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA Y MODULO DE SECCIÓN DE LAS COLUMNAS	126
7.5	PROGRAMA COMPUTACIONAL USADO	129
7.6	PLANOS DE LA EDIFICACIÓN.....	129
7.7	FOTOGRAFÍAS DE LA EDIFICACIÓN.....	134
7.8	PROCESO DE MODELAMIENTO EN ETABS V17	140

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Escala numérica del índice de vulnerabilidad I_v de los edificios de mampostería no reforzada (Benedetti and Petrini, 1984)	24
Tabla 2.2 Puntaje de Clases y Pesos Utilizados para Estructuras de Hormigón Armado (concreto Armado)	25
Tabla 2.3 Índice de vulnerabilidad de un edificio de hormigón armado	26
Tabla 2.4 Factores de Zona “Z”	27
Tabla 2.5 Resumen valores típicos para los distintos tipos de perfiles.....	28
Tabla 2.6 Factor de Suelo	28
Tabla 2.8 Categoría de las edificaciones y factor “U”	30
Tabla 2.9 Sistemas Estructurales	32
Tabla 2.10 Límite de Desplazamiento entre Piso	35
Tabla 2.11 Tabla de Varillas de Producción Común en Nuestro Medio	40
Tabla 2.12 Valores de C_1	45
Tabla 2.13 Valores del Coeficiente de Momentos “m” y Dimensión Crítica “a”	46
Tabla 3.1 Parámetros para la obtención del espectro de pseudo-aceleración	57
Tabla 3.2 Fuerzas internas de la columna ELE.....	60
Tabla 3.3 Comparación de acero existente y acero necesario para la columna ELE (0.45x0.60x0.25x0.30).....	61
Tabla 3.4 Fuerzas internas de la columna TEE.....	62
Tabla 3.5 Comparación de acero existente y acero necesario para la columna TEE (1.00x0.45x0.25x0.30)	64
Tabla 3.6 Fuerzas internas de la columna rectangular	64
Tabla 3.7 Comparación de acero existente y acero necesario para la columna-3 (0.50x0.25)...	66

Tabla 3.8 Resultados de los momentos resistente nominales M_n y momento actuante ultimo M_u de la viga principal.....	67
Tabla 3.9 Resultados de los momentos resistente nominales M_n y momento actuante ultimo M_u de la viga secundaria.....	69
Tabla 3.10 Resultados de los momentos resistente nominales M_n y momento actuante ultimo M_u de la viga amarre.....	70
Tabla 3.11 Resultados de los elementos estructurales del Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores	70
Tabla 3.12 Resultados del parámetro de tipo de organización del sistema resistente	72
Tabla 3.13 Modos de vibración del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.....	72
Tabla 3.14 Determinación del sistema estructural con sismo dinámico en el eje X-X.....	75
Tabla 3.15 Determinación del sistema estructural con sismo dinámico en el eje Y-Y.....	75
Tabla 3.16: Momento de inercia y módulo de sección de las columnas.....	76
Tabla 3.17 Resultados del parámetro de resistencia convencional.....	77
Tabla 3.18 Resultados del parámetro de resistencia convencional.....	79
Tabla 3.19 Resultados del parámetro de posición del edificio y cimentación.....	81
Tabla 3.20 Desplazamientos de los diafragmas en el sentido X.....	82
Tabla 3.21 Desplazamientos de los diafragmas en el sentido Y	82
Tabla 3.22 Resultados del parámetro de diafragma horizontal(entrepiso)	83
Tabla 3.23 Resultados del parámetro de separación entre líneas resistentes	84
Tabla 3.24 Resultados del parámetro de tipo de cubierta	86
Tabla 3.25: Evaluación de tabiques	87
Tabla 3.26 Resultados del parámetro de elementos no estructurales.....	87
Tabla 3.27 Resultados del parámetro de estado de conservación	88
Tabla 3.28 Desplazamientos relativos de entre piso	90

Tabla 3.29 Resultados del parámetro de configuración en planta	91
Tabla 3.30 Rigidez de la Columna Total y de la Columna Corta	92
Tabla 3.31 Peso efectivo del bloque I.....	92
Tabla 3.32 Peso efectivo del bloque II.....	93
Tabla 3.33 Peso efectivo de la escalera.....	93
Tabla 3.34 Discontinuidad en los sistemas resistentes	93
Tabla 3.35 Resultados del parámetro de configuración en elevación.....	94
Tabla 3.36 Resultado total de todos los parámetros evaluados para encontrar el grado de vulnerabilidad sísmica de Benedetti – Petrini.....	95

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.2 Sección rectangular de concreto simplemente reforzado.	36
Figura 2.3 Sección rectangular de concreto doblemente reforzado.....	38
Figura 2.4 Sección rectangular de concreto armado sometida a flexo compresión.....	40
Figura 2.5 Esquema de columna típica.....	41
Figura 2.6 Esquema de alturas de la columna total y columna corta.	43
Figura 2.7: Fallas estructurales en los sistemas de pórticos resistentes a momento.....	44
Figura 3.1 Mapa de la ubicación de la región de Cajamarca	48
Figura 3.2 Mapa de la ubicación de la provincia de Jaén	48
Figura 3.3 Mapa de la ubicación del distrito de Jaén.....	49
Figura 3.4 Plano de ubicación de la I.E. 16003 Miraflores	50
Figura 3.5 Imagen de la I.E. 16003 Miraflores y sus respectivos bloques de Aulas.	51
Figura 3.6 Reconocimiento de la edificación que se va investigar.....	52
Figura 3.7 Verificación de agrietamientos de la estructura.....	52

Figura 3.8: Recolección de datos	53
Figura 3.9: Plano referencial del pabellón III	55
Figura 3.10 Verificación de ambientes y de dimensiones	56
Figura 3.11 Detalle de acero de la columna ELE	59
Figura 3.12 Diagrama de interacciones (a), (b) de la columna ELE (0.45x0.60x0.25x0.30) en las direcciones X y Y, con los resultados obtenidos por el programa ETABS v17	61
Figura 3.13 Detalle de acero de la columna TEE	62
Figura 3.14 Diagrama de interacciones (a), (b) de la columna TEE (1.00x0.45x0.25x0.30) en las direcciones X y Y, con los resultados obtenidos por el programa ETABS v17	63
Figura 3.15 Detalle de acero de la columna-3.....	64
Figura 3.16 Diagrama de interacciones (a) y (b) de la columna rectangular (0.50 x 0.25) en las direcciones X y Y, con los resultados obtenidos por el programa ETABS v17	66
Figura 3.17 Esquema de viga principal del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.....	67
Figura 3.18 Secciones de la viga principal del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.....	67
Figura 3.19 Esquema de la viga principal del pabellón III	68
Figura 3.20 Sección única de la viga secundaria	68
Figura 3.21 Esquema de la viga Amarre del pabellón III.....	69
Figura 3.22 Sección única de la viga de amarre	69
Figura 3.23 Configuración en planta de los elementos resistentes pabellón III teniendo dos bloques con la misma configuración.	71
Figura 3.24 Configuración en planta de elementos resistentes de la escalera	71
Figura 3.25 Definición de carga sísmica estática en la dirección X.....	74
Figura 3.26 Definición de carga sísmica estática en la dirección Y.....	74
Figura 3.27 Modelamiento sísmico del pabellón III	77
Figura 3.28 Cimentación existente	80

Figura 3.29 Plano topográfico del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.....	81
Figura 3.30 Medición de apoyos laterales.....	84
Figura 3.31 Medida según plano.....	84
Figura 3.32 Cubierta de Aligerado.....	85
Figura 3.33 Conexión de la cubierta con el sistema resistente.....	86
Figura 3.34 Cantidad de acero requerido para las viguetas en las losas aligeradas.....	86
Figura 3.35 Agrietamiento Patio del Pabellón III.....	88
Figura 3.36 Configuración en planta del bloque 1 y 3 que tienen la misma medida por eso represente en una sola figura	89
Figura 3.37 Configuración en planta de la escalera que funciona como bloque independiente.....	89
Figura 3.38 Sismo en el eje “Y”	91
Figura 3.39 Sismo en el eje “x”	91
Figura 4.1 (a) (b) (c) Verificando las dimensiones de las columnas del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores	97
Figura 4.2 (a) (b) Verificando deflexiones en las vigas del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores	98
Figura 4.3 (a) (b) Realización de ensayo de estudio de mecánica de suelos y levantamiento topográfico del lugar.....	100
Figura 4.4 Elementos no estructurales.....	102
Figura 4.5 (a) (b) (c) Verificación del estado de conservación del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores	103
Figura 4.6 Agrietamiento de falla de columna corta	105
Figura 2.8 Relación geométrica entre foco y sitio	116

RESUMEN

La investigación se realizó con la finalidad de conocer el grado de vulnerabilidad sísmica del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores del distrito de Jaén- Cajamarca, ya que la edificación presenta algunas características desfavorables que pueden ser perjudiciales al momento de presentarse un sismo severo como es la longevidad de la edificación, topografía accidentada, sistema estructural inadecuado y un mal estado de conservación. El procedimiento se basó en el método de Benedetti y Petrini, para estructura de concreto armado teniendo como información principal el expediente técnico, del cual se ha tomado las especificaciones de todos los materiales utilizados en el proceso constructivo lo cual se obtuvieron resultados como: buenos elementos estructurales tanto en columnas como en vigas que cumplen con el área de acero necesario para un diseño sismorresistente, un suelo ML de baja resistencia a la compresión debido a que su capacidad portante de 0.75kg/cm^2 es menor que la carga que trasmite las zapatas aisladas al suelo de 1.0 kg/cm^2 además la edificación se encuentra construida encima de ladera que puede presentar deslizamientos al momento de un sismo, el aligerado no cuenta con el acero necesario de diseño, la tabiquería es inestable ya que el momento resistente M_r es menor que el momento actuante M_s , la estructura presenta algunas fisuras en elementos no estructurales como también en elementos estructurales, , y puede presentar falla de columna corta debido a no tener juntas que ayude a desplazar libremente a las columnas, todo en conjunto generan un índice vulnerabilidad sísmica de 25%. En conclusión, el pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores, presenta una vulnerabilidad sísmica media debido a sus condiciones.

Palabras claves: Vulnerabilidad sísmica, índice de vulnerabilidad, peligro sísmico, y riesgo sísmico.

ABSTRACT

The investigation was carried out with the purpose of knowing the degree of seismic vulnerability of pavilion III of the I.E. 16003 Miraflores in the district of Jaén-Cajamarca, since the building has some unfavorable characteristics that can be detrimental at the time of a severe earthquake, such as the longevity of the building, uneven topography, inadequate structural system and a poor state of conservation. The procedure was based on the method of Benedetti and Petrini, for a reinforced concrete structure having as main information the technical file, from which the specifications of all the materials used in the construction process have been taken, which obtained results such as: good elements structural both in columns and beams that meet the steel area necessary for an earthquake-resistant design, a low compressive strength ML soil because its bearing capacity of 0.75kg/cm^2 is less than the load transmitted by isolated footings to the ground of 1.0 kg/cm^2 In addition, the building is built on top of a slope that can present landslides at the time of an earthquake, the lightened does not have the necessary design steel, the partition is unstable since the resistant moment M_r is less than the current moment M_s , the structure presents some cracks in non-structural elements as well as in structural elements, , and it can present short column failure due to not having joints that help to move the columns freely, all together it generates a seismic vulnerability index of 25%. In conclusion, Pavilion III of the I.E. 16003 Miraflores, presents a medium seismic vulnerability due to its conditions.

Keywords: Seismic vulnerability, vulnerability index, seismic hazard, and seismic risk.

1 CAPITULO I: INTRODUCCION

La I.E. 16003 Miraflores es un centro educativo de más de 50 años de vida institucional donde hay 4 pabellones que albergan a estudiantes, profesores, personal administrativo y auxiliar; de los cuales se sabe que ningún de los pabellones cuenta con un estudio de vulnerabilidad sísmica que informe a la población del riesgo que puede originar si este es vulnerable a un sismo, es por esto que desarrollo la investigación de vulnerabilidad sísmica utilizando el método de Benedetti y Petrini al Pabellón III donde encuentro el grado de vulnerabilidad sísmica a través de sus 11 parámetros de calificación que nos da el método adaptado a nuestra NTE.030 -2018, los cuales tengo tres aspectos, un aspectos estructurales como (tipo de organización del sistema resistente y resistencia convencional), un aspectos constructivos como (calidad del sistema resistente, posición del edificio y la cimentación, diafragmas horizontales, separación de líneas resistentes, tipo de cubierta, elementos no estructurales, y estado de conservación) . y un aspecto geométrico como (configuración en planta y configuración en elevación).

Los orígenes de los sismos, conlleva a estudiar la parte interna de la tierra que es donde ocurre este proceso de liberación de energía debido a la plasticidad y rigidez de sus capas Astenosfera (parte plástica) y Litosfera (parte rígida) que son el origen de la Tectónica de Placas y estas al colisionar liberan energía convirtiéndolas en ondas sísmicas que producen los sismos en el mundo, además se sabe que la zona del Pacífico concentra gran cantidad de fricción de placas es por eso que esta zona se le conoce como el Cinturón del fuego debido a la mayor ocurrencia de sismos en el mundo.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las Instituciones Educativas en la ciudad de Jaén como en la mayoría de ciudades del Perú no tiene estudios de vulnerabilidad sísmica necesarios para dar a conocer a la población del riesgo que tiene la estructura en caso de ocurrir un sismo severo, ya que el Perú es un país altamente sísmico debido a que estamos en una zona conocida como “el cinturón de fuego del pacífico” donde se produce el 80% de los sismos en el mundo; y donde se han presentado muchas catástrofes a lo largo de su historia debido a que estas no presentan análisis y diseño sísmico adecuado en su mayoría; y que sumado un mal proceso constructivo estos terminan desplomados o con daños irreparables causando pérdida de vidas humanas y pérdidas económicas (Seiner, 2017).

El pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores es una edificación esencial (A2), que tiene dos sistemas estructurales, en el eje X es un sistema aporticado y en el eje Y un sistema Albañilería confinada que de acuerdo a la NTE.030 del MVCS (2018) solo se permite la realización de estructuras de tipo SCBF, EBF, sistema dual, muros de concreto armado, y sistema de albañilería armada, lo cual no cumple para el eje X que es un sistema aporticado. También se tiene data de fuertes sismos que han ocurrido en la ciudad de Jaén como el del 14 de mayo de 1928, que destruyó el templo, la casa municipal y todas las viviendas de adobe de esa época (INDECI - PNUD, 2005); y reciente mente el sismo ocurrido en la localidad de Lagunas y Yurimaguas el 2019 con una escala de Mercalli Modificada 8.0 de magnitud (IGP, 2019), que trajo daños a las estructuras tanto en edificaciones esenciales (A), edificaciones importantes (B), y en edificaciones comunes (C), de la ciudad de Jaén.

La I.E. 16003 Miraflores ubicada en el departamento de Cajamarca, provincia de Jaén, distrito de Jaén es una edificación que presenta algunas características desfavorables que pueden ser perjudiciales al momento de presentarse un sismo severo debido a que es una edificación antigua, tiene una topografía accidentada, y se encuentra en un mal estado de conservación, esto nos lleva a estudiar el pabellón III de dicha Institución Educativa debido a la importancia que tiene realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica en una edificación esencial (A2), y con esto informar a la población sobre su comportamiento sísmico y si esta es segura para poder buscar

algunos mecanismos que permitan reducir ciertos daños que se pueda suscitar al momento de un sismo.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el grado vulnerabilidad sísmica del Pabellón III la I.E. 16003 Miraflores del distrito de Jaén-Cajamarca?

1.3 HIPÓTESIS

La vulnerabilidad sísmica del Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores tiene un grado alto, debido a su mal estado actual de sus elementos estructurales, posición de la edificación y cimentación mala, falta de mantenimiento, y antigüedad de la edificación.

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se justifica debido a que El Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores presenta ciertas características que pondrían en peligro a la edificación en caso de un evento sísmico severo y estas son las siguientes:

Presenta agrietamientos en sus elementos estructurales siendo estos los que dan soporte a la estructura para mantenerse en pie, tiene una topografía accidentada que le hace vulnerable a deslizamientos, es una edificación con 10 años de antigüedad diseñada con una normativa antigua E.030-2003 que ha sido remplazada por una nueva E.030-2018 debido a las fallas presentadas con respecto a las construcciones que se hicieron con esta norma, presenta un mal proceso constructivo debido a que no se ha realizado la construcción como se indica en las especificaciones técnicas, edificación presenta filtraciones de aguas pluviales debido a la falta de sumideros en la Azotea para evacuar las aguas pluviales, no tiene mantenimiento rutinario la edificación. Además se justifica porque la ciudad de Jaén ha tenido muchos sismos a lo largo de su historia, Uno de los sismos más fuertes que ha registrado la ciudad de Jaén fue el del 14 de mayo de 1928, que destruyó el templo, la casa municipal y todas las viviendas de adobe; y reciente mente el sismos más fuerte que ha tenido el pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores en su vida útil ocurrió como

epicentro en la localidad de Lagunas ubicada en el departamento de Loreto con una magnitud 8.0 , que se expandió por muchas regiones del país y una de ellas la Ciudad de Jaén generando algunos daños en nuestra estructura.

Es por esto que la edificación puede ser vulnerable ante un evento sísmico severo por ello de la importancia de este estudio que ayude a advertir de los riesgos que corre las personas que concurren a esta edificación para poder así prevenir desastres como la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas, etc.

1.5 ALCANCES O DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación se realizó en el pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores, ubicada en la provincia de Jaén que pertenece al departamento de Cajamarca, desarrollando una investigación descriptiva, a través del método de índice de vulnerabilidad sísmica de Benedetti y Petrini lo cual da 11 parámetros de aspectos estructurales, aspectos constructivos y aspectos geométricos de la edificación, que dará a conocer a la población sobre el grado de vulnerabilidad sísmica que puede presentar ante un evento sísmico.

El período de investigación comprende desde el mes de abril del 2021 al mes de enero del 2022 y los procedimientos que se utilizaran forman parte del método de Benedetti y Petrini como son ensayos de laboratorio, inspección, calculo y encuestas; adaptándose a la normativa peruana especialmente la NTE.030 -2018 de diseño sismo resistente que da los parámetros mínimos para una construcción antisísmica.

LIMITACIONES

La investigación se realizó en una época de pandemia donde se tuvo muchas dificultades para obtener la información y tramitar en los tiempos establecidos en el cronograma del plan de tesis, es por eso que no se pudo obtener cierta información como, informes finales de obra, cronogramas, valorizaciones, facturas, cuaderno de obra, etc. Debido a que las personas encargadas de esta información no podían exponerse al público.

No se pudo contar con algunos ensayos por ser de margen destructivos es por eso que se procedió a utilizar las características de los materiales proporcionadas por el expediente técnico y por los resultados de los ensayos usados en la construcción de la edificación.

1.6 OBJETIVOS:

1.6.1 Objetivo Principal:

- Determinar el Grado Vulnerabilidad Sísmica Aplicando el Método Italiano o de Benedetti y Petrini en el Pabellón III de la I.E 16003 Miraflores del Distrito de Jaén-Cajamarca.

1.6.2 Objetivos Específicos:

- Determinar Aspectos Estructurales de Tipo de organización del sistema Resistente y Resistencia Convencional.
- Evaluar Aspectos Constructivos de Calidad del Sistema Resistente, Posición del Edificio y la Cimentación, Diafragmas Horizontales, Separación de Líneas Resistentes, Tipo de Cubierta, Elementos no Estructurales, y Estado de Conservación.
- Analizar Aspectos Geométricos de Configuración en Planta y Configuración en elevación

2 CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.

2.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS:

2.1.1 Antecedentes internacionales:

Cázares (2015), en su tesis titulado estimación de la vulnerabilidad sísmica para estructuras de mampostería considerando la calidad de la supervisión-México de la Universidad Nacional Autónoma de México , se obtuvo la vulnerabilidad a través de daño esperado en función de la amenaza sísmica dada por pseudoaceleración obtenido por un análisis dinámico incrementado(IDA) para tres tipos de parámetros 1) el tipo de mortero definido por resistencia, 2) el espesor de junta entre piezas de mampostería y 3) la variación de la resistencia del concreto en cadenas y castillos, con esto se piensa dar las bases para estimar la variación de la demanda sísmica, como se ha venido desarrollado y comparar la resistencia de materiales ya construidos con lo hecho en el diseño.

Picon y Vargas (2011), en su trabajo de tesis titulado evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la sede principal del Colegio de Santander en Bucaramanga – Colombia de Universidad Industrial de Santander, se evaluó la vulnerabilidad sísmica a través de una inspección del estado estructural, realizando también estudios como escaneo de las barras de refuerzo, ensayo de vibración, se utilizó el programa SAP 2000, donde se obtuvo que la edificación presenta fisuras en el hormigón, descascara miento, humedades, exposición del acero, además del alto grado de deterioro debido que es una edificación del año 1984, su módulo de elasticidad del concreto debería ser reducido en 20%, poca capacidad resistente ante acciones horizontales esto lo hace una edificación sea altamente vulnerable a un sismo.

2.1.2 Antecedentes nacionales:

Mosqueira (2012), en su trabajo de tesis para optar para el grado de doctor titulado riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca, de la Universidad Nacional de Trujillo, define que las edificaciones de ingeniería civil están

edificadas sobre un suelo de baja resistencia y que la mayoría de ellas están deterioradas debido a la antigüedad de éstas. Y desarrollando su método de vulnerabilidad encontró que las edificaciones de Ingeniería presentan un alto riesgo sísmico debido que tenemos fallas como de columna corta, tabiques que colapsaran debido a la falta de elementos de arriostre, dando a saber a la población que los edificios de la facultad de Ingeniería Civil tendrían un posible colapso y esto puede suceder en las demás edificaciones debido a la similitud de sistema estructural de éstas de edificación.

Fernandez y Párraga (2013), en su trabajo de tesis titulado vulnerabilidad sísmica de centros educativos de Huancayo Metropolitano-Huancayo de la Universidad Nacional del Centro del Perú, investigó la historia sísmica de la localidad, su peligro sísmico y aspectos geológicos y geotécnicos utilizando metodologías como el ATC-21y el programa computacional ETABS v9.5, donde Se obtuvo que los módulos de los centros educativos tienen en común ciertas características como sistemas estructurales, número de pisos y antigüedad con una calificación de mala además de encontrarse las irregularidades más resaltantes e incidentes en el comportamiento sísmico de las edificaciones, se obtuvo que de un total de 404 módulos del cual el 17% es altamente vulnerable a un sismo , 69% es vulnerable a un sismo y 14% no es vulnerable a un sismo.

Alvarez, y Pulgar (2019), en su trabajo de tesis titulado análisis de vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares públicos en el distrito de Villa María del Triunfo mediante el método Índice de Vulnerabilidad (Fema p-154) y su validación mediante cálculo de distorsiones laterales-Lima de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Evaluó la vulnerabilidad sísmica mediante un método cualitativo para ver la vulnerabilidad de las estructuras y un método cuantitativo como es el FEMA P-154, donde se determinó que el 40% total de las estructuras analizadas no son vulnerables de los cuales 12.6% son estructuras de concreto armado y las otras prefabricadas de madera, el 31% del total de módulos son vulnerables puesto que tendrían daños estructurales moderados, y el 29% de las construcciones son muy vulnerables., otro dato a tener en cuenta es que las construcciones de este distrito de Lima se construyeron con la norma sismo resistente peruana del año 1997, de esto podemos concluir que las dos metodologías pueden dar resultados similares por lo que la metodología cualitativa puede ser efectiva y según estos datos los colegios públicos de Villa María del Triunfo no serían suficientes para refugiar a más de 300, 000 habitantes, ya que el 60% de las estructuras son vulnerables.

2.1.3 Antecedentes locales:

Ramos (2018), en su trabajo de tesis titulado evaluación estructural del bloque A1 de la I.E. Emblemática Jaén de Bracamoros, provincia de Jaén-Cajamarca de la Universidad Nacional de Cajamarca. Verificó el comportamiento estructural del bloque A1 de la Institución Educativa Jaén de Bracamoros, que se comporta adecuadamente ante el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral aplicado en ambas direcciones X y Y, además satisfacen las condiciones de diseño de concreto armado $\phi R_n > R_u$ con lo establecido por la norma, y respecto a la resistencia de muros de albañilería soportan la carga axial de la estructura, dando a conocer que la I.E. Emblemática Jaén de Bracamoros esta correctamente diseñada.

Marín (2014), en su trabajo de tesis titulado determinación de la vulnerabilidad sísmica de los pabellones 1 y 2 de la I. E. Estatal Ramón Castilla y Marquesado del distrito de Jaén – Cajamarca de la Universidad Nacional de Cajamarca. realizó el estudio de vulnerabilidad sísmica porque este se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica, tiene un suelo de baja resistencia y sus pabellones en su mayoría son longevos y defectuosos se utilizando el Método de Benedetti y Petrini que es el que mejor se adapta a estos parámetros donde se obtuvo que el pabellón 1 y 2 tiene vulnerabilidad sísmica alta y media debido a la mala calidad de sus sistemas resistentes, mala calidad de su mampostería, uso de normativa antigua desfasada, presenta desplazamientos relativos de entre piso excesivos a los permitidos, falla de columna corta , inestabilidad de tabiques y regular estado de conservación de la estructura el cual todo ello puede hacer que el pabellón pueda colapsar en un evento sísmico severo.

2.2 BASES TEÓRICAS:

2.2.1 Sismicidad

Esta definición se entiende por procesos de fenómenos naturales que se dan debido al origen tectónico de placas que generan los sismos en el mundo, la zona geográfica es muy importante ya que hay lugares donde no es muy frecuente estos fenómenos y lugares donde es muy frecuente como el Perú que es un país que se ubica en una zona altamente sísmica conocida

también como el Cinturón del Fuego del pacifico donde ocurren más del 80% de los sismos en el mundo lugar que tiene una extensión de desde las costas americanas a las costas asiáticas ribereñas al océano pacifico donde las placas tectónicas colisionan y se generan los sismos y terremoto (Seiner,2017).

2.2.2 Los terremotos

Un terremoto es un movimiento telúrico de gran envergadura debido a la colisión de placas tectónicas ya que éstas se encuentran en constante movimiento debido a la zona plástica y rígida de las capas de la tierra que al momento de colisionar liberan energía y estas a su vez presenta una vibración con movimiento de la tierra que forman ondas sísmicas que se propagan por toda la superficie (Tavera, 1993).

2.2.3 Peligrosidad sísmica

Hablamos de peligrosidad sísmica a los efectos que causan los terremotos en el lugar donde se registra este movimiento telúrico estos efectos vienen representados por la aceleración, velocidad, desplazamiento o por los daños causados en el lugar y para su evaluación es necesario conocer desde la emisión de ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan el lugar de catástrofe (Yépes , Barbat, y Canas, 1995).

2.2.4 Método del índice de vulnerabilidad

En la definición de vulnerabilidad sísmica Ugel (2015) señala que vulnerabilidad está referida y se aplica a la susceptibilidad que tiene una edificación de sufrir cierto grado de daño y afectación como consecuencia de la acción de un evento sísmico de determinadas características. En cuanto al grado de daño el nivel deteriorado físico que la edificación puede sufrir, es de una perturbación funcional. Cualitativamente el daño sísmico se presenta como dos tipos: el daño estructural y el daño no estructural. En cuanto al daño sísmico no estructural se refiere a todos los elementos que no forman parte de del sistema resistente de la edificación como tabiques muros y otros que no componen la estabilidad de la edificación, en cuanto a lo estructural es a toda la

estructura que cumple la función de estabilizar la edificación, como son cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas.

Cuando hablamos de Vulnerabilidad sísmica entonces hablamos del grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos para ver un resultado de una ocurrencia sísmica que fuera desastrosa en un futuro, esto se entiende como un posible daño que ocasiona un sismo a la capacidad sismo resistente de una estructura es por este motivo que se define como la acción y el daño que provoca a la estructura (Marín, 2014).

2.2.5 Método de Benedetti y Petrini (método Italiano-1982)

Existen muchas metodologías para conocer la vulnerabilidad sísmica de una edificación distintos autores a lo largo de todos estos años han experimentado diferentes metodologías una de ellas es el método del índice de vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1982) de lo cual se aplicará para conocer el grado de vulnerabilidad de la edificación del pabellón III de I.E. Miraflores 16003.

Propuesta por un grupo de investigadores italianos en 1982, que fue desarrollada a partir de la información de daño en edificios provocados por terremotos desde 1976. A partir de esta información se elaboró una gran base de datos con el índice de vulnerabilidad de cada edificio y el daño sufrido por terremotos de determinada intensidad.

La metodología se desarrolló para las tipologías de “mampostería no reforzada” (albañilería confinada) y “hormigón armado” (concreto armado), poniendo un especial interés en la segunda debido a que nuestra estructura será de concreto armado de un sistema aporticado.

2.2.5.1 Índice de vulnerabilidad para estructuras de mampostería no reforzada

Índice de vulnerabilidad sísmica nos referimos a un método de clasificar de manera subjetiva los parámetros más relevantes que controlan los daños estructurales, y este índice se relaciona directamente con el grado de vulnerabilidad de la edificación y permite evaluar de manera rápida y sencilla los daños que provocara un sismo (Avanto y Cardenas, 2015).

$$I_V = \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \dots \dots \dots (1)$$

Tabla 2.1. Escala numérica del índice de vulnerabilidad I_v de los edificios de mampostería no reforzada (Benedetti and Petrini, 1984)

i	Parámetros	Ki.A	Ki.B	Ki.C	Ki.D	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.0
2	Calidad del sistema resistente	0	5	20	45	0.25
3	Resistencia convencional	0	5	20	45	1.5
4	Posición del edificio y cimentación	0	5	20	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	20	45	1.0
6	Configuración en planta	0	5	20	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	20	45	1.0
8	Separación Máxima entre muros	0	5	20	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	5	20	45	1.0
10	Elementos no estructurales	0	5	20	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	20	45	1.0

FUENTE: Memoria de la tesis de doctorado en Ingeniería sísmica y dinámica estructural titulado “evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas” de Ulises Mena H. (2022)

Este método identifica los parámetros más importantes que controlan el daño de una edificación debido a la ocurrencia de un terremoto y estos son los estudios de la configuración en planta y elevación, el tipo y calidad de los materiales utilizados, a la posición y la cimentación del edificio, la disposición de los elementos estructurales, así como el estado de conservación de la estructura. Estos parámetros en una escala numérica K_i de acuerdo a su calidad (de A, optimo; C o D desfavorables, con un peso W_i , se tiene el resultado final de la calidad estructural o vulnerabilidad sísmica (Avanto y Cardenas, 2015).

2.2.5.2 Funciones de vulnerabilidad simulada para edificios de hormigón armado (concreto armado) metodología a utilizar para el análisis de vulnerabilidad del pabellón III de I.E. Miraflores 16003.

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de hormigón armado, se utiliza un procedimiento similar al explicado anteriormente. Primero, se elabora una tabla similar a la propuesta para los edificios de mampostería considerando las características más importantes que influyen en el comportamiento sísmico de las estructuras, sin embargo, en este caso se asignan solamente tres calificaciones a diferencia de las cuatro propuestas para los edificios de mampostería (Lantada , 2007).

$$I_v = \frac{100 \sum_{i=1}^{11} K_i W_i + 1}{34} \dots \dots \dots (2)$$

Tabla 2.2 Puntaje de Clases y Pesos Utilizados para Estructuras de Hormigón Armado (concreto Armado)

N°	Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi
			A	B	C	
1	Organización del sistema resistente	Calidad de líneas Resistentes	0	1	2	2.00
		Configuración en planta de las Líneas resistentes	0	1	2	2.00
2	Calidad del sistema resistente	Calidad del tipo de mampostería	0	1	2	1.00
3	Resistencia Convencional	Uso de normativa antisísmica (según año)	-1	0	1	0.30
		Momento de inercia y módulos de sección en columnas	-1	0	1	0.50
		Número de pisos de la edificación	-1	0	1	0.20
4	Posición del edificio y cimentación.	Condiciones y pendiente del terreno	0	1	2	1.00

5	Diagrama horizontal (entrepiso)	Según deformabilidad y conexión con los elementos resistentes	0	1	2	1.00
6	Configuración en planta	Esquinas entrantes	0	1	2	0.60
		Torsión	0	1	2	0.40
7	Configuración en elevación	Columna corta	0	1	2	0.60
		Irregularidades verticales en masa	0	1	2	0.50
		Discontinuidad en los sistemas resistentes	0	1	2	0.90
8	Separación entre líneas resistentes	Distancia máxima entre líneas resistentes	0	1	2	1.00
9	Tipo de cubierta	Estado de conservación	0	1	2	0.40
		Conexión con la estructura	0	1	2	0.60
10	Elementos no estructurales	Estabilidad de los tabiques	0	1	2	1.00
11	Estado de Conservación	Estado actual de la estructura	0	1	2	2.00

Fuente: Alvayay Barrientos 2013.

Y con la siguiente tabla se realiza el grado de vulnerabilidad:

Tabla 2.3 Índice de vulnerabilidad de un edificio de hormigón armado

	<i>Vulnerabilidad</i>	<i>Porcentaje (%)</i>
<i>A</i>	<i>Baja</i>	<i>0-15</i>
<i>B</i>	<i>Media</i>	<i>15-35</i>
<i>C</i>	<i>Alta</i>	<i>35-94</i>

Fuente: Alvayay Barrientos 2013.

2.2.6 Parámetros de análisis de la norma sismorresistente (E.030)

2.2.6.1 Zonificación

Según la NTE E.030 del MVCS (2018) nuestro país se encuentra zonificado en cuatro zonas que distinguen el nivel de actividad sísmica siendo la zona 1 la menos propensa a un sismo y la zona 4 la más propensa a un evento sísmico, esta zonificación.

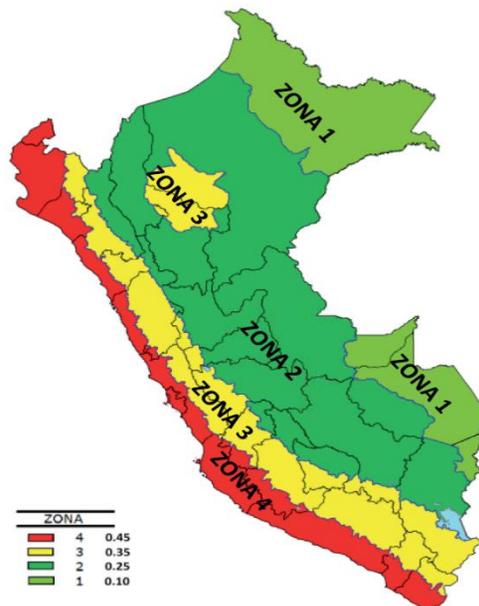


Figura 2.1 Mapa de zonificación sísmica

Fuente: Norma técnica E.030-2018

Tabla 2.4 Factores de Zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma técnica E.030-2018

Un diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños de la propiedad.

2.2.6.2 Perfiles de suelo

Según la NTE.030 del MVCS (2018) la clasificación de los perfiles del suelo se obtiene a través de la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (\bar{V}_s), y el promedio ponderado N60 que se obtiene del ensayo (SPT) o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos.

Tabla 2.5 Resumen valores típicos para los distintos tipos de perfiles

CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	$> 1500m/s$		
S_1	$500m/s - 1500m/s$	> 50	$> 100kPa$
S_2	$180 m/s - 500 m/s$	$15 - 50$	$50Kpa - 100kpa$
S_3	$> 180 m/s$	< 15	$25kpa - 50kpa$
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma técnica E.030-2018

2.2.6.3 Parámetros de sitio (S , TL Y TP)

Según la NTE.030 del MVCS (2018) se tendrá que considerar para este parámetro de sitio las condiciones locales los valores del factor de amplificación del suelo S y los periodos TL y Tp en las siguientes tablas N° 2.7 y N° 2.8

Tabla 2.6 Factor de Suelo

FACTORES DE SUELO “S”

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma técnica E.030 -2018.

Tabla 2.7 De Periodos T_L y T_P

	PERIODOS T_P Y T_L			
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma técnica E.030 -2018

2.2.6.4 Factor de amplificación sísmica (C)

En el Artículo 14 de la NTE.030 del MVCS (2018) se tiene las características de sitio, que describe al factor de amplificación sísmica (C) de la siguiente forma:

$$T < T_P \quad C = 2,5 \dots \dots \dots (3)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5\left(\frac{T_P}{T}\right) \dots \dots \dots (4)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5\left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \dots \dots \dots (5)$$

El coeficiente C es un factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo.

Donde:

C: Facto de amplificación sísmica

T_P : Periodo que define la plataforma del factor (C)

T_L : Periodo que el inicio de la zona del factor (C) con desplazamiento contante

T: Periodo de vibración del edificio

2.2.6.5 *Período fundamental de vibración*

Según la NTE.030 del MVCS (2018) se tiene que el periodo fundamental de vibración se da con la siguiente fracción:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots \dots \dots (6)$$

Donde:

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

2.2.6.6 *Categorías de edificación y factor “U”*

El Artículo 15 de la NTE.030 del MVCS (2018) da la clasificación de cada estructura y según esta clasificación los edificios tendrán un factor de uso U, y para edificios con aislamientos sísmicos se considera el U=1.

Tabla 2.8 *Categoría de las edificaciones y factor “U”*

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTORES “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR

A Edificaciones Esenciales	<p>A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.</p> <p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como</p> <p>Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</p> <p>Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	- 1.5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.0
C Edificaciones Comunes	<p>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</p>	-
D Edificaciones Temporales	<p>Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.</p>	-

Fuente: Norma técnica E.030-2018

2.2.7 Requisitos generales de diseño sismorresistente

2.2.7.1 *Sistemas estructurales y coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)*

El Artículo 18 de la NTE.030 del MVCS (2018) da a conocer los sistemas estructurales de acuerdo a los materiales usados y el sistema que se utilizara para el análisis sísmico como se observa

en la tabla 2.10, Además si en la dirección de análisis sísmico se encuentra más de un sistema estructural se trabajara con el menor coeficiente R_0 por ser el más crítico.

Tabla 2.9 *Sistemas Estructurales*

SISTEMA ESTRUCTURALES	Coeficiente Básico de Reducción R(*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8
Pórticos intermedios Resistentes a Momentos	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	6
Porticos Especiales Concéntricamente	8
(SCBF)	6
Pórticos Ordinarios Concéntricamente	8
(OCBF)	
Pórticos Excéntricamente Arriostrados(EBF)	
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma técnica E.030-2018

Las estructuras que no presentan irregularidades los factores I_a y I_p será igual a 1,0.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \dots \dots \dots (7)$$

2.2.7.2 Estimación del peso (P)

El Artículo 26 de la NTE.030 del MVCS (2018) da a conocer cómo se calculará el peso (P) de la edificación según la categoría que tenga esta y para que se va a destinar.

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

2.2.7.3 Análisis estático

El Artículo 28 de la NTE.030 del MVCS (2018) da a conocer el método de análisis sísmico estático mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada piso de la edificación, este análisis estático se debe cumplir ciertos requisitos como utilizar este método en todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1 , en otras zonas sísmicas solo en estructuras regulares no más de 30 m de altura, y para estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada no más de 15 m de altura.

2.2.7.4 Fuerza cortante en la base

Se encuentra la cortante base para cada dirección con la siguiente formula del NTE.030 del (MVCS, 2018).

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \dots \dots \dots (8)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que altura

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \dots \dots \dots (9)$$

2.2.7.5 Distribución de la fuerza sísmica en altura

Se encuentra la distribución de las fuerzas sísmicas horizontales a nivel i con la siguiente fórmula de la NTE.030 del (MVCS, 2018).

$$F_i = a_i \cdot V \dots \dots \dots (10)$$

$$a_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^j} \dots \dots \dots (11)$$

Donde (n) es el número de pisos del edificio, (k) es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) , en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a NTE.030 del (MVCS, 2018):

- a) Para T menor o igual a 0.5 segundos: $k = 1$
- b) Para T mayor que 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2$

2.2.8 Análisis dinámico modal espectral

Todas las estructuras se pueden diseñar utilizando los resultados dinámicos de la combinación modal espectral de la NTE.030 del (MVCS, 2018).

2.2.8.1 Aceleración espectral

Se utiliza esta ecuación para las direcciones horizontales con un espectro inelástico de pseudoaceleraciones de la NTE.030 del (MVCS, 2018).

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot G \dots \dots \dots (12)$$

2.2.8.2 Fuerza cortante mínima

Según la NTE.030 del MVCS (2018) se debe analizar para cada dirección la fuerza cortante y saber que el primer entrepiso no podrá ser menor de 80% del valor calculado para estructuras

regulares, ni menor del 90% para estructuras irregulares, si en caso no cumpliera con dicho porcentaje mínimo, se deberá compensar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, con excepción de los desplazamientos.

2.2.9 Determinación desplazamientos laterales

En el artículo 31 de la NTE.030 del MVCS (2018) las estructuras regulares cumplen con cierto requisito que es multiplicar los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con 0.75 R para encontrar los desplazamientos laterales y para las estructuras irregulares los desplazamientos laterales se obtendrán multiplicando solo por 0.85 R los resultados del análisis lineal elástico. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R.

2.2.10 Desplazamientos laterales relativos admisibles

En el artículo 32 de la NTE.030 del MVCS (2018) se presenta la siguiente tabla 2.11 donde indica el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, este a su vez no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso(distorsión)

Tabla 2.10 Límite de Desplazamiento entre Piso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$\frac{\Delta_i}{h_{ei}}$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma Técnica E.030-2018

2.2.11 Requisitos de resistencia de vigas.

Para el diseño de las vigas se considera factores de carga a las cargas de servicio que ayudaran a que la estructura sea más segura e improbable que falle (Morales ,2012).

Para el diseño se debe optar por lo especificado por la norma, de Concreto Armado, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio NTE060 del (MVCS, 2009).

$$M_u = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$$

$$M_u = 1.25(M_{CM} + M_{CV}) \pm M_{CS} \dots \dots \dots (13)$$

$$M_u = 0.9M_{CM} \pm M_{CS}$$

Donde:

M_{CM} =Momento actuante por carga muerta.

M_{CV} =Momento actuante por carga viva.

M_{CS} = Momento actuante por carga de sismo.

M_u = Momento último actuante.

Para este diseño de vigas de sebe conocer cómo se encuentra la sección de una viga cuando es puesta en un estado de falla de los cuales se ilustra en la siguiente figura 2.7 de (Morales,2012).

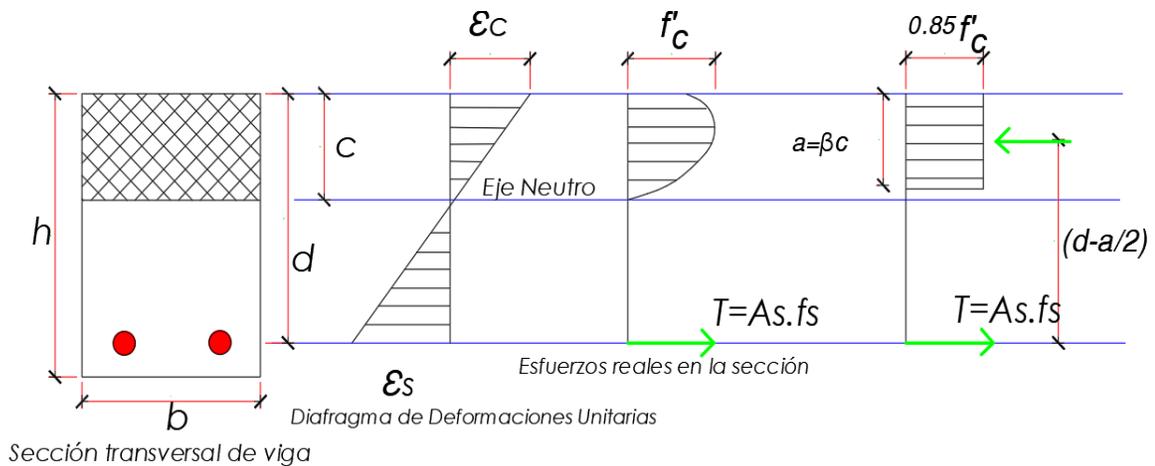


Figura 2.2 Sección rectangular de concreto simplemente reforzado.

Fuente: Libro de Diseño de concreto Armado (Morales, 2012)

Si hacemos equilibrio a la sección tenemos lo siguiente:

$$C_c = T \dots \dots \dots (14)$$

$$0.85 = f'c * b * a \dots \dots \dots (15)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c (b)} \dots \dots \dots (16)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \dots \dots \dots (17)$$

Donde “a” representa la profundidad de la sección semejante en compresión del concreto, veremos que el valor de “fs” necesita de la deformación alcanzada por el acero siendo mayor su esfuerzo de fluencia “fy” (Morales,2012).

Y el momento nominal Resistente de esta sección se encuentra con esta ecuación.

$$M_n = 0.85 f'c . b . a \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (17)$$

Dónde:

- Mn= Momento nominal resistente.
- F'c= Resistencia a compresión del concreto.
- b= ancho de la sección.
- d=Peralte efectivo.
- a=altura del bloque de compresión.

Se elaboran este tipo de vigas doblemente reforzada cuando hay algunas limitaciones arquitectónicas, de predimensionamiento o otras, ya que el momento que se le aplica no es capaz de resistir dicha sección, aunque estas contengan cuantías máximas es por eso que diseñar vigas doblemente reforzadas da una mayor ductilidad al momento de una compresión en la sección que si se realiza con una sección simplemente reforzada (Morales,2012).

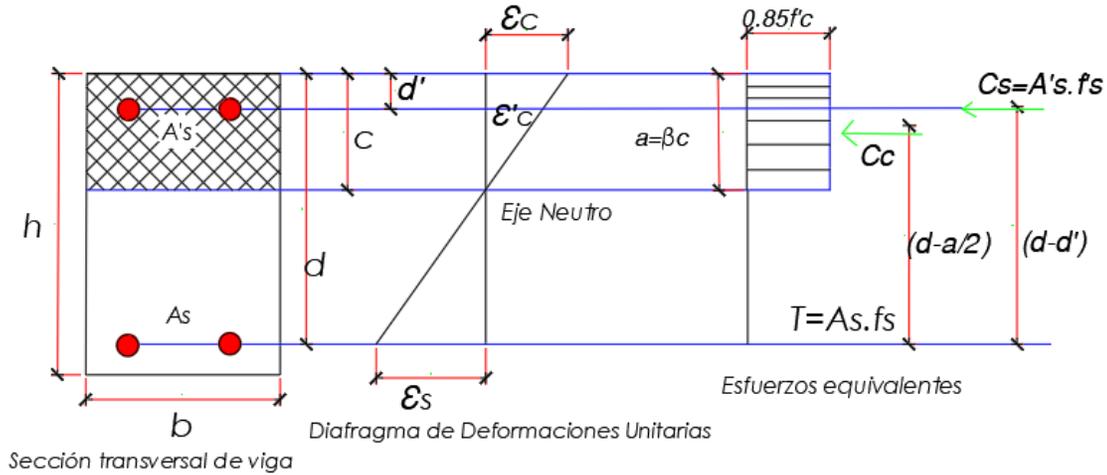


Figura 2.3 Sección rectangular de concreto doblemente reforzado

Fuente: Libro de Diseño de concreto Armado (Morales, 2012)

La altura del bloque de compresión para secciones doblemente reforzadas se encuentra con la siguiente ecuación (Morales,2012).

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A's \cdot f's}{0.85 f'c \cdot b} \dots \dots \dots (18)$$

Y el momento nominal Resistente de esta sección se encuentra con esta ecuación (Morales, 2012).

$$Mn = A's \cdot f's(d - d') + 0.85 f'c \cdot b \cdot a \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (19)$$

Dónde:

Mn=Momento nominal resistente

f's= Esfuerzo del acero en compresión

fs=Esfuerzo del acero en tracción

f'c= Resistencia a compresión del concreto

As=Acero en tracción.

A's=Acero en compresión

b = Ancho de la sección

d=Peralte efectivo

d´= Peralte efectivo del acero en compresión

Finalmente, para determinar si las secciones de vigas existentes son las adecuadas se utilizó la siguiente fórmula (Morales,2012).

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} \dots \dots \dots (20)$$

Dónde:

Mn=Momento nominal resistente.

0.9Mn= Momento último resistente.

Mu= Momento último actuante.

Luego se concluye en las siguientes relaciones (Morales,2012):

- Si $0.9 Mn \geq Mu$, la sección de viga es la adecuada
- Si $0.9 Mn < Mu$, la sección de la viga es inadecuada

2.2.12 Requisitos de resistencia de columnas

Las columnas son elementos estructurales que trabajan a compresión, y de acuerdo a la ubicación en el sistema estructural también soporta solicitaciones a flexión, corte y torsión, se realiza las siguientes ecuaciones para el diseño de éstas (Morales,2012):

$$\phi Pn = 0.8\phi[0.85f'c(Ag - Ast) + Ast.fy] \dots \dots \dots (21)$$

Dónde:

ϕPn = Resistencia de diseño

$f'c$ = Esfuerzo del concreto a compresión

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

A_g = Área total de la sección transversal

A_{st} =Área total del refuerzo en una sección (Acero necesario)

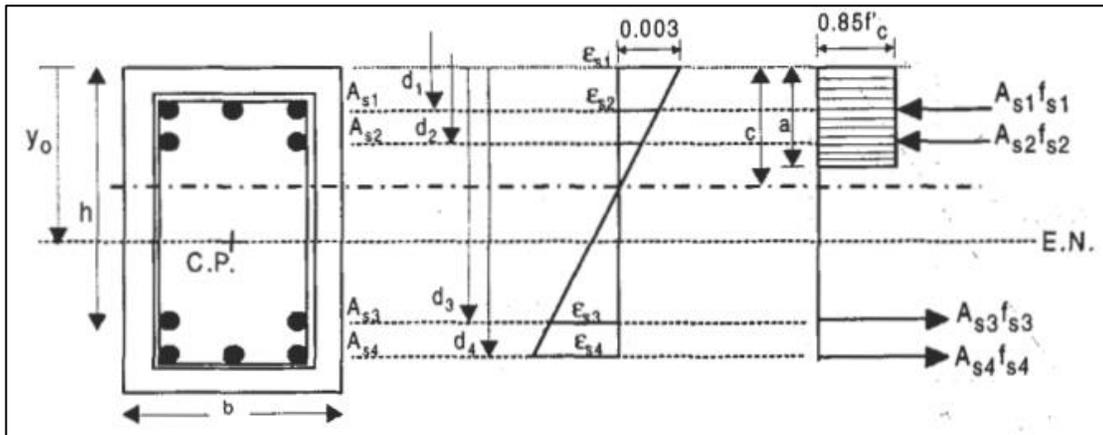


Figura 2.4 Sección rectangular de concreto armado sometida a flexo compresión

Fuente: Libro de diseño de concreto armado (Morales, 2012)

Para conocer las características que presenta el acero de refuerzo se tiene diferentes marcas que proporcionan todas las propiedades que presenta el acero en este caso se elaboró una tabla con las características promedio que existen en el mercado de acero de refuerzo (Morales,2012).

Tabla 2.11 Tabla de Varillas de Producción Común en Nuestro Medio

Barra	Diámetro		Peso	Área	Perímetro
Núm.	Pulg	Cms.	Kg/m	Cm ²	Cms
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

FUENTE: Libro de diseño en concreto armado (Morales, 20012)

Una vez concluido el análisis de las cantidades de acero que se va a emplear, vemos si este cumple con lo estipulado (Mosqueira, 2012).

- Si Acero necesario \leq Acero existente, la sección de concreto armado de la columna es adecuada.
- Si Acero necesario $>$ Acero existente, la sección de concreto armado de la columna es inadecuada.

Para analizar las columnas se evalúa el momento de inercia y el módulo de sección para saber cuál es la dirección donde ocurre la mayor resistencia al momento flexionante causado por un sismo, ya que, a más momento de inercia o módulo de sección, menor será el esfuerzo flexionante actuante y por ende menor la deformación (Mosqueira, 2012).

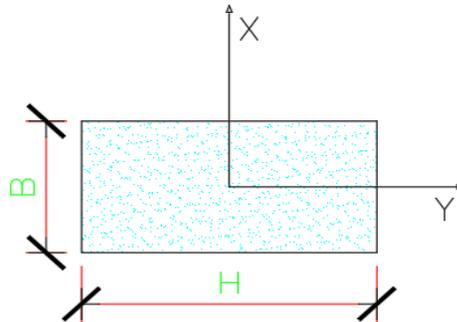


Figura 2.5 Esquema de columna típica

Fuente: Tesis para optar por el grado de doctor titulada riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de ingeniería- universidad nacional de Cajamarca- Mosqueira 2012.

$$\sigma_M = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M}{Z}$$

$$\Delta = \int \frac{M \cdot m}{E \cdot I} \delta x \quad (\text{según método de carga unitaria}) \dots(2)$$

$$I_{XX} = \frac{B \cdot H^3}{12} \quad Z_X = \frac{B \cdot H^2}{6}$$

$$I_{YY} = \frac{H \cdot B^3}{12} \quad Z_Y = \frac{H \cdot B^2}{6}$$

Donde:

σM = Esfuerzo por flexión actuante

M= Momento flexionante actuante

m= Momento debido a una carga unitaria

E=Módulo de elasticidad del concreto

Δ =Deflexión por momento flexionante

I_{XX} = Momento de inercia en la dirección x

I_{YY} =Momento de inercia en la dirección y.

ZX=Módulo de sección en la dirección x.

ZY= Módulo de sección en la dirección y.

B=Base de la columna.

H= Altura de la columna.

Es un problema frecuente que se presenta en una edificación en caso de suceder un sismo que se le conoce como columna corta la aparición de esta falla es cuando se restringe el desplazamiento lateral de una columna, en la mayoría de los casos debido a las paredes de mampostería con ventanas que concentra tensiones cortantes más elevadas que si la columna estuviera sin restricciones en toda su altura (Beauperthuy y Urich, 2012.).

Para evaluar el efecto que produce la ubicación de los vanos, se puede determinar la rigidez de la columna total y la rigidez de la columna corta con las siguientes ecuaciones (Mosqueira, 2012).

$$Kx_{CT} = \frac{12E \cdot I_{xx}}{L_{CC}^3} \quad Ky_{CT} = \frac{12E \cdot I_{YY}}{L_{CT}^3}$$

(Según San Batolomé A.) (23)

$$Kx_{CC} = \frac{12E \cdot I_{xx}}{L_{CC}^3} \quad Ky_{CC} = \frac{12E \cdot I_{YY}}{L_{CC}^3}$$

Donde:

Kx_{CT} = Rigidez de la columna total en la dirección x.

Ky_{CT} = Rigidez de la columna total en la dirección y.

$K_{x_{cc}}$ = Rigidez de la columna corta en la dirección x.

$K_{y_{cc}}$ = Rigidez de la columna corta en la dirección y.

I_{xx} = Momento de inercia en la dirección x.

I_{yy} = Momento de inercia en la dirección y.

L_{CT} = Longitud de la columna total.

L_{CC} = Longitud de la columna corta.

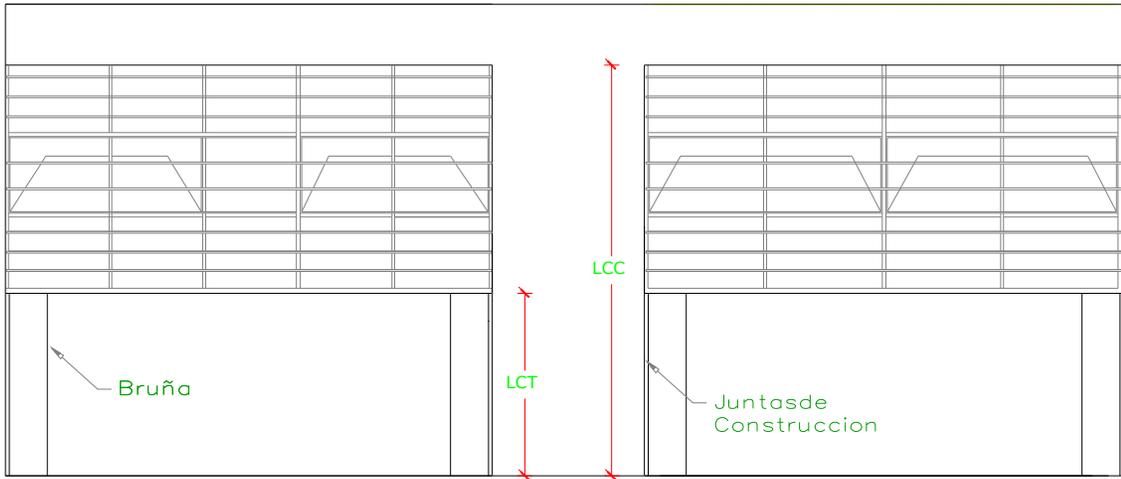


Figura 2.6 Esquema de alturas de la columna total y columna corta.

Fuente: Adaptación de la figura de la Tesis para optar por el grado de doctor titulada riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de ingeniería- universidad nacional de Cajamarca- Mosqueira 2012.

En el programa computacional (ETABS) determinamos cuales son los elementos del pórtico que son los primeros en fallar, sea columnas o vigas. Para esto tenemos que garantizar que las fallas se den en las vigas, en la NTE.060-2009 del MVCS (2009) propone que la resistencia a la flexión de las columnas deberá satisfacer la ecuación que se propone a continuación.

$$\sum Mn_c > 1,2. \sum Mn_v \dots \dots \dots (24)$$

Dónde:

$\sum(Mnc)$ = Suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas de forman dicho nudo.

$\sum(M_{nv})$ = Suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a las resistencias nominales en flexión de las vigas que forman el nudo.

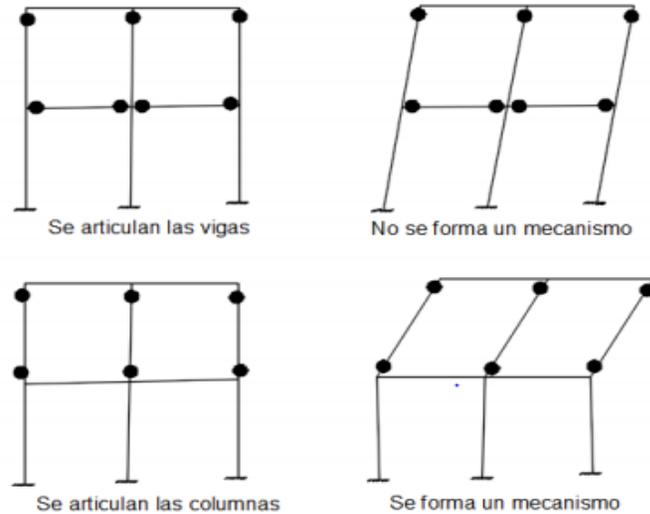


Figura 2.7: Fallas estructurales en los sistemas de pórticos resistentes a momento

Fuente: *Estudio de investigación “Fallas más comunes en sistemas estructurales de ductilidad limitada en viviendas de hasta dos pisos en zonas sísmicas altas” (Quezada, 2019).*

2.2.13 Inestabilidad de tabiques

Para evaluar la estabilidad de tabiques, nos basaremos en comparar el momento actuante que generan las cargas perpendiculares del plano del muro y el momento resistente paralelo al plano del muro. Para esto empleamos la metodología propuesta por el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE.070 del (MVCS, 2006).

Este momento flector es distribuido por unidad de longitud (M , en kg-m/m), producido por la carga sísmica "w", se calculará mediante la siguiente ecuación, NTE.070 del (MVCS, 2006).

$$Ma = m \cdot \omega \cdot a^2 \dots \dots \dots (25)$$

Dónde:

M_a = Momento actuante.

m = coeficiente de momento.

a = dimensión crítica del paño de albañilería en metros.

w = la carga por metro cuadrado de muro

La magnitud de la carga (w, en kg/m²) para un metro cuadrado de muro se encontrará de acuerdo la siguiente expresión, NTE.070 del (MVCS, 2006)

$$\omega = Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot t \dots \dots \dots (26)$$

Dónde:

Z=factor de zona

U=factor de importancia

C1= Coeficiente Sísmico

t= espesor bruto del muro en metros

Y=peso volumétrico de la albañilería.

El coeficiente sísmico C1 se determina según lo propuesto en la NTE.030 del MVCS (2018), como se muestra en la tabla 2.13

Tabla 2.12 *Valores de C1*

Valores de C1	
Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3.0
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2.0
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3.0
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso	1.5

Fuente: *Norma técnica de edificaciones E.030 - 2018.*

Luego con la tabla 2.13 obtendremos los montos “m” y la dimensión crítica “a” para determinar los momentos resistentes a tracción por flexión de muro Mr y el momento actuante Ma.

Tabla 2.13 Valores del Coeficiente de Momentos “m” y Dimensión Crítica “a”

CASO1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADO									
a=Menor Dimensión									
b/a=	1	1.2	1.6	1.8	2	3	∞		
m=	0.0479	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.118	0.1254		
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS									
a=Longitud del borde libre									
b/a=	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2	∞
m=	0.06	0.074	0.087	0.097	0.097	0.112	0.128	0.132	0.133
CASO3. MURO ARRISTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
a=Altura del muro									
m=0.125									
CASO4. MURO EN VOLADIZO									
a=Altura del muro									
m=0.5									

FUENTE: Norma técnica E.070 -2006

Utilizaremos la fórmula de Mosqueira y Tarque (2005) donde se encuentra el momento resistente a tracción por flexión del muro (Mr):

$$Mr = 1,703. t^2 \dots \dots \dots (27)$$

Dónde:

Mr = Momento resistente a tracción por flexión

t = Espesor bruto del muro en metros

Luego de encontrar las dos ecuaciones pasamos a verificar el momento resistente a tracción por flexión del muro (Mr) y Momento Actuante (Ma) (Mosqueira y Tarque, 2005):

- Si $Ma \leq Mr$, el muro es estable.
- Si $Ma > Mr$, el muro es inestable.

3 CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Región : Cajamarca
 Provincia : Jaén
 Distrito ; Jaén

La región Cajamarca, situada en la zona Norte del país, limita con el Norte con la Republica del Ecuador, por el Este con la región Amazonas, por el Sur con la Libertad y por el Oeste con Lambayeque y Piura. Se localiza entre las coordenadas geográficas $4^{\circ} 30'$ y $7^{\circ} 45'$ de latitud Sur y entre $77^{\circ} 33'$ y 79° de longitud Oeste.

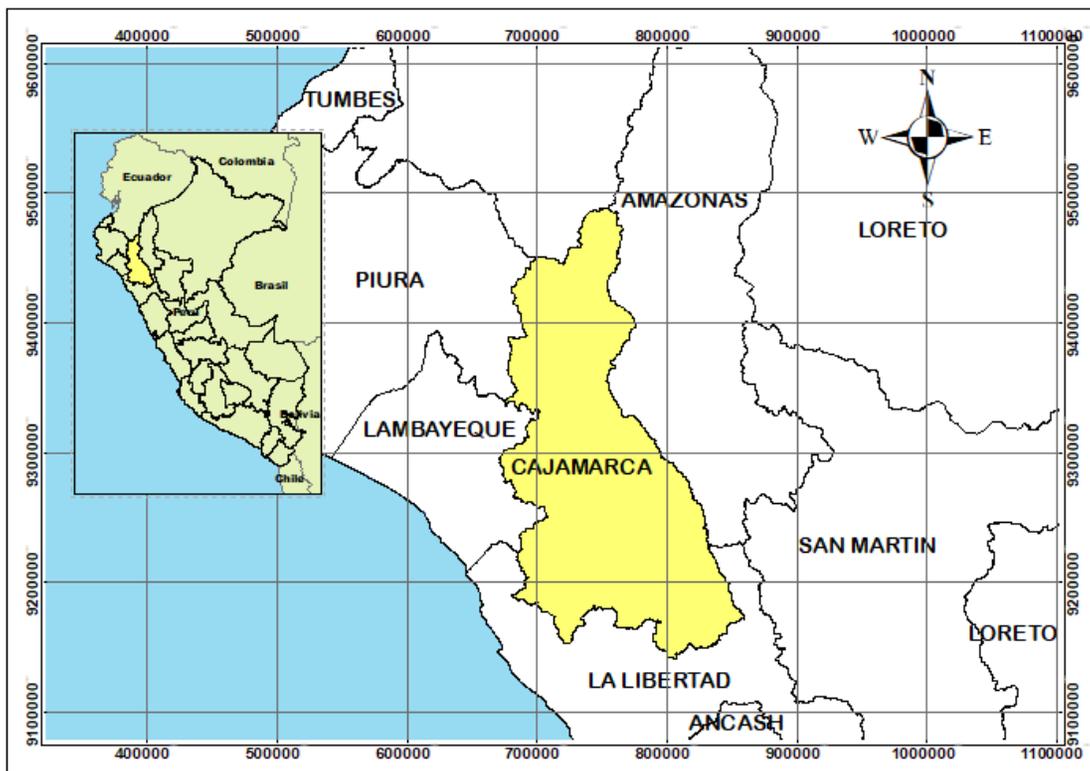


Figura 3.1 Mapa de la ubicación de la región de Cajamarca

Fuente: ArcMap v10.5

La provincia de Jaén, situada en la parte Norte de la región Cajamarca, limita por el Norte con la provincia de San Ignacio, por el Este con las provincias de Bagua y Utcubamba de la región Amazonas, por el Oeste con la provincia de Huancabamba de la región Piura y por el Sur con la provincia de Cutervo y provincias de Ferreñafe y Lambayeque de la región Lambayeque (Fig 3.2). Se localiza entre las coordenadas geográficas 5° 42' 15" de latitud Sur y 78° 48' 29" de longitud Oeste.

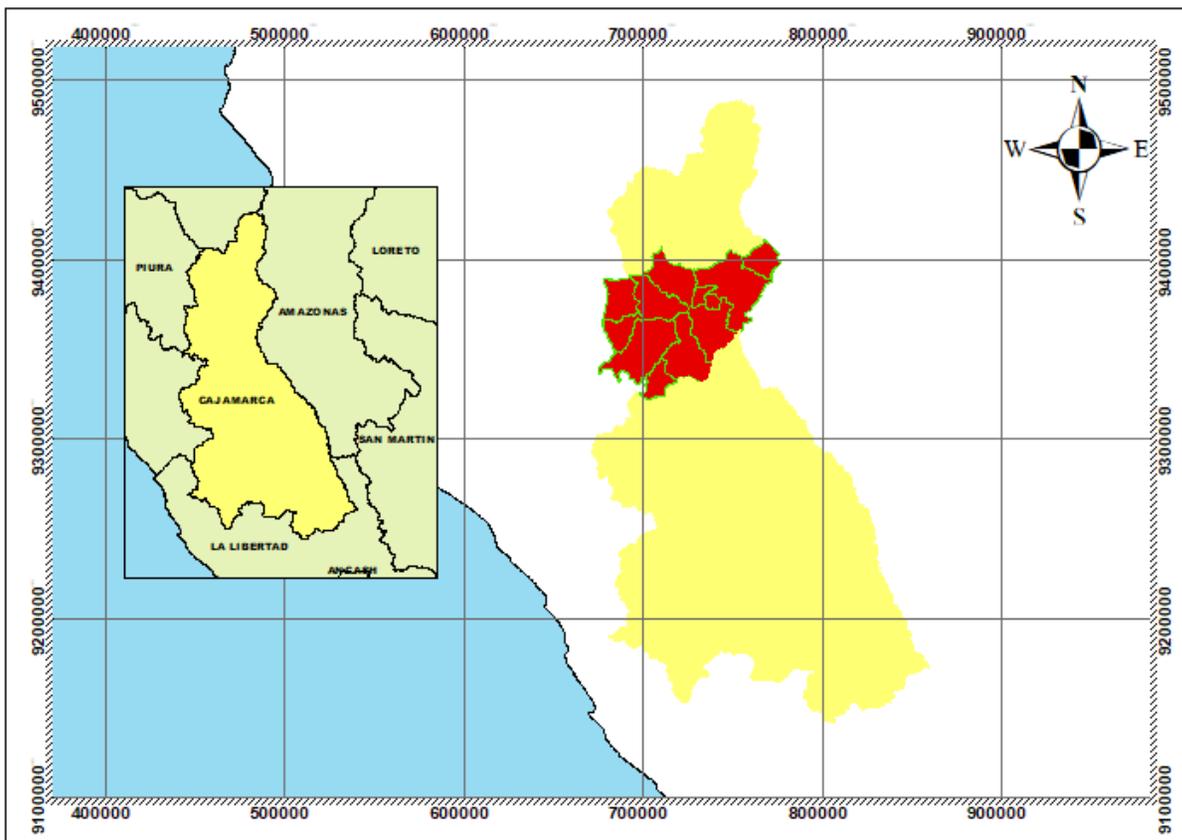


Figura 3.2 Mapa de la ubicación de la provincia de Jaén

Fuente: ArcMap v10.5

El distrito de Jaén, se ubica casi en la parte central de la provincia del mismo nombre, limita por el Norte con los distritos de Huabal, Las Pirias y Bellavista; por el Nor - Oeste con el

distrito de San José del Alto; por el Sur y Sur- Este con la provincia de Cutervo y por el Oeste con los distritos de Colasay y Chontalí (Fig 3.3).

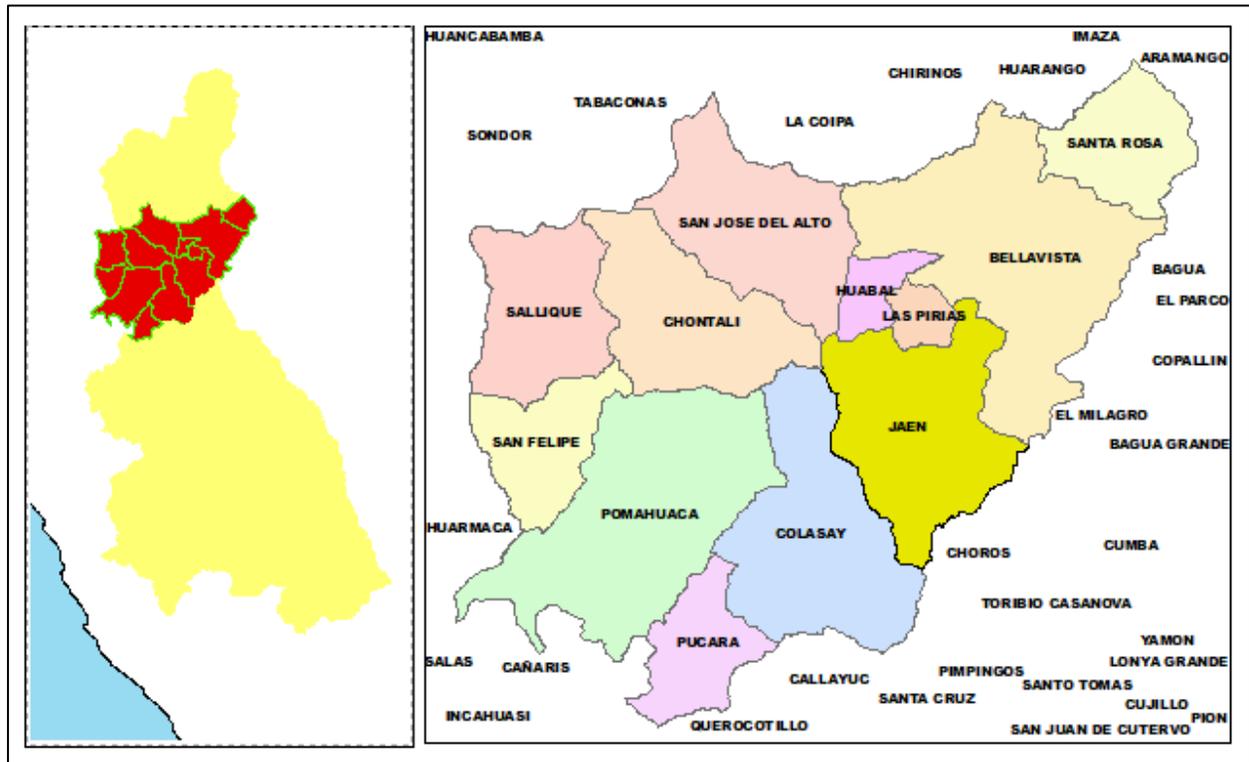


Figura 3.3 Mapa de la ubicación del distrito de Jaén

Fuente: ArcMap v10.5

El pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores del distrito de Jaén-Cajamarca, se ubica en el sector de Miraflores, colindando con las siguientes calles:

Por el Frente: Con la calle Tahuantinsuyo

Por el Lado Derecho: Con la calle Tupac Amaru

Por el Lado izquierdo: Con la calle José Carlos Mariategui

Por el Fondo: Casas Vecinales.



Figura 3.4 Imagen de ubicación de la I.E. 16003 Miraflores

Fuente: Google Earth Pro

3.2 ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

Este trabajo de investigación tuvo duración 7 meses, se realizó desde el mes de mayo hasta el mes de diciembre del año 2021.

3.3 PROCEDIMIENTO

3.3.1 Población y Muestra de Estudio

La población está constituida por el pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores; asignado para labores académicas de nivel primario y secundario. Las edificaciones que existen en este centro educativo son diferentes teniendo edificaciones de adobe, y de ladrillo como de sistemas porticados como de albañilería confinada entre dos y un piso.

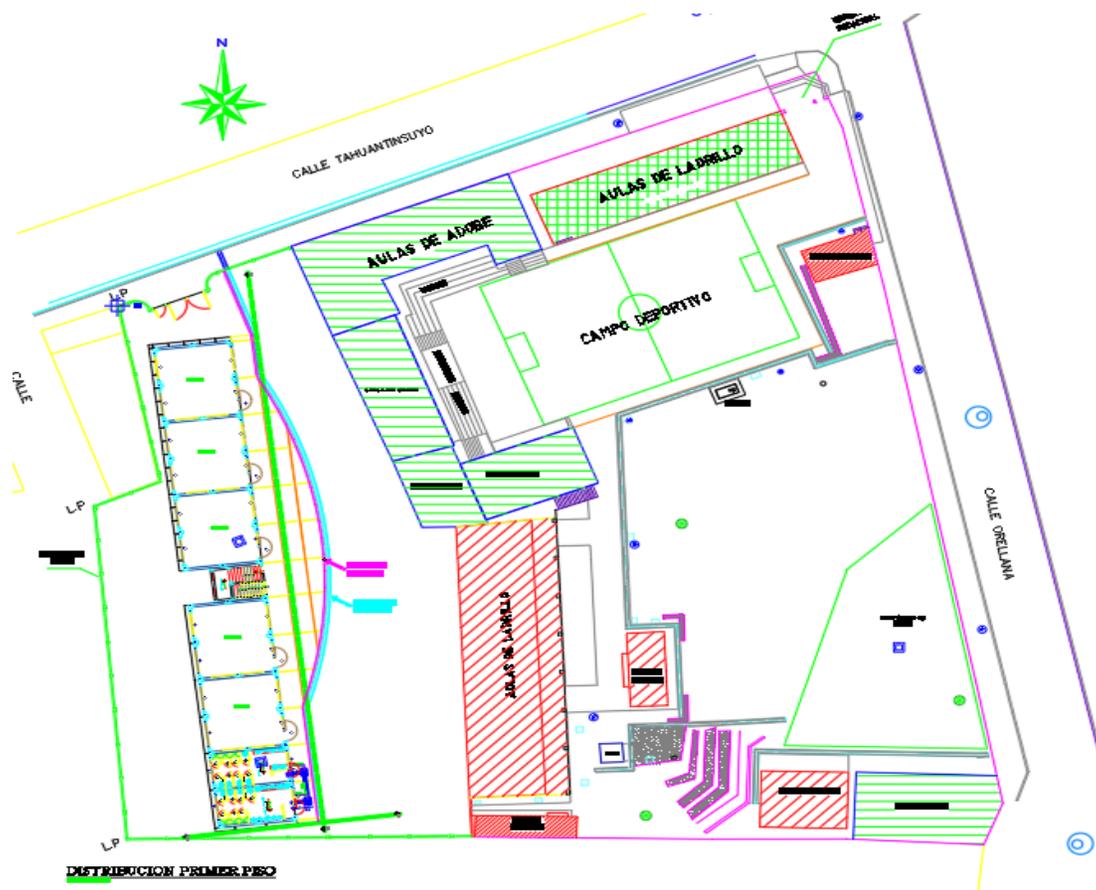


Figura 3.5 Plano de la I.E. 16003 Miraflores y sus respectivos bloques de Aulas.

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.

La muestra es el bloque III conformado por una edificación de dos niveles de los cuales el primer nivel está conformado por 05 aulas de 56m² (área útil) y dos áreas de baños tanto de mujeres como de varones de 56 m² dividido entre los dos. En el segundo nivel tenemos 04 aulas de 56m² cada una (área útil) además de un ambiente para biblioteca de 112 m² (área útil). También cuenta con un patio de formación

El área de la construcción es de 825.85 m² en dos niveles, es de material noble, con estructuras aporricadas, en el eje X, y de albañilería confinada en el eje Y; con vigas de cimentación, columnas, vigas peraltadas, techo aligerado, enlucidos con cemento arena,

enchapados con cerámica, pintura, carpintería metálica, carpintería de madera, instalaciones eléctricas y sanitarias.



Figura 3.6 Reconocimiento de la edificación que se va investigar



Figura 3.7 Verificación de agrietamientos de la estructura

3.3.2 Tipo de Investigación

El tipo de investigación es **DESCRIPTIVO** porque tiene como objetivo determinar, y explicar las características generales de la edificación a través de un diseño sísmico realizado por el programa computacional ETABS v17 y analizando las características en sitio de la edificación.

3.3.3 Recolección de datos

Se recopiló toda la información disponible de la edificación a evaluar tales como: Expediente Técnico, Estudio de Suelos, Topografía del lugar, y Memoria de Cálculo. Esta información ayudó para el trabajo de campo y en gabinete pudiendo identificar rápidamente el tipo de sistema estructural de la edificación, propiedades de los materiales usados, Normativa empleada, Parámetros Sísmicos, Parámetros de Suelo, etc.

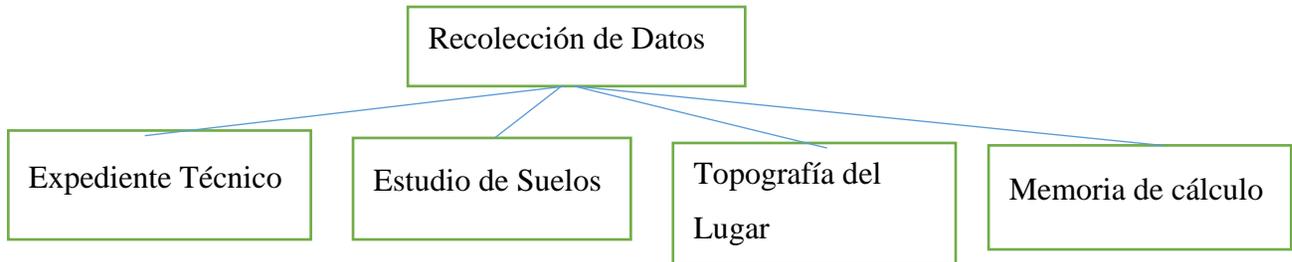


Figura 3.8: Recolección de datos

Características de los Materiales:

Albañilería:

- Resistencia a la Comprensión ($f'm$) : 35 Kg/cm²
- Resistencia al corte puro ($v'm$) : 5.1 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad ($E_m=500f'm$) : 17500 KG/cm²
- Módulo de corte ($G_m= E_m/2(\mu_m+1)$) : 1300Kg/cm²
- Módulo de poisson(μ_m) : 0.25

Concreto Armado:

- Resistencia a la comprensión ($f'c$) : 210 Kg/cm
- Módulo de elasticidad : 21737370.65 Kg/cm²

- Módulo de corte ($G_c = E_c / 2(\mu_c + 1)$) : 94508.98 kg/cm²
- Módulo de poisson (μ_c) : 0.15

Acero:

- Esfuerzo a la fluencia (f_y) : 4200 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad : 2 000 000 Kg/cm²

CARGAS UNITARIAS

Peso Volumétricos:

- Peso volumétrico del concreto : 2400 Kg/m³
- Peso volumétrico de la albañilería : 1800 Kg/m³
- Peso volumétrico del tarrajeo : 2000 Kg/m³
- Peso volumétrico del acero : 7850 kg/m³

Techos:

- Sobrecarga en piso típico : 250 kg/m²
- Sobrecarga en azotea : 30 Kg/m²
- Acabados : 120 Kg/m²

Muros:

- Peso Volumétrico de muro de cabeza de albañilería con 2 cm de tarrajeo
 $(0.13 * 1800 + 0.02 * 2000) / 0.13 = 2107.69 \text{ kg/m}^3$

Parámetros Sísmicos:

Z= 0.25 (Zona 2)

U=1.5 (Suelo tipo S2 , $T_p(s)=0.60$ y $T_L=2.0$)

Ry= 3

Rx=8

C=2.5(Factor de amplificación Sísmica)

Parámetros de Suelo de Fundación:

- La capacidad admisible del Terreno es de 0.75 Kg/Cm^2
- Para una profundidad de 1.50 m
- Tipo de suelo S2

Plano referencial del pabellón III:

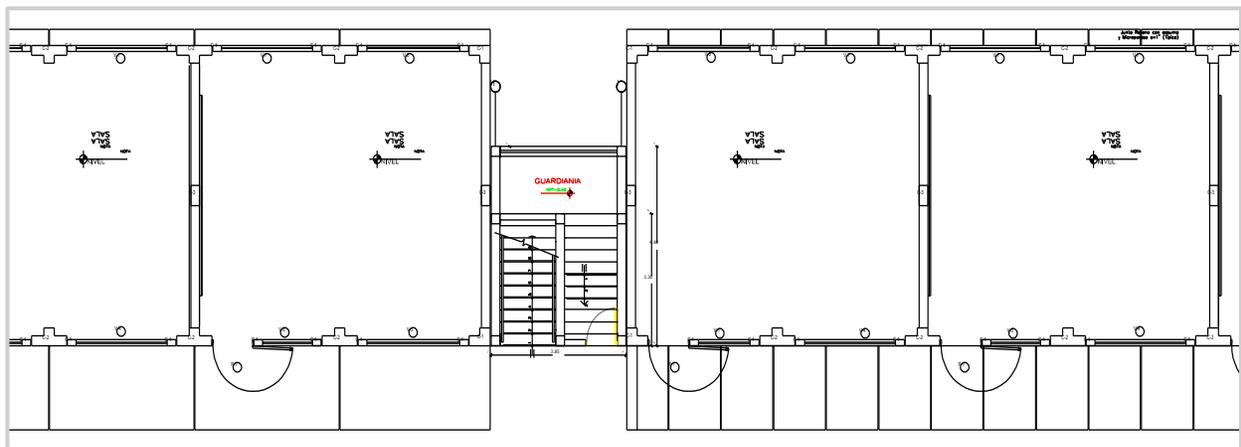


Figura 3.9: Plano referencial del pabellón III

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.



Figura 3.10 Verificación de ambientes y de dimensiones

3.3.4 Procesamiento de Datos

Se realizó un Análisis Sísmico utilizando en el programa ETABS 2017 para la verificar el diseño de los elementos estructurales y teniendo en cuenta la normativa vigente anti sísmica como la NTE.030- 2018 nos ayudamos también de programas como es Excel 2013 para la elaboración de tablas y del programa de Auto Cad 2018 para la distribución de ambientes y el dibujo de la estructura en General.

Se realizo una encuesta a los trabajadores y docentes de la I.E. 16003 Miraflores, verificación en campo de los parámetros del método de Benedetti y Petrini dando la calificación correspondiente.

El estudio de Mecánica de suelos fue realizado por la el laboratorio de suelos CEIMSUP CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS.

Se conto con el plano topográfico del expediente Técnico de la edificación para ver el tipo de topografía que presentaba el lugar.

3.3.5 Diseño de investigación

Evaluamos la vulnerabilidad sísmica utilizando el método de Benedetti y Petrini. Para ello se necesitó de un análisis sísmico que se realizó para comparar y llenar los cuestionarios del estudio de vulnerabilidad aplicando la norma técnica de edificaciones, las normas fundamentales en el diseño de una estructura como es: NTE-020 de Cargas, la NTE-030 de diseño sismorresistente, NTE-060 de diseño de concreto, y NTE-070 Albañilería a las cuales estará sometida la edificación y cuál es la capacidad resistente de sus elementos ante estas cargas

Para adquirir el espectro de pseudo – aceleración, se usa los parámetros propuestos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 de acuerdo a las características del Pabellón III de la edificación; después este espectro será cargado al modelo estructural para simular los efectos sísmicos.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g$$

Dónde:

Z = Factor de Zona

U= Factor de uso

S= Factor de suelo

C= Factor de amplificación sísmica

R= Factor de reducción por ductilidad

g= Aceleración de gravedad

Tabla 3.1 *Parámetros para la obtención del espectro de pseudo-aceleración*

Ítem	Parámetro	Valor	Descripción
Factor de zona.	Z	0.25	Para la Provincia de Jaén Zona 2
Factor de uso.	U	1.5	Para la categoría A2 (edificaciones esenciales).

Factor de suelo.	S	1.2	Para suelos Intermedio (Tipo s2)
Factor de amplificación sísmica	C	$2.5\left(\frac{T_p}{T}\right)$	Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.
Periodo que define la plataforma del espectro.	Tp	1	Depende del factor S.
Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.	R	8 y 3	Para el sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado, Albañilería confinada
Aceleración espectral	Sa	$\frac{ZUCS}{R}g$	Define el espectro de Pseudo-aceleración.

Fuente: Norma técnica E.030 - 2018

3.4 RESULTADOS DEL MÉTODO DE BENDETTI Y PETRINI (MÉTODO ITALIANO 1982)

3.4.1 Aspectos estructurales

La edificación se analizó el comportamiento estructural ante un sismo severo utilizando el programa computacional ETABS v17, donde se hizo una comparativa del diseño de la edificación aplicando la nueva NTE.030-2018, con el diseño del expediente técnico hecha por la NTE. 030-2003.

3.4.1.1 Tipo de organización del sistema sismo resistente

Este parámetro da a conocer si los elementos estructurales (Vigas y Columnas) tienen un buen diseño estructural ante la presencia de un evento sísmico severo.

➤ Calidad de líneas resistentes:

Diseño de la columna ELE (0.45x0.60x0.25x0.30):

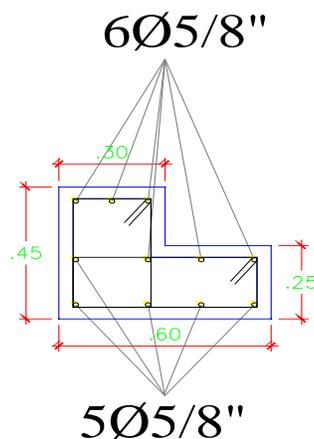


Figura 3.11 Detalle de acero de la columna ELE

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven /Miraflores, Jaén.

Cumple la cuantía mínima de acero de 11 ϕ 5/8 de lo propuesto en el expediente técnico.

$$AT = 2100 \text{ cm}^2, \quad \rightarrow \rho = 1\% \text{ y } \rho_{max} = 6\%$$

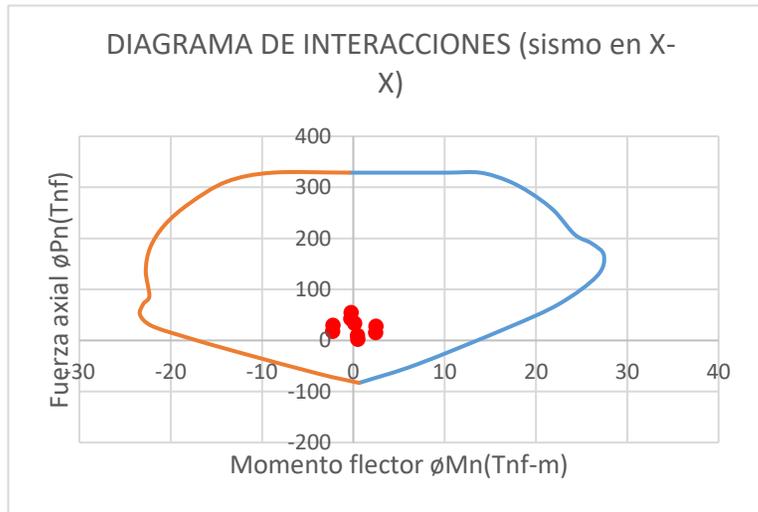
$$A\phi = 21\text{cm}^2, \quad \rightarrow Ae = 11 \phi \frac{5}{8} = 11 \times 1.98 = 21.78\text{cm}^2$$

$$A\phi < Ae \dots \dots \dots \text{ cumple}$$

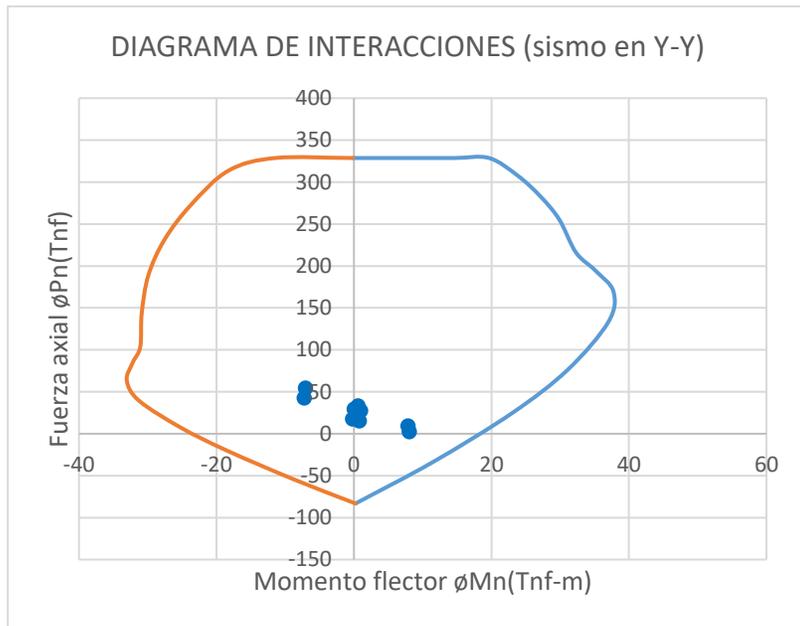
Tabla 3.2 Fuerzas internas de la columna ELE

Combinación Cargas	ϕ Pu Tonf	Acero cm^2	Mux tonf-m	Muy tonf-m
1.4CM+1.7CV	33.5786	14.07	0.6058	0.1285
1.25(CM+CV) +SX	27.5805	11.41	0.9994	2.4577
1.25(CM+CV)-SX	30.0376	12.50	0.0498	-2.234
1.25(CM+CV) +SY	10.032	3.62	8.0694	0.4905
1.25(CM+CV) -SY	47.5861	20.29	-7.0202	-0.2668
0.90CM+SX	15.5767	6.08	0.7979	2.4166
0.90CM-SX	18.0338	7.17	-0.1518	-2.275
0.90CM+SY	1.9718	0.04	7.8678	0.4495
0.90CM-SY	35.5823	14.96	-7.2217	-0.3079

Fuente: Resultados del programa ETABS v17



(a)



(b)

Figura 3.12 Diagrama de interacciones (a), (b) de la columna ELE (0.45x0.60x0.25x0.30) en las direcciones X y Y, con los resultados obtenidos por el programa ETABS v17

Tabla 3.3 Comparación de acero existente y acero necesario para la columna ELE (0.45x0.60x0.25x0.30)

	Columna -1	
	Piso 1	Piso 2
Acero Existente	21.78	21.78
Acero mínimo	21	21
Acero máximo	126	126
Acero Necesario (sin sismo)	14.07	14.07
Acero Necesario (con sismo)	20.29	20.29

Fuente: *Elaboración propia*

Diseño de la columna TEE (1.00x0.45x0.25x0.30):

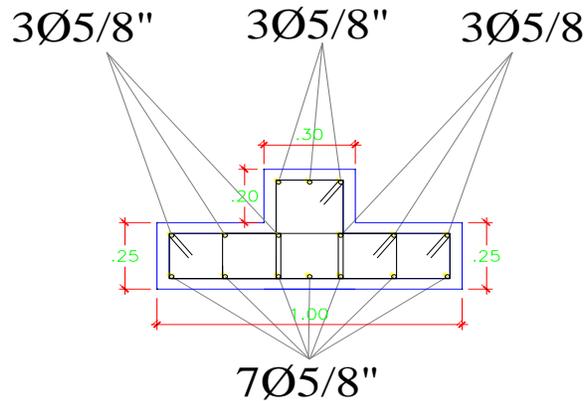


Figura 3.13 Detalle de acero de la columna TEE

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven /Miraflores, Jaén.

Cumple la cuantía mínima de acero de 16 ϕ 5/8 de lo propuesto en el expediente técnico.

$$AT = 3100\text{cm}^2, \quad \rightarrow \rho_{min} = 1\% \text{ y } \rho_{max} = 6\%$$

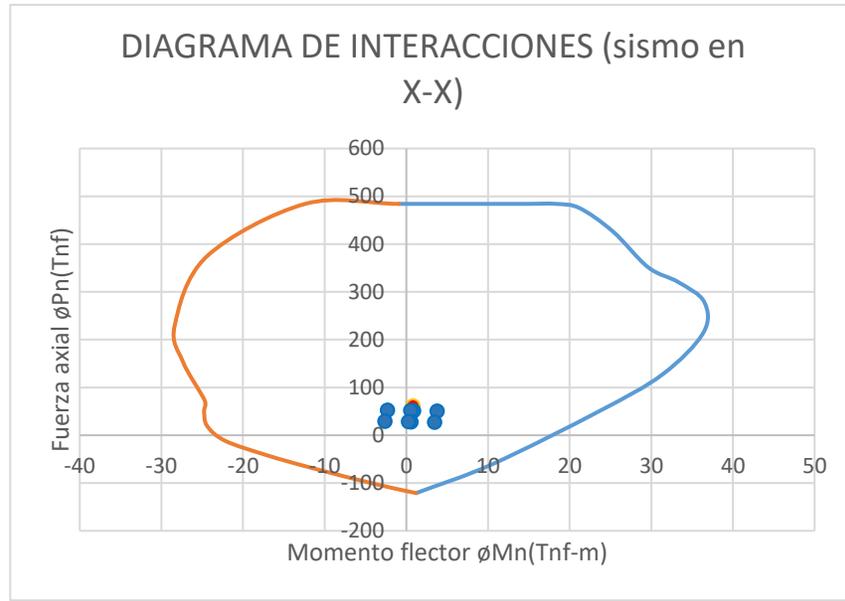
$$A\phi = 31\text{cm}^2, \quad \rightarrow Ae = 16 \phi \frac{5}{8} = 11 \times 1.98 = 31.68\text{cm}^2$$

$$A\phi < Ae \dots\dots\dots \text{cumple}$$

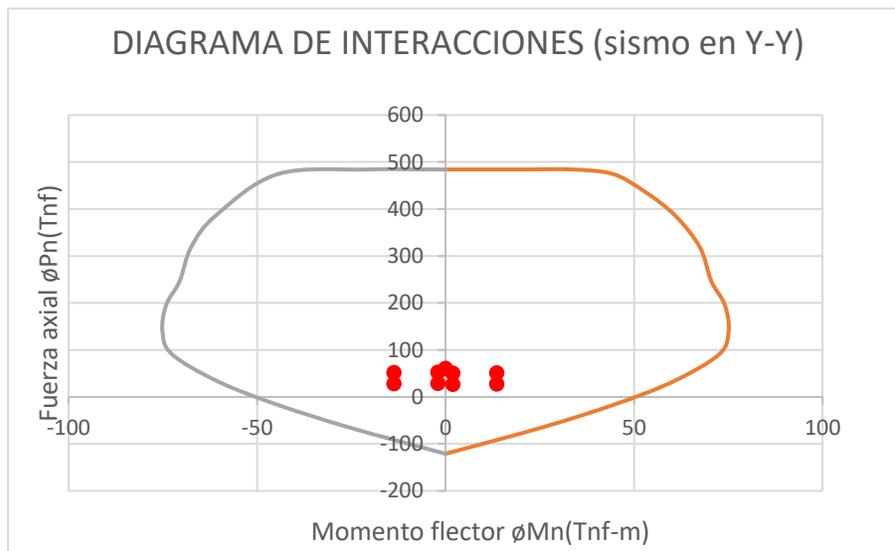
Tabla 3.4 Fuerzas internas de la columna TEE

Combinación Cargas	ϕ Pu Tonf	Acero cm^2	Mux tonf-m	Muy tonf-m
1.4CM+1.7CV	60.916	25.835	0.015	0.820
1.25(CM+CV) +SX	51.447	21.630	13.646	0.869
1.25(CM+CV)-SX	51.900	21.831	-13.624	0.546
1.25(CM+CV) +SY	50.591	21.250	2.016	3.749
1.25(CM+CV) -SY	52.756	22.211	-1.995	-2.334
0.90CM+SX	27.853	11.153	13.634	0.589
0.90CM-SX	28.306	11.355	-13.636	0.266
0.90CM+SY	26.997	10.773	2.004	3.469
0.90CM-SY	29.162	11.735	-2.007	-2.614

Fuente: Resultados del programa ETABS v17



(a)



(b)

Figura 3.14 Diagrama de interacciones (a), (b) de la columna TEE (1.00x0.45x0.25x0.30) en las direcciones X y Y, con los resultados obtenidos por el programa ETABS v17

Tabla 3.5 Comparación de acero existente y acero necesario para la columna TEE (1.00x0.45x0.25x0.30)

	Columna TEE	
	Piso 1	Piso 2
Acero Existente	31.68	31.68
Acero mínimo	31	31
Acero Máximo	186	186
Acero Necesario (sin sismo)	25.84	25.84
Acero Necesario (con sismo)	25.84	25.84

Fuente: ETABS v17

Diseño de la columna-3 de (0.50x0.25)

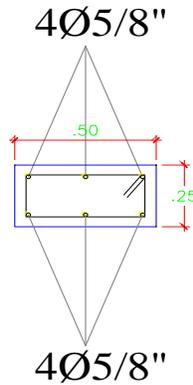


Figura 3.15 Detalle de acero de la columna-3

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven |Miraflores, Jaén.

Cumple la cuantía mínima de acero de 8 ϕ 5/8 de lo propuesto en el expediente técnico.

$$AT = 1250cm^2, \quad \rightarrow \rho = 1\% \text{ y } \rho_{max} = 6\%$$

$$A\phi = 12.5cm^2, \quad \rightarrow Ae = 8 \phi \frac{5}{8} = 8 \times 1.98 = 15.84cm^2$$

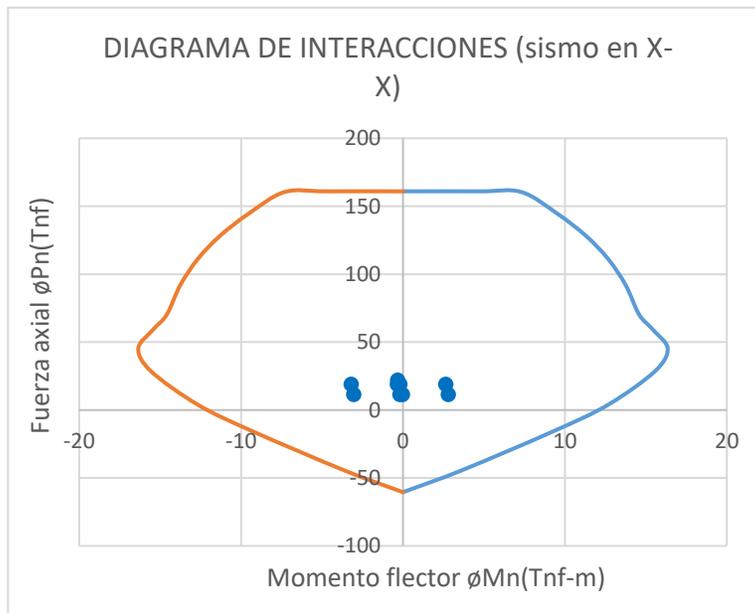
$$A\phi < Ae \dots \dots \dots \text{ cumple}$$

Tabla 3.6 Fuerzas internas de la columna rectangular

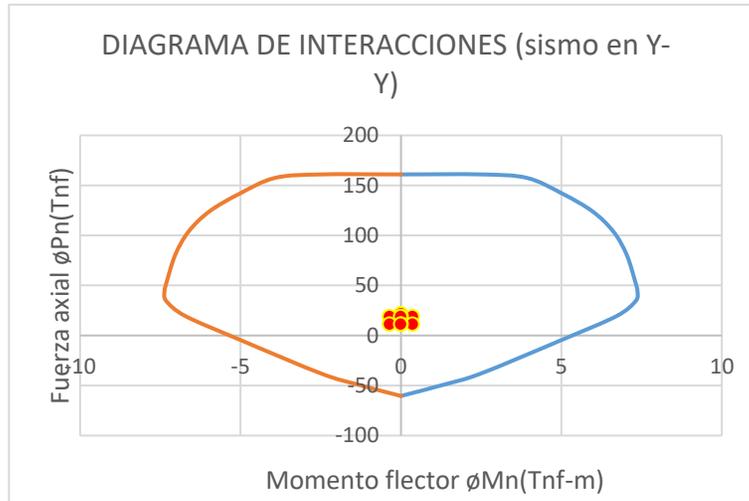
Combinación Cargas	ϕ Pu Tonf	Acero cm^2	Mux tonf-m	Muy tonf-m
--------------------	-------------------	-----------------	---------------	---------------

1.4CM+1.7CV	21.887	8.50	0.000	-0.324
1.25(CM+CV) +SX	18.871	7.17	0.359	-0.185
1.25(CM+CV)-SX	18.872	7.17	-0.359	-0.344
1.25(CM+CV) +SY	18.871	7.17	0.012	2.655
1.25(CM+CV) -SY	18.872	7.17	-0.012	-3.185
0.90CM+SX	11.336	3.82	0.359	-0.029
0.90CM-SX	11.337	3.82	-0.359	-0.188
0.90CM+SY	11.336	3.82	0.012	2.812
0.90CM-SY	11.337	3.82	-0.012	-3.028

Fuente: Resultados del programa ETABS v17



(a)



(b)

Figura 3.16 Diagrama de interacciones (a) y (b) de la columna rectangular (0.50 x 0.25) en las direcciones X y Y, con los resultados obtenidos por el programa ETABS v17

Tabla 3.7 Comparación de acero existente y acero necesario para la columna-3 (0.50x0.25)

	Columna -3	
	Piso 1	Piso 2
Acero Existente	15.84	15.84
Acero (mínimo)	12.5	12.5
Acero (máximo)	75	75
Acero Necesario (sin sismo)	8.51	8.51
Acero Necesario (con sismo)	8.51	8.51

Fuente: Restultados del programa ETABS v17

Evaluación del comportamiento de las vigas

Para tener el comportamiento de las vigas se chequeará los momentos últimos M_n en el programa ETABS v17 para luego comparar con el momento actuante último M_n que se encuentra gracias al acero existente que se tiene en el expediente técnico y este debe cumplir con lo estipulado en el capítulo anterior.

Viga principal de (0.30x0.60)

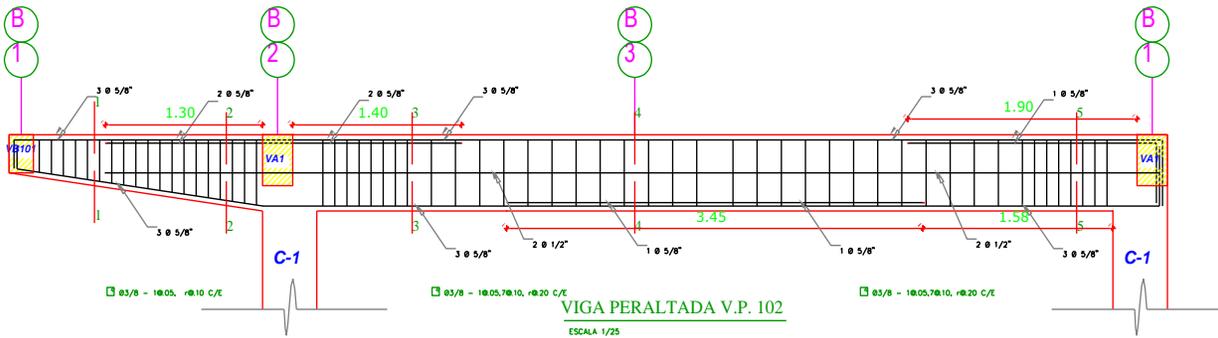


Figura 3.17 Esquema de viga principal del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.

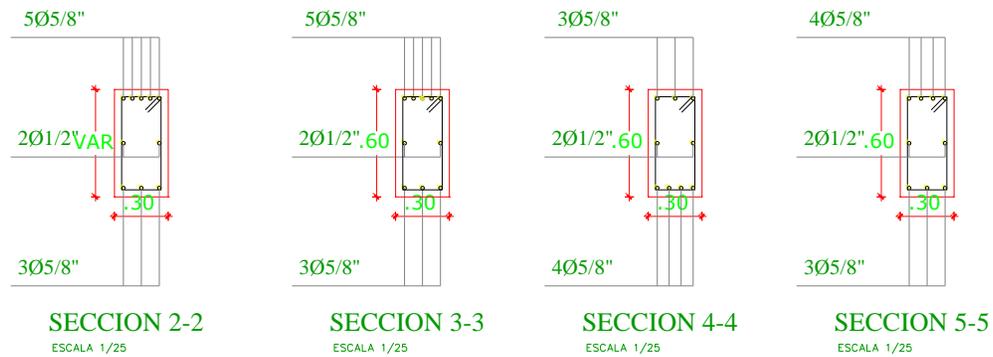


Figura 3.18 Secciones de la viga principal del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.

Escogemos el primer entrepiso del eje B-B y evaluamos las secciones 1-1, 2-2, 3-3 y 4-4 para obtener los momentos nominales y momentos últimos.

Tabla 3.8 Resultados de los momentos resistente nominales M_n y momento actuante ultimo M_u de la viga principal

SECCION	2	3	4	5
M_n resistente	-18.34	-20.22	16.44	-16.44

Mu (sin sismo)	-14.20	-17.27	9.64	-13.14
Mu (con sismo)	-14.20	-17.27	9.64	-13.14

Fuente: Expediente técnico y los resultados del programa ETABS v17

Viga secundaria de (0.25x0.40)

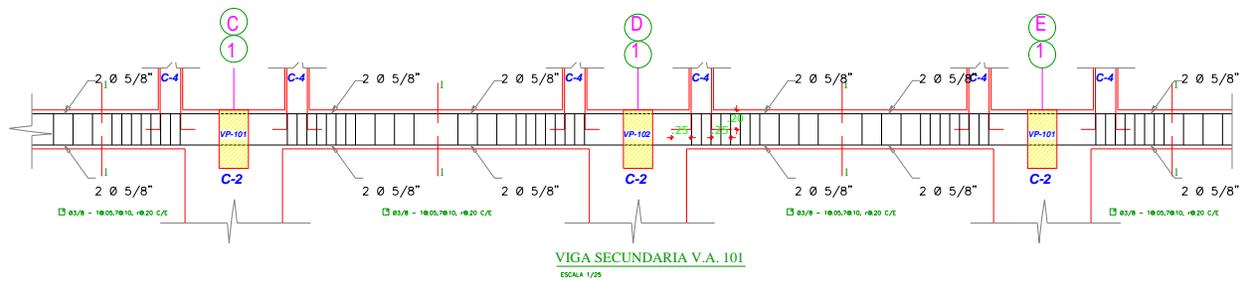


Figura 3.19 Esquema de la viga principal del pabellón III

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.

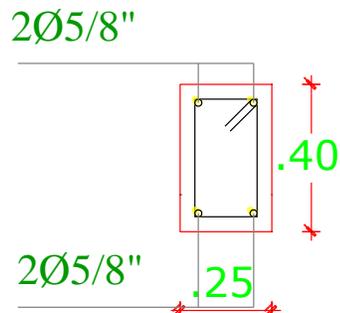


Figura 3.20 Sección única de la viga secundaria

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.

Se tiene dos vigas secundarias, V1 se encuentra en el eje 4-4 y V2 que se encuentra en el eje 2-2, de los cuales según el expediente técnico se ha uniformizado en una sola sección de viga para toda la viga secundaria trabajando así con el tramo más crítico para la evaluación de los momentos últimos Mu.

Tabla 3.9 Resultados de los momentos resistente nominales M_n y momento actuante ultimo M_u de la viga secundaria

SECCION	V1		V2	
	M(-)	M(+)	M(-)	M(+)
Mn resistente	5.15	5.15	5.15	5.15
Mu (sin sismo)	-0.30	0.18	-0.33	0.21
Mu (con sismo)	-2.00	0.4	-1.96	0.42

Fuente: Expediente técnico y los resultados del programa ETABS v17

Viga de Amarre (0.20X 0.30):

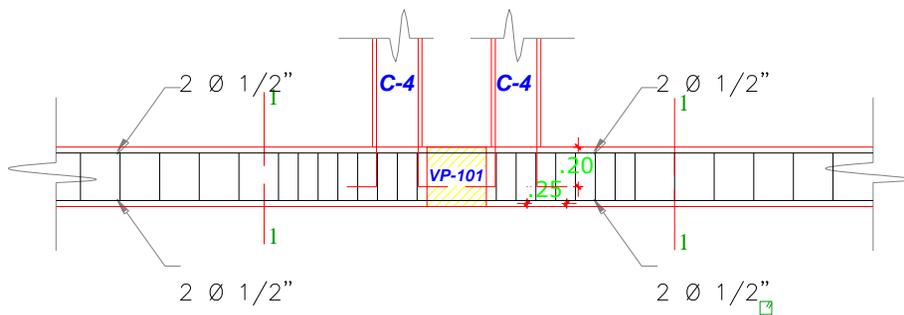


Figura 3.21 Esquema de la viga Amarre del pabellón III.

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.



Figura 3.22 Sección única de la viga de amarre

Fuente: Expediente técnico del mejoramiento de la infraestructura de la institución educativa N° 16003, pueblo joven Miraflores, Jaén.

Se tiene una viga de amarre el cual cuenta con una sola sección de diseño, para este caso también se tomó el tramo más crítico para el cálculo de momentos últimos M_u .

Tabla 3.10 Resultados de los momentos resistente nominales M_n y momento actuante ultimo M_u de la viga amarre

SECCION	V1	
	M(-)	M(+)
Mn resistente	-2.4	2.4
Mu (sin sismo)	-0.40	0.18
Mu (con sismo)	-0.53	0.21

Fuente: Expediente técnico y los resultados del programa ETABS v17

Según las tablas descritas en este apartado y aplicando las fórmulas descritas en el capítulo anterior se tiene la siguiente tabla donde se da a conocer si las columnas y vigas están correctamente diseñadas en caso de presenciarse un evento sísmico severo

Tabla 3.11 Resultados de los elementos estructurales del Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores

Elementos estructurales	Diseño de elementos estructurales	
	Cumple	No Cumple
Col-ELE	X	
Col-TEE	X	
Col-Rectangular	X	
VG-P	X	
VG-S	X	
VG-A	X	

Este parámetro se calificó de A bueno debido a que sus elementos estructurales cumplen con el acero existente en la edificación.

➤ **Configuración en planta de líneas Resistentes:**

En este parámetro se analizó que la configuración del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores en planta tiene sus líneas resistentes ortogonales en sus diferentes direcciones véase la figura 3.13 y 3.14 por lo tanto tiene una calificación A bueno.



Figura 3.23 Configuración en planta de los elementos resistentes pabellón III teniendo dos bloques con la misma configuración.

Fuente: ETABS v17

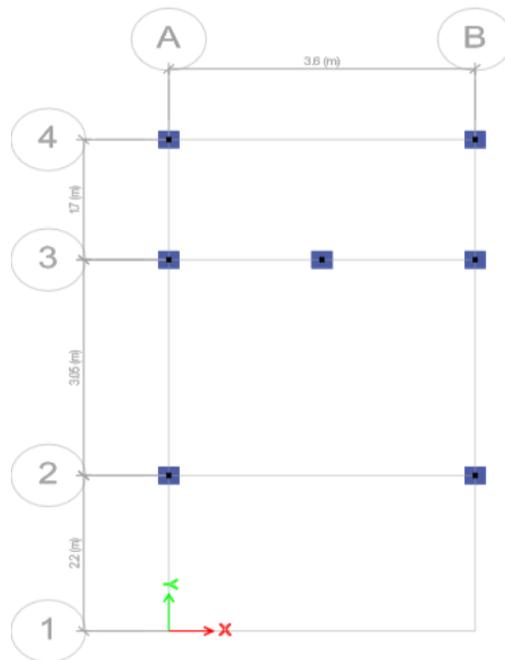


Figura 3.24 Configuración en planta de elementos resistentes de la escalera

Fuente: ETABS v17

Tabla 3.12 Resultados del parámetro de tipo de organización del sistema resistente

Descripción del parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Total
		A	B	C		
Organización del sistema resistente	Calidad de líneas resistentes	0	1	2	2.00	0
	Configuración en planta de las líneas resistentes	0	1	2	2.00	0
	Total					0

3.4.1.2 Resistencia convencional

➤ **Uso de normativa antisísmica:**

Este pabellón fue construido en el año de 2011, aplicando la NTE.030-2003, y el análisis sísmico que se empleó para comparar los resultados es la NTE.030-2018 donde da a conocer los nuevos resultados obtenidos a continuación.

Parámetros sismorresistentes:

Factor de zona(Z):

Lugar= Jaén (Cajamarca)

Zona=Z2

Z=0.25

Factor de uso(U)

Uso= Colegio= 1.5

Tipo=S2

S=1.2(suelo intermedio)

Periodos de vibración de la estructura(T):

Estos períodos son los que nos ayudarán a encontrar el cálculo del coeficiente basal para las cargas del análisis estático.

Tabla 3.13 Modos de vibración del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores

Modo	Período	UX	UY	Sum UX (%)	Sum UY (%)
------	---------	----	----	------------	------------

1	0.214	0.818	0.000	81.77	0.00
2	0.100	0.000	0.928	81.77	92.76
3	0.091	0.000	0.000	81.80	92.76
4	0.052	0.179	0.000	99.74	92.76
5	0.038	0.000	0.072	99.74	100
6	0.035	0.003	0.000	100	100

Fuente: Resultados del programa ETABS v17

Siendo el Período fundamental en X de 0.214 seg. y de 0.100 seg. que es donde se genera el mayor movimiento de masa ahora calcularemos el factor de amplificación de zona sísmica para cada dirección.

Factor de amplificación sísmica (C):

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T}\right);$$

$$T_p = 0.60 \text{ s}$$

$$T_L = 2.00 \text{ s}$$

$$T_X = 0.214 \text{ s} \text{ y } T_Y = 0.100 \text{ s}$$

$$0.214 < T_p \quad ; \quad 0.100 < T_p \rightarrow C = 2.5$$

Utilizamos la ecuación 1 donde C=2.50

Entonces nuestro coeficiente basal para cada dirección será:

$$coef_X = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} P = \frac{0.25 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{8} = 0.14 P$$

$$coef_Y = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_y} P = \frac{0.25 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{3} = 0.375 P$$

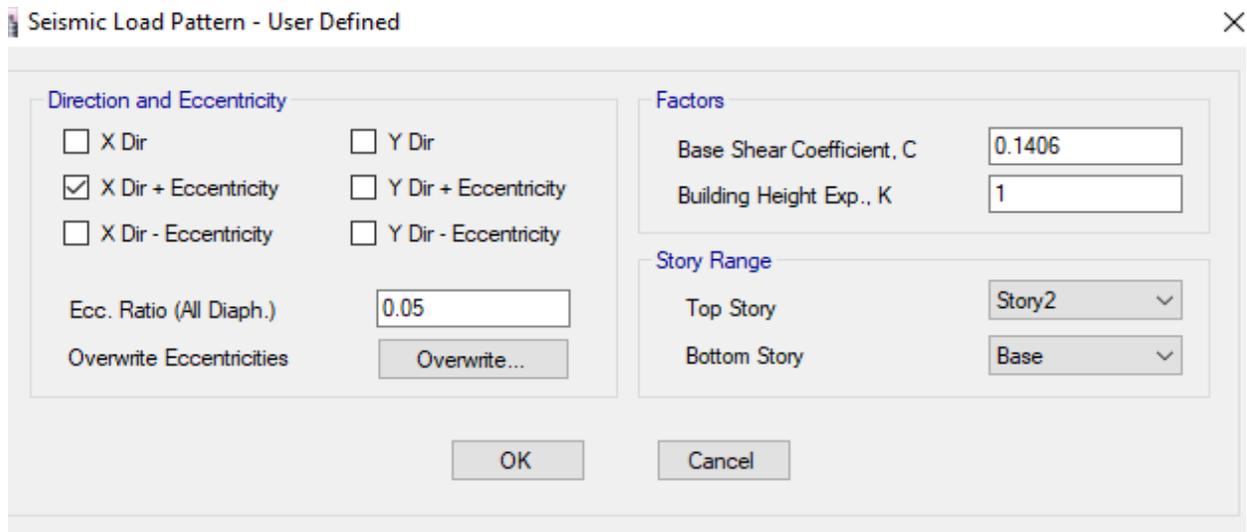


Figura 3.25 Definición de carga sísmica estática en la dirección X.

Fuente: ETABS v17

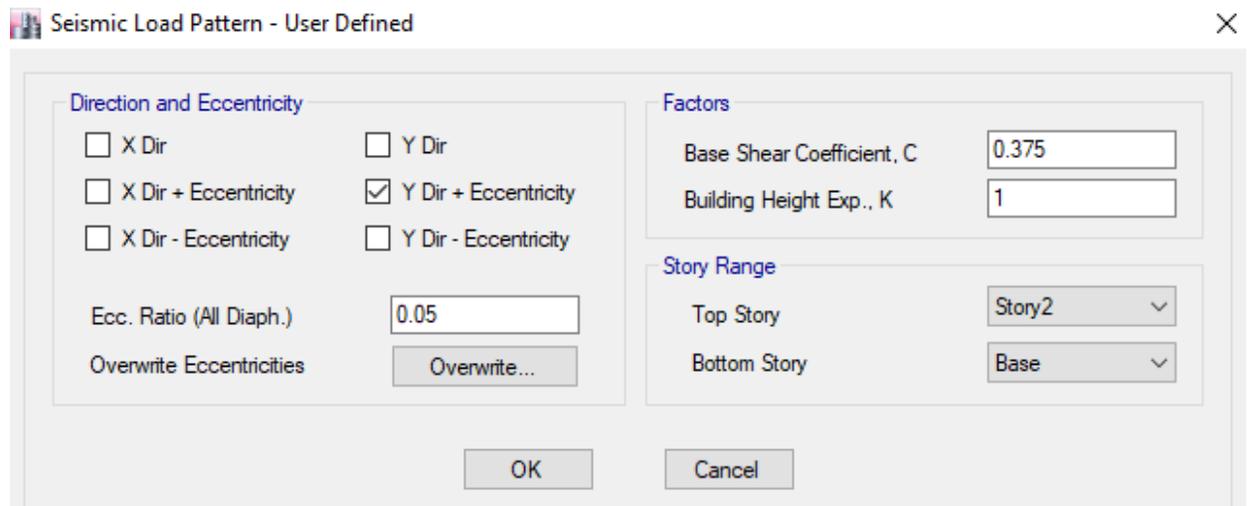


Figura 3.26 Definición de carga sísmica estática en la dirección Y.

Fuente: ETABS v17

Tabla 3.14 *Determinación del sistema estructural con sismo dinámico en el eje X-X*

Nivel	Elementos	Sismo	Cortante basal (Tn)	Porcentaje (%)	Sistema estructural
Nivel 1	Columnas en X-X	Sismo dinámico en X	46.79	98.35	Aporticado
Nivel 1	Muros en X-X	Sismo dinámico en X	0.78	1.65	
	Total		47.57	100.00	

De las tablas tenemos que:

Cuando el sismo se da en el eje X los elementos resistentes que mayor cortante basal se llevan son las columnas en este caso un 98.35% y los muros de albañilería confinada de un 1.65%, lo cual es un porcentaje despreciable por lo cual se tiene solo un sistema estructural en el eje X que es aporticado.

Para el eje y:

Tabla 3.15 *Determinación del sistema estructural con sismo dinámico en el eje Y-Y*

Nivel	Elementos	Sismo	Cortante basal (Tn)	Porcentaje (%)	Sistema estructural
Nivel 1	Columnas en Y-Y	Sismo dinámico en YY	30.46	21.62	Albañilería Confinada
Nivel 1	Muros en Y-Y	Sismo dinámico en YY	110.44	78.38	
	Total		140.90	100.00	

Cuando el sismo se da en el eje “Y” los elementos resistentes que mayor cortante basal se llevan son los muros de albañilería en este caso un 78.38% y las columnas de un 21.62 %, predominando el sistema de albañilería confinada en este sentido y por consiguiente un $R_0= 3$. se sabe que la NTE.030-2018 si te permite usar este sistema estructural.

Verificación de la cortante estática y dinámica

Tenemos que la cortante estática en X y Y son:

$$V_{ESTATICO-X} = 56.71t$$

$$V_{ESTATICO-Y} = 151.25t$$

Y la cortante dinámica en X y Y son:

$$V_{DINAMICO-X} = 47.57 t$$

$$V_{DINAMICO-Y} = 140.90 t$$

De acuerdo a la NTE.030-2018, plantea que la cortante dinámica debe ser de al menos el 80% de la cortante estática para estructuras regulares, y del 90 % para estructura irregulares.

Aplicando lo dicho se tiene:

$$V_{DINAMICO-X} = 47.57 t > 80\%V_{ESTATICO-X} = 45.368t$$

$$V_{DINAMICO-Y} = 140.90 t > 80\%V_{ESTATICO-Y} = 121t$$

Por lo tanto se tiene que las fuerzas dinámicas son mayores al 80% de la cortante estática, por lo que no es necesario aplicar factor de escala para la cortante dinámica.

Este parámetro se calificó de B (regular) debido que en el eje X es un sistema aperticado del cual se sabe que en la NTE.030 – 2018 no se permite este tipo de sistema estructural debido a su flexibilidad que esta presenta.

➤ **Momento de inercia y módulo de sección en columnas:**

Tabla 3.16: *Momento de inercia y módulo de sección de las columnas*

COLUMNA	I_x(cm⁴)	I_y(cm⁴)	Z_x(cm³)	Z_y(cm³)
C-1	315,089.29	398,571.43	16,646.23	15,500.00
C-2	1,229,059.14	2,863,333.33	40,106.14	57,266.67
C-3	260,416.67	65,104.17	10,416.67	5,208.33

Fuente: *Adaptado al modelo según el método de carga unitaria*

En este sub parámetro se evaluó la dirección en donde se encuentra el mayor daño de las columnas de acuerdo al análisis de su momento flexionante cuando se presenta un sismo, y con

esto se encontró que su momento de inercia y módulo de sección no son iguales en ambas direcciones, pero tiene un valor de inercia elevado, por consiguiente, la sección de la columna responde bien al momento flexionante causado por un sismo. Este parámetro es calificado de clase A (Bueno).

Número de pisos de la edificación

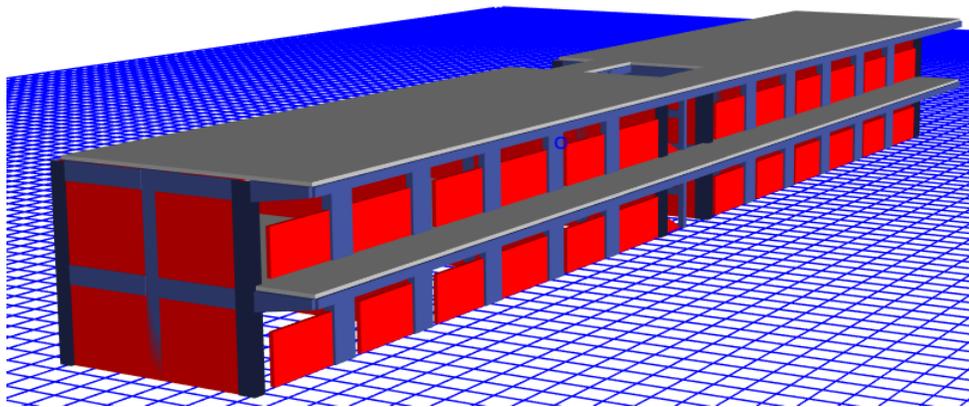


Figura 3.27 Modelamiento sísmico del pabellón III

Fuente: ETABS v17

La edificación del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores cuenta con dos niveles dividido por dos bloques y una escalera, éstos cuentan con un sistema aporticado y de Albañilería confinada debido a esto y que cumple con lo estipulado en la norma le damos una calificación de A (Bueno).

Tabla 3.17 Resultados del parámetro de resistencia convencional

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Total
		A	B	C		
Resistencia convencional	Uso de normativa antisísmica (según año)	-1	0	1	0.30	0
	Momento de inercia y módulo de sección en columnas	-1	0	1	0.50	-0.5
	Número de pisos de la edificación	-1	0	1	0.20	-0.2
	Total					-0.7

3.4.2 Evaluación de aspectos constructivos

3.4.2.1 Calidad del sistema resistente

Calidad del tipo de mampostería y concreto armado

El sistema resistente cuenta con dos sistemas estructurales uno de pórticos de concreto armado y otro de albañilería confinada para los pórticos de concreto armado de una resistencia del concreto de 210 kg/cm^2 que cumple la resistencia mínima con la NTE.060-2009 y para la Albañilería confinada se contó con un ladrillo king kong de 18 huecos con una resistencia de 35 kg/cm^2 que cumple la resistencia mínima de la NTE.070-2006 dando una calificación de A (bueno).

Material concreto Armado:

- Resistencia a la compresión ($f'c$) : 210 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad : $21737370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de corte ($Gc=Ec/2(\mu c+1)$) : 94508.98 kg/cm^2
- Módulo de poisson (μc) : 0.15

Material acero:

- Esfuerzo a la fluencia (f_y) : 4200 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad : $2\ 000\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Material de albañilería

- Resistencia a la Compresión ($f'm$) : 35 kg/cm^2
- Resistencia al corte puro ($v'm$) : 5.1 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad ($E_m=500f'm$) : 17500 kg/cm^2
- Módulo de corte ($G_m= E_m/2(\mu_m+1)$) : 1300 kg/cm^2
- Módulo de poisson (μ_m) : 0.25

Muros:

- Peso Volumétrico de muro de soga de albañilería con 2 cm de tarrajeo
 $(0.13*1800+0.02*2000)/0.13= 2107.69 \text{ kg/m}^3$.
- Peso volumétrico de muro de cabeza de albañilería con 2 cm de tarrajeo $(0.23*1800 +0.02*2000)/0.23= 1973.91 \text{ kg/cm}^3$

Tabla 3.18 Resultados del parámetro de resistencia convencional

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso	Total
		A	B	C	Wi	
Calidad del sistema resistente	Calidad del tipo de mampostería	0	1	2	1.00	0
	Total					0

3.4.2.2 Posición del edificio y cimentación

Condición y pendiente del terreno:

El nuevo estudio de mecánica de suelos analizado por el Laboratorio CEIMSUP- centro de investigación de mecánica de suelos y pavimentos; con un método de exploración a cielo abierto(trincheras) debido al talud sobre el cual esta cimentada la I.E. 16003 Miraflores, se encontró un perfil de suelo conformado básicamente por Limos Gravoso medianamente comprensible a una altura (0.20m-4.50m), Arena limosa a una altura (4.50m-7.00m) y una Capacidad Admisible en el elemento estructural de más riesgo de 0.75 Kg/cm^2 .

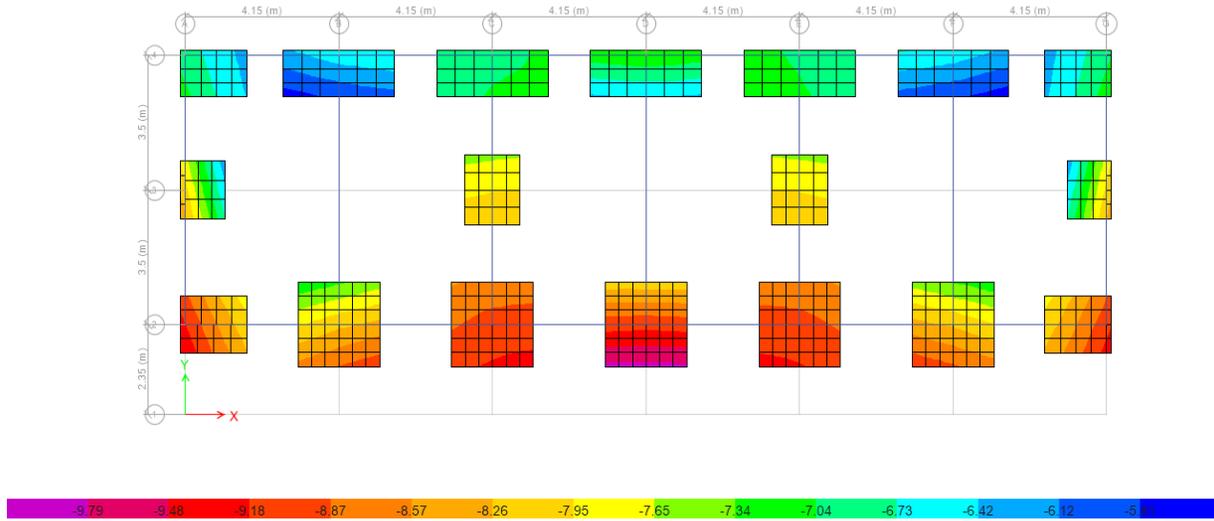


Figura 3.28 Cimentación existente

De acuerdo al expediente técnico se tiene un diseño de zapatas aisladas conectadas por una viga de cimentación, haciendo el diseño en el programa ETABS v17 como se puede observar en la figura 3.30; de los resultados se tiene una presión máxima actuante de la edificación de 1.0 kg/cm^2 que no cumple con la presión admisible del suelo 0.75 kg/cm^2 que según la NTE.060-2009 está tendría que ser mayor.

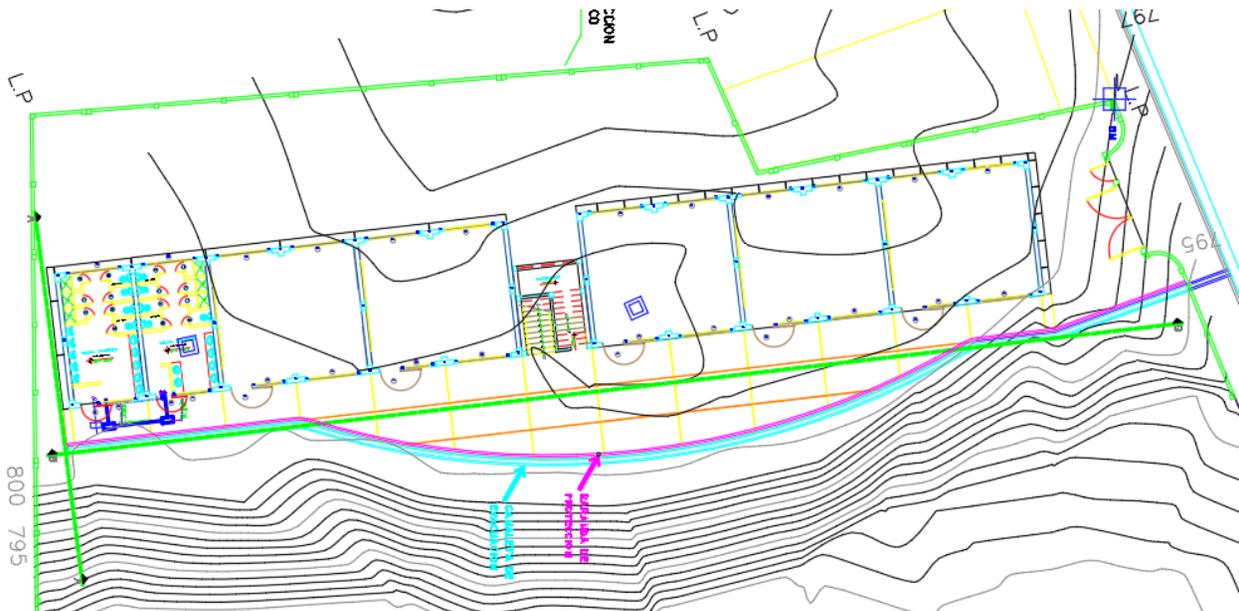


Figura 3.29 Plano topográfico del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores

Se tiene una edificación cimentada encima de una ladera lo cual según el plano topográfico del lugar adquirido del expediente técnico se tiene una topografía accidentada, con desnivel del terreno de más de 10 m respecto a la cota mayor de la menor por lo cual se puede presentar deslizamientos de tierra que puedan afectar a la resistencia del terreno del lugar y por lo tanto tener una falla en la cimentación su calificación es de C mala.

Tabla 3.19 Resultados del parámetro de posición del edificio y cimentación

Descripción del parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso	Total
		A	B	C		
Posición del edificio y cimentación	Condiciones y pendiente del terreno	0	1	2	1.00	2
	Total					2

3.4.2.3 Diafragma horizontal (entrepiso)

El diafragma rígido de nuestra edificación se encuentra bien conectada a sus elementos resistentes es eficaz para ello se calcula la separación de los bloques del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores, para evitar el contacto durante un evento sísmico, esta distancia no debe ser menor de los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que $S=0.006h \geq 0.03$ m del NTE.030 del (MVCS, 2018).

Los tres bloques del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores, cumplir con la norma E.030 - 2018,

Tabla 3.20 Desplazamientos de los diafragmas en el sentido X

Nivel	Diafragma	Sismo	Desplazamiento X(m)	0.75RX
Nivel 2	D2	SDINX	0.001853	0.011118
Nivel 1	D1	SDINX	0.00077	0.00462

Fuente: Resultados del programa ETABS v17

Tabla 3.21 Desplazamientos de los diafragmas en el sentido Y

Nivel	Diafragma	Sismo	Desplazamiento Y(m)	0.75RY
Nivel 2	D2	SDINY	0.001245	0.00280125
Nivel 1	D1	SDINY	0.000724	0.001629

Fuente: Resultados del programa ETABS v17

Ahora calculamos la separación entre bloques según la NTE.030 del (MVCS, 2018).

Distancia mínima considerando el desplazamiento máximo de nuestros bloques:

$$\Delta_{Xmax} = 1.11cm \rightarrow \frac{2}{3}\Delta_{Xmax} = 0.73cm$$

$$\Delta_{Ymax} = 0.28 cm \rightarrow \frac{2}{3}\Delta_{Ymax} = 0.18 cm$$

Distancia mínima considerando la altura del edificio:

$$\frac{s}{2} = \frac{0.006h}{2} \geq 3.00cm$$

$$\frac{s}{2} = \frac{0.006(625)}{2} = 1.875cm$$

La junta sísmica reglamentaría que se debe retirar nuestro edificio del límite de propiedad:

$$S_x = 0.73 < 4.65 \rightarrow S_x = 4.65cm$$

$$S_y = 0.18 < 4.65 \rightarrow S_y = 4.65cm$$

Este parámetro se califica de A (bueno) debido que los diafragmas se desplazan en una junta sísmica que no sobrepasa a la edificación vecina y por ende no existe dicho choque de edificaciones.

Tabla 3.22 Resultados del parámetro de diafragma horizontal(entrepiso)

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso	Total
		A	B	C	Wi	
Diafragma horizontal (entrepiso)	Según deformabilidad y conexión con elementos resistentes	0	1	2	1.00	0
	Total					0

3.4.2.4 Separación máxima entre líneas resistentes

Realizando las medidas en sitio del pabellón III de la I.E.16003 Miraflores, y verificando si este cumple con la separación entre apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b de cara en compresión NTE.030 del (MVCS, 2018).

Como podemos ver nuestra viga peraltada tiene unas dimensiones de $b=30$ y $H= 60$, lo cual da un resultado de 15 m de los cuales no debe excederse, verificando tenemos una medida de 6.60 m, por consiguiente, cumple con el parámetro debido que no excede el valor máximo de 15m.



Figura 3.30 Medición de apoyos laterales.

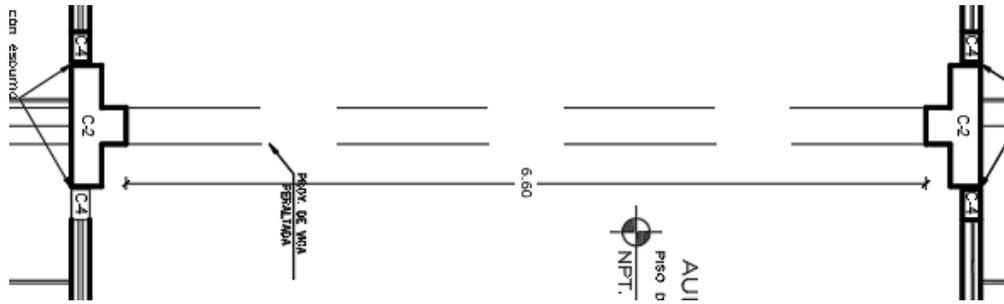


Figura 3.31 Medida según plano

Por lo tanto, el pabellón III de la I.E. 16003 MIRAFLORES no presenta irregularidad de separación máxima de líneas resistentes por lo tanto tiene una calificación de clase A (Bueno).

Tabla 3.23 Resultados del parámetro de separación entre líneas resistentes

Descripción del parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Peso Total
		A	B	C		
Separación entre líneas resistentes	Distancia máxima entre líneas resistentes	0	1	2	1.00	0
	Total					0

3.4.2.5 Tipo de cubierta

➤ Estado de conservación

El Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores en sus tres bloques tiene una cubierta de aligerado, con ladrillos y concreto armado, con un estado de conservación deficiente debido a las a la falta de un sistema de tuberías para evacuar las aguas pluviales. Este parámetro tiene una calificación de B (Regular) de acuerdo a las características de calificación.



Figura 3.32 Cubierta de Aligerado

➤ **Conexión con la estructura**

La cubierta se encuentra correctamente conectada al sistema resistente de la estructura, de lo cual garantiza un comportamiento adecuado ante un eventual sismo. Este parámetro tiene una calificación de B (Regular) de acuerdo a las características de calificación.

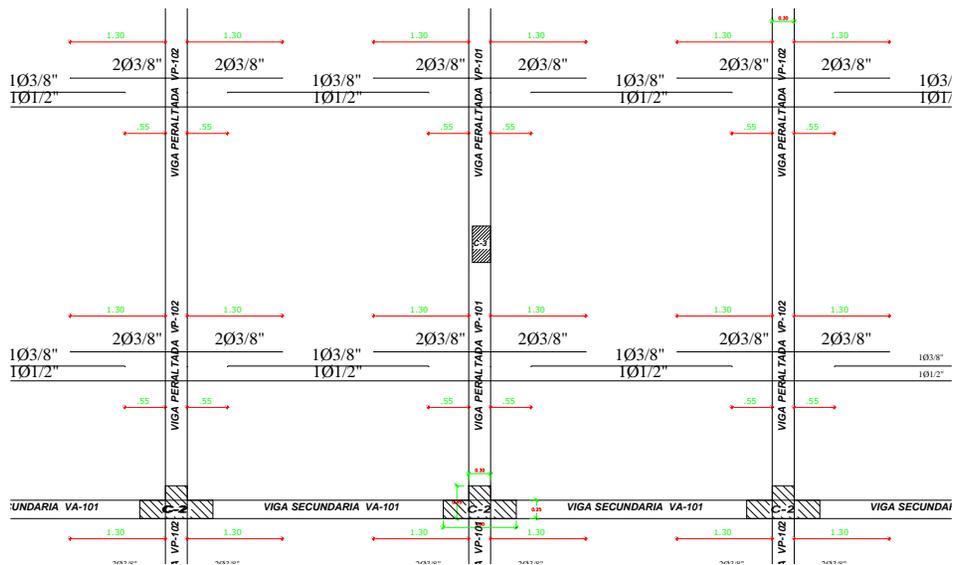


Figura 3.33 Conexión de la cubierta con el sistema resistente

Se muestra la gráfica del acero total requerido en las viguetas para el primer Nivel, se puede apreciar que, al tener una luz considerablemente grande, se requiere hasta 4Ø1/2” en los casos críticos.

A continuación, se muestra la cantidad de acero requerida:

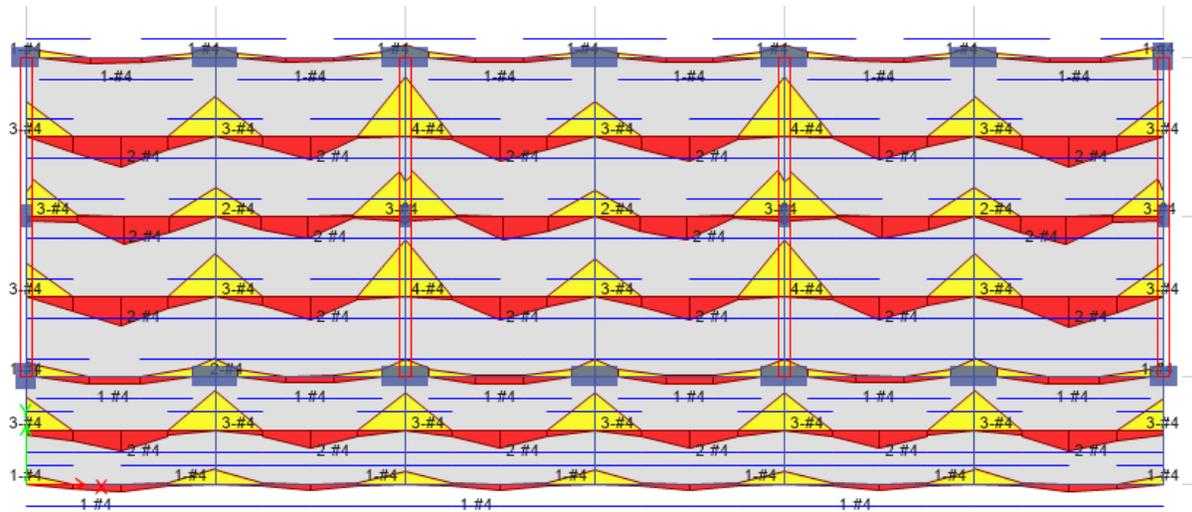


Figura 3.34 Cantidad de acero requerido para las viguetas en las losas aligeradas

Tabla 3.24 Resultados del parámetro de tipo de cubierta

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Total
		A	B	C	
Tipo de cubierta	Estado de conservación	0	1	2	0.40
	Conexión con la estructura	0	1	2	0.60
	Total				1.00

3.4.2.6 Elementos no estructurales

Estabilidad de tabiques:

En la evaluación del Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores los elementos no estructurales (Tabiquería) tenemos que el Ms Momento actuante es Mayor que el Mr Momento resistente según el análisis de la tabla N°3.8; debido a que nuestra tabiquería no cuenta con la resistencia de un buen ladrillo y confinamiento de sus tabiques con columnetas y viguetas; por lo tanto, el muro al momento de un sismo tendra a colapsar o agrietarse debido a que no tiene ni la resistencia ni el confinamiento adecuado. Este parámetro es calificado en clase C (Malo) de acuerdo a las características de calificación.

Tabla 3.25: Evaluación de tabiques

Muro	C1 adim,	m adim	t metros	Factores			Ms	Mr	Resultado Ms:Mr
				y	w	a			
				KN/m3	KN/m2	m			
M2	2	0.1250	0.15	18	1.62	1.65	0.55131	0.37575	Inestable
M3	2	0.5000	0.15	18	1.62	1.10	0.98010	0.37575	Inestable

Fuente: Modelo adaptado al método de Mosqueira y Tarque – 2005

Tabla 3.26 Resultados del parámetro de elementos no estructurales

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Total
		A	B	C		
Elementos no estructurales	Estabilidad de los tabiques	0	1	2	1.00	2
	Total					2

3.4.2.7 Estado de conservación

Se evaluó la edificación del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores haciendo una inspección donde se obtuvo la presencia de agrietamiento y fisura tanto en elementos estructurales

como no estructurales, presenta agrietamientos en las veredas debido a la inestabilidad de suelo además de tener deslizamiento del talud donde se encuentra construida la edificación y un mal estado de conservación en sus acabados que le dan una calificación de B (Regular) según las características de calificación del método.



Figura 3.35 Agrietamiento Patio del Pabellón III.

Analizando el resultado de la encuesta aplicada y verificando en el lugar como se encuentra la edificación en calidad y estado de conservación que esta presenta se dio una calificación de clase B (regular).

Tabla 3.27 Resultados del parámetro de estado de conservación

Descripción del parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso	Total
		A	B	C	Wi	
Estado de conservación	Estado actual de la estructura	0	1	2	2.00	2
	Total					2

3.4.3 Análisis del aspecto geométrico

3.4.3.1 Configuración en Planta

- **Esquinas entrantes:** El pabellón III de la I.E. Miraflores 16003 cuenta con tres bloques de los cuales los tres tienen una forma rectangular.

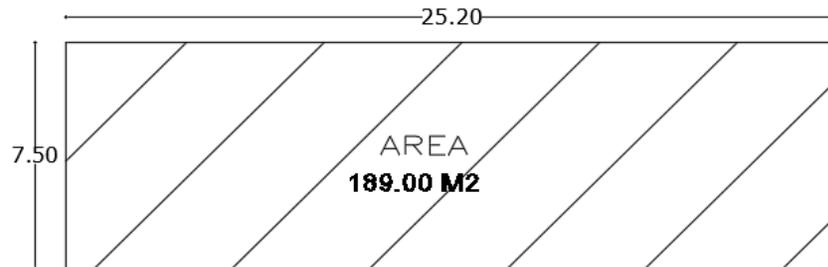


Figura 3.36 Configuración en planta del bloque 1 y 3 que tienen la misma medida por eso represente en una sola figura

$$L_{Y-Y} = 7.50 \text{ m}; \quad E_{Y-Y} = 0 \rightarrow \frac{E}{L} > 20\% \quad 0 < 20\% \text{ No tiene dicha irregularidad}$$

$$L_{X-X} = 25.20 \text{ m}; \quad E_{X-X} = 0 \rightarrow \frac{E}{L} > 20\% \rightarrow \frac{E}{L} > 20\% \text{ No tiene dicha irregularidad}$$

Para el bloque 1 y bloque 2 estos no presentan esquinas entrantes, por lo tanto, no existe irregularidad de esquina entrante en su configuración en planta.

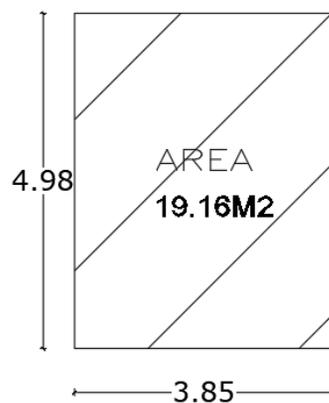


Figura 3.37 Configuración en planta de la escalera que funciona como bloque independiente

$$L_{Y-Y} = 4.98 \text{ m}; \quad E_{Y-Y} = 0 \rightarrow \frac{E}{L} > 20\% \quad 0 < 20\% \text{ No tiene dicha irregularidad}$$

$$L_{X-X} = 3.85 \text{ m}; \quad E_{X-X} = 0 \rightarrow \frac{E}{L} > 20\% \rightarrow \frac{E}{L} > 20\% \text{ No tiene dicha irregularidad}$$

Para el bloque de la escalera, no presenta esquinas entrantes, por lo tanto, no existe irregularidad de esquina entrante en su configuración en planta.

➤ Torsión

Se determino este parámetro a través del programa computacional de Etabs v17 en el cual se simulo un sismo severo para encontrar los desplazamientos laterales y desplazamientos relativos de entre piso.

Verificación de los desplazamientos relativos de entre piso:

Según la NTE.030 del MVCS (2018) los desplazamientos relativos de entre piso deberán cumplir la fracción de la altura de entre piso según el material predominante en este caso concreto armado y albañilería.

Tabla 3.28 Desplazamientos relativos de entre piso

Nivel	Dirección	Distorsión	Desplazamiento relativo		Distorsión máxima de entrepiso (E.030-2018)	Cumple
			0.75 RX	0.75 RY		
Nivel 2	X	0.000349	0.002094		0.007	SI
Nivel 2	Y	0.000175		0.000394	0.005	SI
Nivel 1	X	0.000251	0.001506		0.007	SI
Nivel 1	Y	0.000243		0.000547	0.005	SI

Fuente: Elaboración propia con los datos obtenidos del programa computacional ETABS v17

Dado los resultados del programa ETABS v17 se obtuvo que los desplazamientos relativos de entre piso en el eje X y en el Y, cumplen los desplazamientos estipulados, para materiales de albañilería confinada y de concreto armado de (0.005 y 0.007) de la NTE.030-2018 lo cual no presenta dicha irregularidad ya que los máximos desplazamientos relativos no superan el 50% del desplazamiento permisible. se tiene una calificación de clase A (Buena).

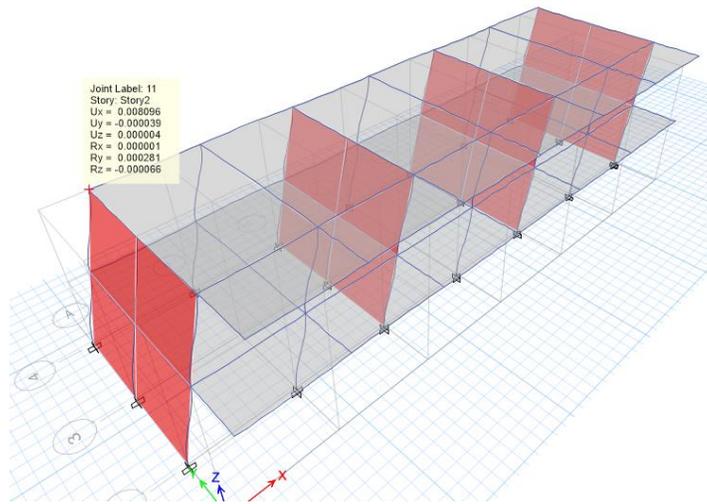


Figura 3.38 Sismo en el eje “Y”

Fuente: ETABS v17

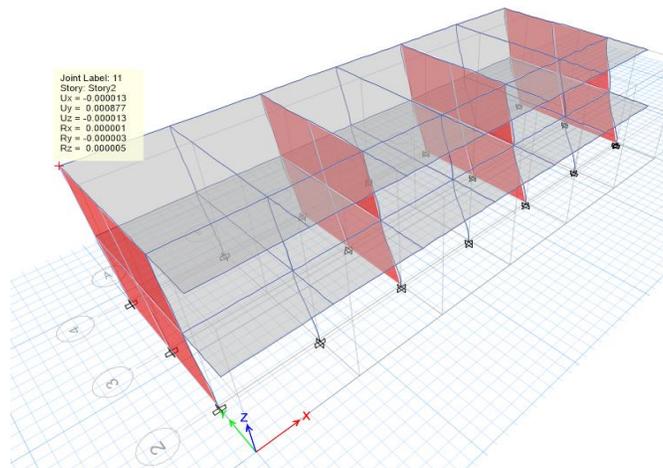


Figura 3.39 Sismo en el eje “x”

Fuente: ETABS v17

Tabla 3.29 Resultados del parámetro de configuración en planta

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Total
		A	B	C		
Configuración en planta	Esquinas entrantes	0	1	2	0.60	0
	Torsión	0	1	2	0.40	0
	Total					0

3.4.3.2 Configuración en elevación

➤ Columna corta

Para el evaluar el efecto de la columna corta se calcula la rigidez de la columna como muestra la ecuación 23, donde se encuentra la rigidez para la columna en su totalidad y para la columna acotada en los vanos de las ventanas en este caso llamadas columnas cortas.

Tabla 3.30 Rigidez de la Columna Total y de la Columna Corta

Eje	LCT(Cm)	LC1(Cm)	Longitud de la columna total		Longitud de la columna Corta 1		Relación de K	
			$12EI_x/L^3$ (Kx_{CT}) Kg/cm	$12EI_y/L^3$ (Kx_{CT}) Kg/cm	$12EI_x/L^3$ (Kx_{c1}) Kg/cm	$12EI_y/L^3$ (Ky_{c1}) Kg/cm	$\frac{Ky_{c1}}{KX_{ct}}$	$\frac{Ky_{c1}}{KX_{ct}}$
4	240	105	23,191.09	54,028.18	276,940.86	645,187.83	11.94	11.94
2	270	150	16,287.85	37,945.72	94,990.71	221,299.43	5.83	5.83

Fuente: Fuente adaptada a lo propuesto por San Bartolomé A.

Realizado este procedimiento encontramos una rigidez que supera 11.94 y 5.83 la fuerza del sismo es por eso que tiene calificación de clase C (Mala).

➤ Irregularidad vertical de Masa

La regularidad de masa para a los tres bloques que conforman el pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores se realizó a través de un metrado de cargas a los dos niveles que tiene esta edificación.

Tabla 3.31 Peso efectivo del bloque I

NIVEL	CM	CV	PESO POR NIVEL	PESO ACUMULADO
1	130,408.26	47,250.00	177,658.26	177,658.26
2	128,683.86	47,250.00	175,933.86	353,592.12

Tabla 3.32 *Peso efectivo del bloque II*

NIVEL	CM	CV	PESO POR NIVEL	PESO ACUMULADO
1	124,284.21	47,250.00	171,534.21	171,534.21
2	128,683.86	47,250.00	175,933.86	347,468.07

Tabla 3.33 *Peso efectivo de la escalera*

NIVEL	CM	CV	PESO POR NIVEL	PESO ACUMULADO
1	27,323.35	3,520.00	30,843.35	30,843.35
2	27,451.55	2,912.00	30,363.55	61,206.90
3	11,851.20	3,520.00	15,371.20	76,578.10

Según los datos encontrados de la tabla de metrado de cargas, se obtuvo que:

- El bloque 1: Tiene el primer entre piso más pesado que el segundo con una diferencia de 1724.4 kg, lo cual no presenta irregularidad vertical de masa.
- El bloque 2: Tiene el segundo entre piso más pesado que el primero con una diferencia de 4,399.64 kg, representando el 2.56% más del piso adyacente; lo cual no presenta irregularidad vertical de masa.
- Escalera: no presenta irregularidad vertical de masa debido a que los pisos adyacentes tienen menos peso que el primero.

Se tiene una calificación A (Bueno) ya que no presenta irregularidad Vertical en masa debido que su peso del segundo piso no es 1.5 veces el peso del primer piso.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Los únicos elementos que soportan más del 10 % de la cortante son los muros de albañilería los cuales se analizan para observar si éstos tiene un desalineamiento vertical de más del 25% para que se pueda presentar una discontinuidad en los sistemas resistentes.

Tabla 3.34 *Discontinuidad en los sistemas resistentes*

Fuerza	V	V
--------	---	---

Muro de albañilería	Tnf	%	Longitud del elemento(L)	Desalineamiento vertical (M)	25% de la longitud del elemento		Es irregular si desplazamiento > 0.25x(L)
SDY	M1	35.15	19.87	3.05	0	1.25	Regular
SDY	M2	35.35	19.99	3.05	0	1.25	Regular
SDY	M3	36.30	20.52	3.05	0	1.25	Regular
SDY	M4	37.05	20.95	3.05	0	1.25	Regular

Fuente: Resultados del programa ETABS v17

La estructura Presenta un buen alineamiento en sus elementos estructurales. Por lo tanto, el pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes por lo tanto tiene una calificación de clase A (Bueno).

Tabla 3.35 Resultados del parámetro de configuración en elevación

Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Total
		A	B	C		
Configuración en elevación	Columna corta	0	1	2	0.60	1.2
	Irregularidad vertical en masa	0	1	2	0.50	0
	Discontinuidad de los elementos estructurales	0	1	2	0.90	0
	Total					1.2

El grado de vulnerabilidad de acuerdo a los parámetros desarrollados anteriormente se especifican en la siguiente tabla N° 3.28, obteniendo así la vulnerabilidad del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores.

Tabla 3.36 Resultado total de todos los parámetros evaluados para encontrar el grado de vulnerabilidad sísmica de Benedetti – Petrini

N°	Descripción del Parámetro	Descripción del sub parámetro	Clase (Ki)			Peso Wi	Total
			A	B	C		
1	Organización del sistema resistente	Calidad de líneas resistentes	0	1	2	2.00	0
		Configuración en planta de las líneas resistentes	0	1	2	2.00	0
2	Calidad del sistema resistente	Calidad del tipo de mampostería y concreto armado.	0	1	2	1.00	0
		Uso de normativa antisísmica (según año)	-1	0	1	0.30	0
3	Resistencia convencional	Momento de inercia y módulo de sección en columnas	-1	0	1	0.50	-0.5
		Número de pisos de la edificación	-1	0	1	0.20	-0.2
4	Posición del edificio y cimentación	Condiciones y pendiente del terreno	0	1	2	1.00	2
5	Diafragma horizontal (entrepiso)	Según deformabilidad y conexión con elementos resistentes	0	1	2	1.00	0
6	Configuración en planta	Esquinas entrantes	0	1	2	0.60	0
		Torsión	0	1	2	0.40	0
		Columna corta	0	1	2	0.60	1.2
7	Configuración en elevación	Irregularidad vertical en masa	0	1	2	0.50	0
		Discontinuidad de los elementos estructurales	0	1	2	0.90	0
8	Separación entre líneas resistentes	Distancia máxima entre líneas resistentes	0	1	2	1.00	0
9	Tipo de cubierta	Estado de conservación	0	1	2	0.40	0.4
		Conexión con la estructura	0	1	2	0.60	0.6
10	Elementos no estructurales	Estabilidad de los tabiques	0	1	2	1.00	2
11	Estado de conservación	Estado actual de la estructura	0	1	2	2.00	2

$$\sum W_i \times K_i = 7.5$$

$$Iv\% = \frac{100 \times \sum (W_i \times K_i) + 1}{34} = 25\%$$

4 CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Según el análisis y discusión de resultados se puede apreciar tres aspectos que utiliza Benedetti y Petrini en los cuales están los 11 parámetros utilizados para encontrar el grado de vulnerabilidad de la estructura:

4.1 Aspectos estructurales:

4.1.1 Tipo de organización del sistema sismo resistente

El parámetro de tipo de organización del sistema resistente según la tabla 3.12 tiene una calidad de líneas resistentes de clase B regular, la configuración de planta de las líneas resistentes de clase A buena esto se detalla a continuación.

Al evaluar las columnas ELE, como se muestra en la tabla 3.3 de comparación de acero para esta columna se tiene un área de acero existente de 21.78 cm^2 lo cual es mayor que el área de acero de la cuantía mínima de 21 cm^2 , como el acero necesario de 14.07 cm^2 y también el área de acero necesario con sismo de 20.29 cm^2 lo cual cumpliría con el acero requerido para este diseño de columna.

Para la columna TEE, como se muestra en la tabla 3.5 se tiene un área de acero existente de 31.68 cm^2 , un área de acero mínimo de 31 cm^2 , un área de acero necesario sin sismo de 25.84 cm^2 y un área de acero necesario con sismo de 25.84 cm^2 , lo que quiere decir que el acero existente es mayor que los demás por consiguiente este cumpliría con el diseño de esta columna. Para la columna rectangular se tiene un acero existente de 15.81 cm^2 , un acero mínimo de 12.5 cm^2 , un acero necesario sin sismo de 8.51 cumpliría con el diseño de esta columna.

Para la columna rectangular se tiene un área de acero existente de 15.81 cm^2 , área de acero necesario sin sismo de 8.51 cm^2 y un área de acero con sismo de 7.17 cm^2 lo cual el área de acero existente es mayor que las demás áreas de acero entonces el diseño de esta columna cumpliría con el acero existente.



Figura 4.1 (a) (b) (c) Verificando las dimensiones de las columnas del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores

Al evaluar las vigas principales, como se observa la figura 3.17 y en la tabla 3.8 tiene cuatro secciones 2-2, 3-3, 4-4, 5-5 que cumplen con el diseño ante carga muerta con carga viva y carga de sismo ya que el momento nominal resistente es mayor que el momento ultimo actuante por lo que las vigas principales no fallaran al momento de presentarse un sismo.

Para las vigas secundarias, como se observa en la figura 3.18 y en la tabla 3.8 solamente se tiene dos vigas con una sola sección a lo largo de toda su longitud, esta a su vez en el momento más alto es evaluada y se tiene que el momento resistente nominal M_n es mayor que el momento actuante ultimo sin sismo y con sismo esto le hace una viga secundaria segura ante la presencia de un sismo.

Para las vigas de amarre, como se observa en la figura 3.21 y en la tabla 3.9 se puede apreciar un solo tramo de viga de amarre donde le momento resistente nominal es mayor que el momento actuante ultimo con sismo y sin sismo dando una viga de amarre segura ante la presencia de un sismo.



(a)



(b)

Figura 4.2 (a) (b) Verificando deflexiones en las vigas del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores

La configuración en planta como se puede apreciar en la figura 3.22 y 3.23 sus líneas resistentes están correctamente distribuidas de una forma ortogonal formando un bloque rectangular lo cual al momento de un sismo se comportará de manera equilibrada en sus ambos ejes debido a su correcta configuración en planta.

4.1.2 Resistencia convencional

El Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores es una edificación construida en los años 2011 y 2012 con 10 años de vida útil por ende se construyó con normativa antigua como es la norma técnica E.030-2003, E.060-2009, dando lugar a ciertas modificaciones que no se tenían hasta cierto momento que ayuda a tener una edificación más segura

De acuerdo a la tabla 3.17 para el uso de normativa antisísmica se calificó de B regular a los resultados del análisis sísmico al pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores para encontrar el tipo de estructuración que se utiliza nos da como resultado dos sistemas de estructuración véase

la tabla 3.14 y 3.15 , en el eje X tenemos una cortante basal en las columnas de 98.35% y para muros de 1.65% lo cual es despreciable trabajándose solo con un sistema que es el aporticado y en el eje Y tenemos una cortante basal en columnas de 21.62% y en muros de 78.38% lo cual se trabajara con el sistema de albañilería confinada; según la NTE.030 del MVCS (2108) nos restringe construir con un sistema aporticado una edificación esencial en este caso A2 colegio debido a la flexibilidad que presentan sus elementos estructurales es por eso que esta edificación no cumple con un diseño correcto.

De acuerdo a la tabla 3.17 para el momento de inercia y módulo de sección se tiene una calificación de A buena que según la tabla 3.16 del momento de inercia y módulo de sección no son iguales en ambas direcciones, pero tiene un valor de inercia elevado, por consiguiente, tendrá menor deflexión entonces la sección de la columna responde bien al momento flexionante causado por un sismo. Además de esto la edificación tiene dos niveles que según su categoría esencial de A2 cumple los requerimientos para una edificación segura.

4.2 Aspectos constructivos:

Los aspectos constructivos son esenciales y el método de Benedetti y Petrini trabaja con estos parámetros como son calidad del sistema resistente, posición del edificio y la cimentación, diafragmas horizontales, separación de líneas resistentes, tipo de cubierta, elementos no estructurales, y estado de conservación.

4.2.1.1 Calidad del sistema resistente

De acuerdo a la tabla 3.18 de los resultados del parámetro de resistencia convencional la edificación fue construida con una buena calidad de concreto armado según los ensayos de comprensión de probetas estos cumplen la resistencia de 210 kg/cm² para elementos estructurales que da el expediente técnico, además se tiene un ladrillo king kong de 18 huecos que cuenta con la resistencia adecuada para formar un muro de albañilería confinada adecuado de acuerdo al expediente, por eso tiene una calificación de A buena.

4.2.2 Posición del edificio y cimentación

De acuerdo a la tabla 3.19 de los resultados del parámetro de posición del edificio y cimentación la edificación se encuentra cimentada y localizada sobre un talud, donde el análisis de estudio de mecánica de suelos nos da a conocer que el talud tiene un suelo ML a una profundidad de 1.5 m que es hasta donde está cimentado con una presión admisible de 0.75 kg/cm^2 , lo cual en el análisis de diseño para esta cimentación nos encontramos que la presión admisible para el suelo es de 1.0 kg/cm^2 lo cual es mucho mayor que la presión admisible del suelo por lo que se tiene que utilizar un tipo de zapatas de cimiento corrido para mejorar la repartición de cargas de la estructura además de eso la edificación se encuentra construida encima de una ladera dando consigo una topografía accidentada de más de 30% de pendiente además este presenta deslizamientos en tiempos de lluvia dando a entender que el talud es inestable ante un evento severo es por eso que este parámetro se califica de Malo (C)



(a)



(b)

Figura 4.3 (a) (b) Realización de ensayo de estudio de mecánica de suelos y verificación de la topografía del lugar

4.2.3 Diafragmas horizontales

De acuerdo a la tabla 3.22 de los resultados del parámetro de diafragma horizontal la edificación a través del programa computacional ETABS v17 es que los elementos que componen el diafragma rígido como vigas, columnas y losa aligerada no presentan alguna deformidad como se especifica en las tablas 3.20 y 3.21 y aplicando la ecuación 2/3 de la suma de desplazamientos se tiene un desplazamiento de 0.73 en el eje X y 0.18 en el eje Y siendo menor que la separación mínima de la NTE E.030-2018, tomando así 4.65cm tanto para X como para Y es por eso que esta calificación tiene una clase A buena.

4.2.4 Separación máxima entre líneas resistentes

De acuerdo a la tabla 3.23 de los resultados del parámetro de separación de líneas resistentes este es bueno ya que cumple lo establecido con la NTE-E.060-2009 como podemos ver nuestra viga peraltada tiene unas dimensiones de $b=30$ y $H=60$, lo cual da un resultado de 15 m de los cuales no debe excederse, verificando tenemos una medida de 6.60 m, por consiguiente, cumple con el parámetro debido que no excede el valor máximo de 15m.

4.2.5 Tipo de cubierta

De la tabla 3.24 de resultados del parámetro de tipo de cubierta se tiene que el estado de conservación tiene una calificación de B regular debido a que la estructura se encuentra en mal estado debido que no cuenta con sumideros para evacuar las aguas pluviales y que debido a esto es que hay filtraciones de agua que deterioran a la estructura como a sus elementos estructurales. Luego la conexión con la estructura es calificada de regular debido a que el diseño de losa aligerada requiere de un área de acero mayor al acero existente en las viguetas.

4.2.6 Elementos no estructurales

De acuerdo a la tabla 3.26 de los resultados del parámetro de elementos no estructurales se tiene una calificación de C mala debido a que en la tabla 3.25 tenemos que nuestra tabiquería es inestable debido a que el momento actuante M_s es mayor que el momento resistente M_r , esto se debe a que no cuentan con buenos arriostres que ayuden a estabilizar los tabiques en caso de

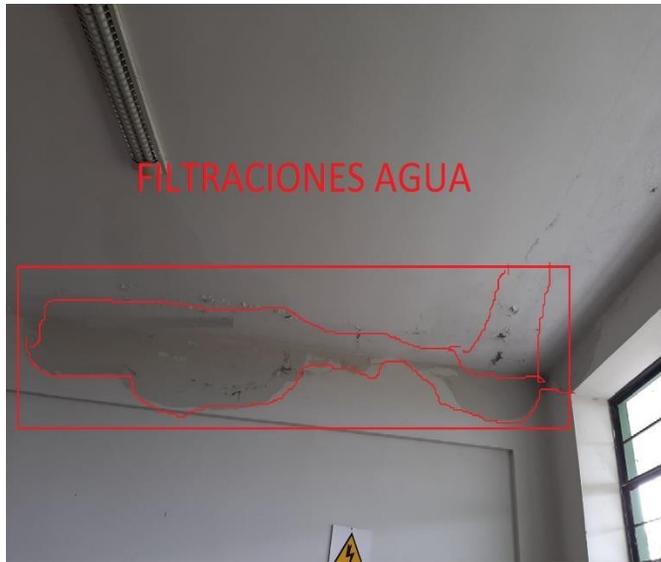
un sismo, presentan un ladrillo de mala calidad, no cuenta con juntas sísmicas en los tabiques con las columnas es por eso que al encontrarse ante un evento sísmico estos se desplomarían por la falta de arriostre en su zona perimétrica.



Figura 4.4 Elementos no estructurales

4.2.7 Estado de conservación

Según los resultados de la tabla 3.27 la estructura se encuentra en estado de conservación B regular debido a que es una estructura que no ha tenido fallas estructurales importantes aún, pero que presenta fisuras en casi toda su estructura eso para el tiempo de vida que está diseñada da a saber que no se ha realizado ningún mantenimiento rutinario o periódico de la edificación para cubrir ciertos defectos de esta edificación.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5 (a) (b) (c) Verificación del estado de conservación del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores

4.3 Analizó aspectos geométricos:

De configuración en planta y configuración en elevación dando consigo una buena calificación entre ambos parámetros.

4.3.1 Configuración en planta:

De acuerdo con la tabla 3.29 de resultados de configuración en planta la edificación se analizó para esquinas entrantes y torsión, para esquinas entrantes como se puede observar en las figuras 3.37 y 3.38, estas son ortogonales no presentan esquinas entrantes es por eso que al calcular si estas pasan el porcentaje de más del 20% que te estipula en la NTE E.030-2018 estas no cumplen dicha irregularidad y por lo tanto se califica de A bueno. Ahora para la torsión la edificación se calificó de A buena debido al análisis sísmico que se realizó en el programa computacional de Etabs v17, donde se observa que en la tabla 3.22 cumple con el máximo desplazamiento relativo de la NTE-E.030-2018 tanto para concreto armado como de albañilería confinada lo cual para que pueda haber irregularidad el máximo desplazamiento relativo de entre piso debe ser mayor que 50% del desplazamiento permisible en este caso no existe dicha irregularidad.

4.3.2 Configuración en elevación:

De acuerdo a la tabla 3.35 de resultados de configuración en elevación se tiene tres sub parámetros de columna corta, irregularidad vertical de masa y discontinuidad de los elementos estructurales.

Para columna corta se calificó de C mala debido que en el análisis de la edificación cuenta con dos sistemas estructurales: Pórticos de concreto armado y albañilería confinada de los cuales se deja juntas para su correcto desplazamiento sísmico, no obstante, en el proceso constructivo estas juntas no se han respetado lo cual al momento de suceder un sismo estos se desplazan tanto en X como en Y, y viendo los desplazamientos se dan con mayor dimensión en X según los datos obtenidos anterior mente pudiendo generar así la falla de columna corta según los resultados de la tabla 3.30 donde se genera mayor rigidez de la columna corta donde se puede observar que absorbe 11.94 y 5.83 más fuerza sísmica que soportaría la columna larga tanto en el eje 4 como en el eje 2.



Figura 4.6 Agrietamiento de falla de columna corta

Para la irregularidad vertical de masa es calificado de A bueno debido a que en las tablas 3.31, 3.32 y 3.33 encontramos que en el primer entre piso es más pesado que el segundo entrepiso por lo tanto concluimos que el segundo entrepiso no excede el 1.5 del peso el primer piso para que se pueda cumplir con la irregularidad de masa de la NTE E.030-2018, y no se tendrá una falla por dicha irregularidad.

Para la discontinuidad de sistema resistente se calificó de A bueno ya que los resultados obtenidos del programa computacional ETABS v17 de la tabla 3.27, se tiene que los elementos que presentan más del 10% de cortante son los muros de albañilería confinada estos a su vez son 8 muros con una distancia de 3.05 los cuales se tiene dos M1, dos M2, dos M3 y dos M4 que llevan una continuidad hasta el segundo nivel estos a su vez tienen la misma proporción hasta el segundo nivel no presentando desalineamiento vertical es por eso que no cumple con 25% de desalineamiento de la longitud del elemento de la NTE E.030-2018 para que pueda tener una irregularidad de desplazamiento.

5 CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones:

- El grado vulnerabilidad sísmica aplicando el método Italiano o de Benedetti y Petrini en el pabellón III de la I.E 16003 Miraflores del Distrito de Jaén-Cajamarca, debido a sus características estructurales, su aspecto constructivo y sus aspectos geométricos tiene un grado de vulnerabilidad de 25 % lo que quiere decir que es una vulnerabilidad sísmica Media.
- Los aspectos estructurales de tipo de organización del sistema resistente encontramos que todas las columnas cumplen con el diseño área acero existente debido que el área de acero existente es mayor que el área de acero mínimo, el área de acero necesario y el área de acero necesario con sismo; en cuanto a vigas se tiene que todas cumplen con el diseño existente ya que el momento resistente nominal M_n es mayor que el 0.9 del momento actuante ultimo M_u . En cuanto a la resistencia convencional se encontró que existen dos sistemas estructurales de acuerdo al análisis sísmico en el eje X un sistema Aporticado con una cortante basal en columnas de 98.35% y en muros de albañilería de 1.65% , y en el eje Y un sistema de albañilería confinada con una cortante basal en muros albañilería de 78.38% y en columnas de 21.62% por lo tanto al utilizar un sistema estructural aporticado en cualquier eje en este caso X este no cumple con lo especificado en la NTE.030-2018 para una edificación esencia A2 (Colegio).
- Los aspectos constructivos tenemos que la calidad del sistema resistente, los diafragmas horizontales, y la separación de líneas residentes, presentan una calificación buena no obstante los parámetros de posición del edificio con la cimentación tiene una calificación mala debido que en el estudio de mecánica de suelos tiene una capacidad admisible del suelo de 0.75kg/cm^2 y la presión que ejerce la estructura existente con zapatas aisladas es de 1.0kg/cm^2 lo que quiere decir que este diseño de cimentación no es el adecuado para esta estructura; en el tipo de cubierta se tiene una losa aligerada que según el análisis realizado en el programa ETABS v17 se tendría que aumentar el área de acero en las

viguetas; en los elementos no estructurales tenemos que el momento actuante M_s es mayor que el momento resistente M_r en la tabiquería por lo cual es inestable ante un sismo; y el estado de conservación se califica de regular debido a que no se ha dado mantenimiento a ciertos defectos que ha presentado la estructura a lo largo de sus 12 años de vida.

- Los aspectos geométricos tenemos la configuración en planta que son buenos ya que la edificación no presenta esquinas entrantes ni tampoco presenta irregularidad de torsión debido que los desplazamientos relativos no superan el 50% de los desplazamientos relativos permitidos por la NTE.030-2018; la configuración en elevación puede presentar el efecto de columna corta ya que no se han dejado juntas sísmicas para el correcto desplazamiento de las columnas y esto presenta una mayor rigidez en la columna corta de hasta 11.94 y 5.83 la fuerza del sismo que en la columna larga, y respecto a la irregularidad de masa no tiene debido a que en el primer entre piso es mayor que el de la azotea.

5.2 Recomendaciones:

Considerando la importancia de esta investigación y en función de los resultados y análisis metodológico se hacen algunas recomendaciones para que el Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores pueda resistir ante un eventual evento sísmico de acuerdo a los resultados arrojados por el método Benedetti y Petrini.

- La posición del edificio y la cimentación según los resultados de la investigación se ubica en una zona 2, con un suelo intermedio, y está construida sobre ladera talud donde nos encontramos con un suelo ML y una capacidad portante de 0.75 kg/cm^2 lo cual es más baja que la presión admisible de 1.0 kg/cm^2 que la estructura trasmite al suelo con zapatas aisladas es por eso que se recomienda mejorar la cimentación ampliando el área de zapatas. además de tener una topografía accidentada de más de 30% de pendiente lo cual puede ser una posible falla ante un evento sísmico lo que se recomienda es que se proteja al suelo a través de un

muro de contención que ayudara a que este no se erosione o se deslice y tenga una mejor estabilidad ante un evento sísmico.

- Los elementos no estructurales según los resultados de nuestra investigación son inestables debido a la mala calidad del ladrillo y bordes no arriostrados, se recomienda arriostrar nuestros muros de tabiquería a través de cortes perimétricos de 20 cm donde ira una columneta que pueda arriostrar en todo su perímetro a la tabiquería que dará la estabilidad al muro a la hora del movimiento sísmico.
- El estado de conservación según los resultados de nuestra investigación cuenta con deterioros en sus acabados, pisos y elementos estructurales los cuales se recomienda dar mantenimiento a la edificación anualmente para cubrir ciertos deterioros que pueden ir avanzando y deteriorando más a la estructura.
- La investigación arroja posible falla de columna corta al momento de un sismo debido a que las juntas de dilatación que separan las columnas con los tabiques que están rellenas de material rígido que hace que la estructura no pueda desplazarse en un evento sísmico es por eso que se recomienda que estas juntas de dilatación se limpien y rellenen con Tecnoport o Neopreno que son materiales que se expanden al momento de un movimiento sísmico.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvarez, J. J., & Pulgar, X. O. (2019). “Análisis de vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares públicos en el distrito de Villa María del Triunfo mediante el método Índice de Vulnerabilidad (Fema p-154) y su validación mediante cálculo de distorsiones laterales- Lima. Lima, Perú.
- Alvayay Barrientos, D. A. (2013). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Casco Urbano de la Ciudad de Valdivia, Empleando Índices de Vulnerabilidad*. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Astroza, M. (2005). Calibración del Índice de Vulnerabilidad del GNDT a las Edificaciones Chilenas: Estructuras de Albañilería Confinada. *Researchgate*, 16.
- Avanto, S., & Cardenas, D. (2015). Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica Aplicando El Método Benedetti – Petrini en las Instituciones Educativas del Centro Historico de Trujillo, Provincia de Trujillo, Región Libertad. (tesis para optar el título de Ingeniero Civil. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo.
- Beauperthuy U., J., & Urich B., A. (2012). *El Efecto de Columna Corta Estudio de Casos*. B.R.S. Ingenieros, C.A.
- Cárdenas, L. (2008). “Análisis de vulnerabilidad estructural del hotel Comercio”. *Tesis para optar grado el titulo de Ingeniero Civil* . Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Castro P, C. (2011). Diagnostico de la Construcción en Ayacucho. *Seminario Regional de Estudios y Normalización de la construcción*. Colegio de Ingenieros del Perú Consejo Departamental Ayacucho Capítulo de Ingeniería Civil, Ayacucho, AYACUCHO, Perú.
- Cázares, J. U. (2013). “Estimación de la vulnerabilidad sísmica para estructuras de mampostería considerando la calidad de la supervisión-México”. México.
- Espinoza, J. (2016). Estudio de la vulnerabilidad sísmica de una unidad educativa. caso escuela primaria de la armada. (Tesis para el grado de Magister en tecnologías de Edificación). Universidad de Guayaquil, Guayaquil.
- Fernandez, A., & Párraga, C. N. (2013). *Vulnerabilidad Sísmica de centros educativos de Huancayo Metropolitano-Huancayo*. Huancayo, Perú.

- González, F. (2017). "Vulnerabilidad Sísmica del Edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca". *Tesis para Optar por el Título Profesional de Ingeniería Civil*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Cajamarca, Cajamarca.
- Goytia Torres, I. R., & Villanueva Inca, R. (2001). *Modernización de la enseñanza aprendizaje en la asignatura de Ingeniería Antisísmica*. Cochabamba.
- Hidalgo Zuloaga, E. J., & Silvestre Gómez, R. J. (2019). "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la institución educativa N° 20478- Los pabellones, del Distrito y Provincia de Barranca del Departamento de Lima". Universidad Nacional Jose Fautino Sanchez Carrión, Huacho, Perú .
- Huiza Borda, W. E., & MAYhua Calderón, J. (2019). *Grado de Vulnerabilidad Sísmica con la Aplicación del Método Italiano en el colegio Nacional la Victoriade Ayacucho-Huancavelica, 2019*. Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, Perú.
- IGP. (26 de 5 de 2019). *Ministerio del Ambiente*. Obtenido de Instituto Geofísico del Perú: https://www.igp.gob.pe/version-anterior/sites/default/files/images/documents/sismos/Boletines_sismicos_2019/2605190241.pdf
- INDECI - PNUD. (2005). *Programa de Prevención y Medidas de Mitigación ante Desastres de la Ciudad de Jaén*. Instituto Nacional de Defensa Civil - Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, Jaén.
- INDECI. (2005). *Programa de prevención y Medidas de Mitigación ante Desastres de la ciudad de Jaén*. Instituto Nacional de Defensa Civil, Jaén, Jaén, Perú.
- Kuroiwa, J. (2002). Reducción de desastres Viviendo en armonía con la naturaleza. *CAPECO*. Programa de las Naciones Unidas (PNUD), Lima, Perú.
- Lantada Zarzosa , N. (2007). Evaluación del Riesgo Sísmico Mediante Métodos Avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la Ciudad de Barcelona. *Tesis Doctoral(VOLUMENI)*. Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, España.
- Mamani Roque, E. R. (2018). Determinación del Nivel de desempeño Sísmico de un edificio de 8 niveles en la Ciudad de Jamalca. *Tesis*. Universidad Nacional del Antiplano, Puno, Perú.

- Marín, M. F. (2014). *Determinación de la vulnerabilidad sísmica de los pabellones 1 y 2 de la I.E. Estatal Ramón Castilla y Marquesado del distrito de Jaén- Cajamarca*. Jaén, Cajamarca.
- Morales Morales, R. (2012). *Diseño de Concreto Armado* (07 de junio del 2012 ed.). Lima, Lima, Perú: HOZLO SAC.
- Mosqueira Moreno, M. Á. (2012). *Riesgo Sísmico de las Facultades de Ingeniería - Universidad Nacional de Cajamarca*. Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo.
- Mosqueira Moreno, M. Á., & Tarque Ruíz, S. (2005). *Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la costa peruana*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- MVCS. (2006). *Norma E.070 Albañilería*. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.
- MVCS. (2009). E.060 Concreto Armado. *Reglamento nacional de edificaciones*. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.
- MVCS. (2018). *Reglamento Nacional de Construcciones NTE-030 de Diseño Sismo Resistente*. Ministerio de Vivienda, Construcciones y Saneamiento, Lima, Perú.
- Oviedo Sarmiento, R. (2016). *Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado*. (O. i. EIRL, Ed.) Lima, Perú: DAKYNA.
- Picon, C. A., & Vargas, D. F. (2011). *"Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la sede principal del Colegio de Santander en Bucaramanga-Colombia"*. Bucaramanga, Colombia.
- Quezada Avalo, S. Y. (2019). *Fallas más Comunes en Sistemas Estructurales de ductilidad Limitada En Viviendas de Hasta Dos Pisos en Zonas de Alta Sísmicidad*. Universidad Técnica de Machala, Machala.
- Ramoz, J. K. (2018). *Evaluación Estructural del bloque al de la "I.E. Emblemática Jaén de Bracamoros, provincia de Jaén-Cajamarca"*. Jaén, Jaén , Perú .
- Ríos, C. (2011). *Índice de Vulnerabilidad Sísmica de Colegios de muros de albañilería confinada y su relación con el daño producido por el sismo del 27 de febrero de 2010. (Tesis para optar al título de Ingeniero Civil)*. Universidad Austral de Chile, Valdivia.
- Rivera, H. (2011). *Geología General*. (3° ed.). Lima: Editorial Megabyte.
- RNE. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones NTE - E.030*. Lima, Perú: El Peruano.

- Seiner Lizárraga, L. (2017). *Catálogo Historia de los Sísmos en el Perú*. Lima, Urb. Fundo Monterrico Chico, Perú: Fondo Editorial.
- Tavera, H. (1993). *Tierra, Tectónica y Sismicidad*. Lima. Obtenido de file:///C:/Users/LENOVO/Downloads/REGEN_tierra,%20tectonica%20y%20sismicidad.pdf
- Ugel, R. (2015). Vulnerabilidad Sísmica en Edificaciones Porticadas Compuestas de acero y Hormigón Armado. (*Tesis Doctorado*). Universidad Politecnica de cataluya, Catalunya, España.
- Yépes , F., Barbat, A., & Canas, J. (1995). *Riesgo, Peligricidad y Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Mampostería*.

7 ANEXOS

7.1 Glosario de términos

Tenemos los siguientes conceptos básicos según Goytia y Villanueva (2001) que generalmente se usan en sinología y que ayudan para una mejor comprensión del comportamiento de un sismo.

- **Sismo:** Es aquel que se da por las ondas sísmicas inducidas en la corteza terrestre debido a la vibración que se genera en la tierra (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Sismología:** Es una ciencia que estudia los sismos, sus causas, efectos y todos los fenómenos que se relacionan con esta (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Sismicidad:** Es la cantidad de energía que se libera en cierto lugar o área y como esta es frecuente en dicho lugar (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Amenaza sísmica:** Son las futuras acciones sísmicas que se pueden dar en un lugar determinado y se cuantifica en términos de la aceleración horizontal del terreno lo cual tiene una probabilidad de que vuelva a ocurrir en un lapso de tiempo predeterminado (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Microzonificación sísmica:** Es la división de alguna área a través de un plano de microzonificación donde se presenta similitud al comportamiento sísmico debido a las características de los estratos de suelos (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Fallas geológicas:** Es una zona de ruptura de la corteza terrestre que se da debido a la colisión de dos placas o a la separación de dichas placas tectónicas *cuyos* lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura (Goytia y Villanueva, 2001).

- **Ondas sísmicas:** Es la vibración que se da debido al choque de placas tectónicas que se propagan por toda la corteza terrestre causadas por la liberación de energía en el foco (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Acelerograma:** Es la función que describe el tiempo de las aceleraciones que estuvo sometido dicha área durante la ocurrencia de un sismo (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Sismograma:** Sirve para medir y registrar los movimientos sísmicos y ver la magnitud de los mismos (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Aceleración pico del suelo:** Es la intensidad máxima que alcanza un sismo en un punto de la superficie expresada como fracción de la gravedad (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Licuación:** Es el fenómeno que se da en un suelo generalmente arena gravoso que es sometido a vibraciones, que hace que el suelo se comporte como un fluido denso y no como una masa de suelo húmedo (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Epicentro:** Es el punto que se tiene en la superficie de la tierra inmediatamente por encima del foco de la ocurrencia de un sismo (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Hipocentro:** Es el lugar donde se origina el sismo y este se le conoce como foco sísmico (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Distancia epicentral (D):** Es la distancia horizontal desde un punto en la superficie al epicentro Fig 2.13 de (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Distancia focal (R)** Es la distancia de un punto en la superficie al foco, hipocentro o fuente fig 2.13 de (Goytia y Villanueva, 2001).

- **Profundidad focal (H):** Es la distancia entre el foco y el epicentro Fig 2.13 (Goytia y Villanueva, 2001).
- **Sismo de diseño:** Para el diseño de una estructura sismo resistente se debe conocer el lugar y saber a qué zona pertenece para así diseñar nuestra estructura con los datos sismorresistentes de dicho lugar (Goytia y Villanueva, 2001).

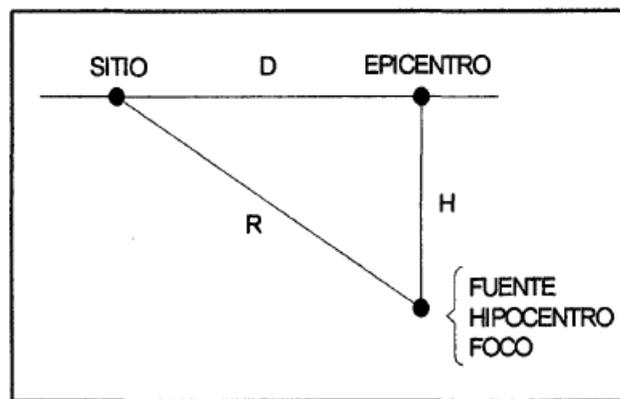


Figura 7.8 Relación geométrica entre foco y sitio

Fuente: Goytia y Villanueva 2001

- **Magnitud e intensidad de los terremotos:** Desde que la sismología alcanzó un carácter plenamente científico, los sismólogos intentan establecer criterios lo más precisos posibles para determinar la importancia de los terremotos. En la actualidad, se utilizan para ello dos parámetros: uno objetivo, la magnitud, y otro más subjetivo, la intensidad (Rivera, 2011).
- **Magnitud:** Mediante la magnitud de un sismo se intenta determinar la cantidad de energía liberada en un foco. Se calcula midiendo en el sismograma correspondiente la amplitud máxima que alcanzan ciertas ondas sísmicas en un determinado tipo de sismógrafo. La magnitud es, pues, el parámetro más objetivo para conocer la violencia intrínseca de un terremoto. La escala de magnitudes más usada en la actualidad fue establecida por el sismólogo estadounidense Ch. F. Richter y comprende diez grados, del 0 al 9, donde cada grado es diez veces superior al precedente (Rivera, 2011).

- **Intensidad:** El concepto intensidad de un sismo es mucho más subjetivo que el de magnitud, pues se basa en la apreciación de los efectos producidos por el mismo en la superficie, sobre edificaciones, etc. La intensidad máxima de un terremoto, en el epicentro y que decrece a medida que aumenta su distancia, depende en primer lugar de la magnitud del mismo, es decir, de su violencia intrínseca, y en segundo lugar, de la profundidad donde se encuentra el foco; es más intenso cuanto más superficial sea el hipocentro (Rivera, 2011).

7.2 Resultados de laboratorio Mecánica de suelos

	TESIS: "DETERMINACION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN III DE LA I.E. 16003 MIRAFLORES DEL DISTRITO DE JAÉN-CAJAMARCA"		
	TESISTA: ELBIS DARWIN MARÍN GONZALES		
	N° Informe: EMS-TP-2022-003	Fecha: Febrero - 2022	

4.1. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Los ensayos estándar de laboratorio, se realizaron en el Centro De Investigación De Mecánica De Suelos Y Pavimentos, de la empresa CEIMSUP y el análisis químico de sales agresivas, bajo las Normas A.S.T.M. (American Society For Testing and Materials).

4.1.1. ENSAYOS ESTÁNDAR.

Para la identificación del tipo de suelo de Se realizaron los siguientes ensayos, según la norma

- ✓ Ensayos De Análisis Granulométrico. ASTM – D6913
- ✓ Ensayos De Límite Líquido, Plástico E Índice De Plasticidad De Suelos. ASTM – D4318
- ✓ Ensayos De Contenido De Humedad. ASTM – D2216
- ✓ Ensayos De Densidad Natural. ASTM - D2937
- Las muestras han sido clasificadas utilizando el sistema de clasificación de suelos (SUCS).

Cuadro N° 02: Resumen de los ensayos estándar de clasificación de suelos

TRINCHERA	PROF. (m):	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES DE ATEMBERG			C.H. (%)	D.N (gr/cm ³)	CLASIFICACIÓN
		GRAVA	ARENA	FINOS	L.L	L.P	IP			
T - 1, M -1	0.20 - 1.50	14.79	11.10	74.12	39%	30%	8%	15.46	1.72	ML
T - 1, M -2	1.50 - 4.50	28.69	14.99	56.32	33%	27%	5%	13.30	1.76	ML
T - 1, M -3	4.50 - 6.00	28.09	31.13	40.79	24%	21%	3%	7.28	1.78	SM
T - 1, M -4	6.00 - 7.00	28.58	44.51	26.91	21%	18%	3%	6.43	1.79	SM

Dónde:

L.L.: Límite líquido

L.P.: Límite plástico

C.H.: Contenido de humedad

D.N.: Densidad Natural



Jorge Luis Soto Carrasco
 INGENIERO CIVIL
 RES.-CIP. 208400

	TESIS: "DETERMINACION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN III DE LA I.E. 16003 MIRAFLORES DEL DISTRITO DE JAÉN-CAJAMARCA"		
	TESISISTA: ELBIS DARWIN MARÍN GONZALES		
	N° Informe: EMS-TP-2022-003	Fecha: Febrero - 2022	

Cuadro N°04: Resumen De Capacidad Portante De Cimentación.

CIMENTACIÓN SOBRE EL BORDE DE UN TALUD – CASOS ESPECIALES											
PARAMETROS							DIMENSIONES			RESISTENCIA (Kg/cm ²)	
TRINCHERA	TIPO DE SUELOS	C.H. (%)	Es (Kg/cm ²)	C (Kg/cm ²)	FS	Ø (°)	L (m)	B (m)	DF (m)	Qu	Qadm
T - 1	ML	13.3	212	0.06	4	31.84	1.00	1.00	1.50	4.49	0.75

. Elemento estructural de mayor riesgo.

Cuadro N°05: Transmisión de cargas de la estructura.

DESCRIPCIÓN	AREA (m ²)	N° PISOS	CARGA POR PISO	Carga transmitida/area (tn/m ²)	Carga transmitida/area (kg/cm ²)
BLOQUE I	189.00	3	531.25	2.81	0.28
BLOQUE II	189.00	3	519.00	2.75	0.27
ESCALERA	19.17	3	168.62	8.80	0.88

6.4. Tipo De Cimentación.

- De acuerdo a los resultados hallados con los parámetros de suelos, recomienda para la edificación el empleo de cimentación Corridas.


 Jorge Luis Soto Carrasco
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 208400

	TESIS: "DETERMINACION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN III DE LA I.E. 16003 MIRAFLORES DEL DISTRITO DE JAÉN-CAJAMARCA"		
	TESISTA: ELBIS DARWIN MARÍN GONZALES		
	N° Informe: EMS-TP-2022-003	Fecha: Febrero - 2022	

7. HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TESIS: "DETERMINACION DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN III DE LA I.E. 16003 MIRAFLORES DEL DISTRITO DE JAÉN-CAJAMARCA"

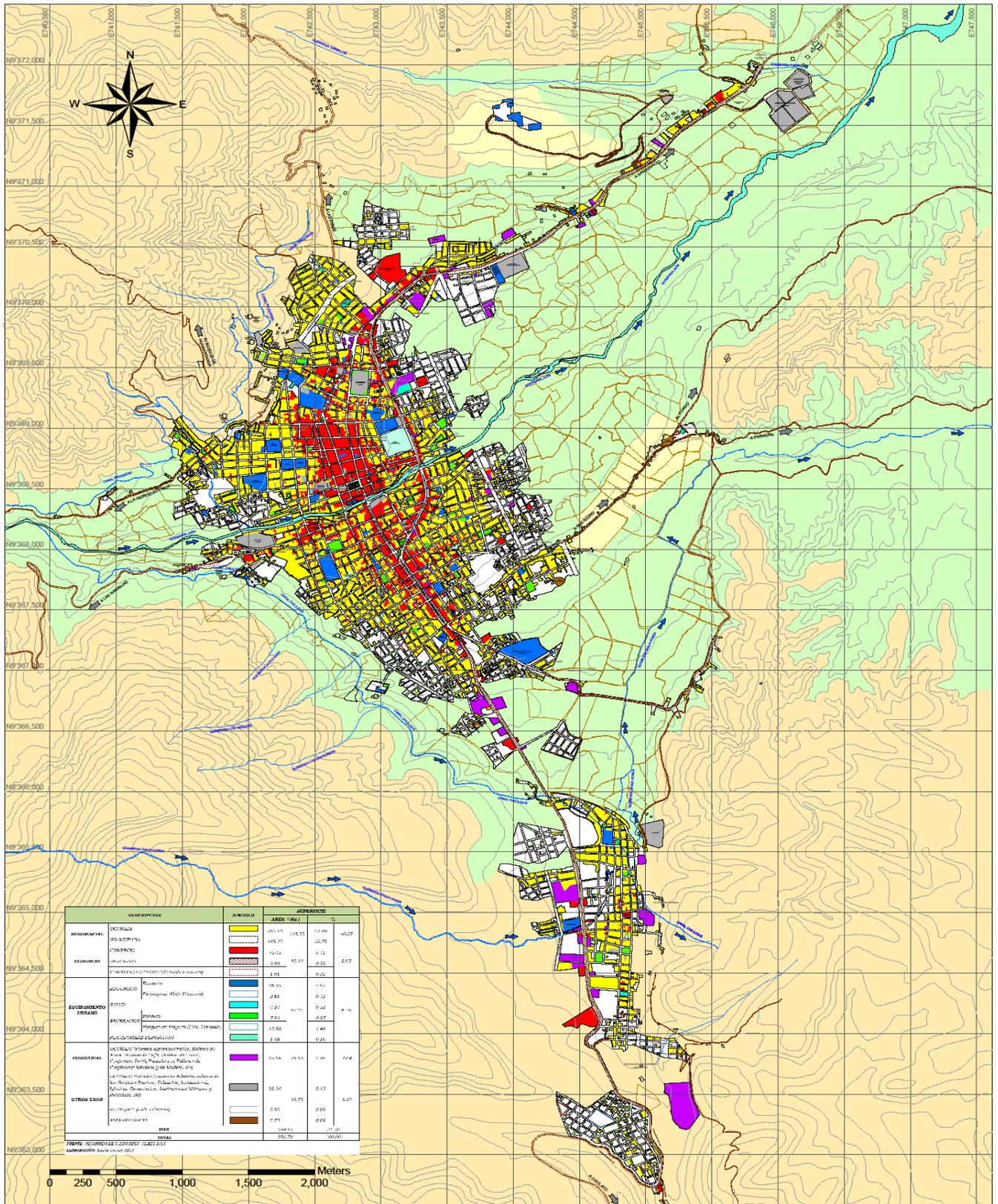
UBICACIÓN: PABELLON III I.E. N° 160003 SECTOR MIRAFLORES – JAÉN

FECHA: Febrero – 2022

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Profesional Responsable (PR):	ING. JORGE LUIS SOTO CARRASCO
Tipo de Cimentación:	Cimentación Corrida
Estrato de apoyo de la cimentación:	Limo Medianamente Compresible ML
Profundidad de la Napa Freática:	NO Se Encontró Napa Freática
Parámetros de Diseño de la Cimentación Profundidad de Cimentación: Presión Admisible: Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico): Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	1.50 m 0.75 Kg/cm ² 4 0.19 cm < 2.54 cm (1": Asentamiento Máximo Permisible)
Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030) Zona Sísmica: Z: Tipo de perfil del suelo: Factor del suelo (S): Periodo TP (s): Periodo TL (s):	2 0.25 S2 1.20 0.6 2.0
Agresividad del Suelo a la Cimentación:	Insignificante (Cemento Portland Tipo I)
Problemas Especiales de cimentación	No licuable No colapsable No Expansivo
Indicaciones Adicionales:	No deberá de cimentarse sobre suelo orgánico, relleno No tratado. Estos materiales deben ser removidos en su totalidad


CEIMSUP
 Jorge Luis Soto Carrasco
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 208400

CIUDAD DE JAEN



7.3 Metrado de cargas



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
SEDE -JAÉN



EL PABELLÓN III DE LA I.E. 16003 MIRAFLORES CUENTA CON TRES BLOQUES, DOS DE LOS CUALES SON IGUALES Y EL OTRO BLOQUE QUE ES LA ESCALERA FUNCIONAN DE MANERA SEPARADA.



PAVELLON III I.E. 16003 MIRAFLORES

METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS BLOQUE 1

NIVEL	TIPO DE COLUMANA	NUMERO	AREA(m)	h(m)	PESO COLUMNA	PESO TOTAL
1	C-1	4	0.21	3.15	6350.4	33566.4
	C-2	10	0.31	3.15	23436	
	C-3	4	0.125	3.15	3780	
2	C-1	4	0.21	3.15	6350.4	33566.4
	C-2	10	0.31	3.15	23436	
	C-3	4	0.125	3.15	3780	

METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS BLOQUE 2

NIVEL	TIPO DE COLUMANA	NUMERO	AREA(m)	h(m)	PESO COLUMNA	PESO TOTAL
1	C-1	4	0.21	3.15	6350.4	33566.4
	C-2	10	0.31	3.15	23436	
	C-3	4	0.125	3.15	3780	
2	C-1	4	0.21	3.15	6350.4	33566.4
	C-2	10	0.31	3.15	23436	
	C-3	4	0.125	3.15	3780	

METRADO DE CARGAS PARA ESCALERA

NIVEL	TIPO DE COLUMANA	NUMERO	AREA(m)	h(m)	PESO COLUMNA	PESO TOTAL
1	C-5	8	0.0625	3.15	3780	3780
2	C-5	8	0.0625	3.15	3780	3780
3	C-5	8	0.0625	3.40	4080	4080

METRADO DE TABIQUERIA BLOQUE 1

NIVEL	MURO	t	l	h	P.MURO	P. TOTAL
1	EJE 1-1 ENTRE A-G	0.15	18.7	1.2	6058.8	47447
	EJE 2-2 ENTRE A-G	0.15	14.62	1.65	6513.21	
	EJE 1-2 ENTRE A-A, B-B, C-C, E-E, GG	0.25	31	2.5	34875	
2	EJE 1-1 ENTRE A-G	0.15	18.7	1.2	6058.8	45722.6
	EJE 2-2 ENTRE A-G	0.15	15.52	1.65	6914.16	
	EJE 1-2 ENTRE A-A, B-B, C-C, E-E, GG	0.25	18.3	2.5	20587.5	
	EJE 3-3 ENTRE A-G	0.15	25.2	1.65	11226.6	
	EJE 2-3 ENTRE A-A Y G-G	0.15	2.1	1.65	935.55	

METRADO DE TABIQUERIA BLOQUE 2

NIVEL	MURO	t	l	h	P.MURO	P. TOTAL
1	EJE 1-1 ENTRE K-Q	0.15	18.7	1.2	6058.8	41323
	EJE 2-2 ENTRE K-Q	0.15	15.52	1.65	6914.16	
	EJE 1-2 ENTRE K-K, M-	0.25	25.2	2.5	28350	
2	EJE 1-1 ENTRE K-Q	0.15	18.7	1.2	6058.8	45722.6
	EJE 2-2 ENTRE K-Q	0.15	15.52	1.65	6914.16	
	EJE 1-2 ENTRE K-K, M-M, O-O, Q-Q	0.25	18.3	2.5	20587.5	
	EJE 3-3 ENTRE K-Q	0.15	25.2	1.65	11226.6	
	EJE 2-3 ENTRE K-K Y Q-	0.15	2.1	1.65	935.55	

METRADO DE TABIQUERIA PARA ESCALERA

NIVEL	MURO	t	l	h	P.MURO	P. TOTAL
1	EJE H-H ENTRE 1'-2'	0.25	4.25	2.7	5163.75	13729.5
	EJE J-J ENTRE 1'-1'	0.25	4.25	2.7	5163.75	
	EJE I-I ENTRE 1''-2''	0.25	2.8	2.7	3402	
2	EJE H-H ENTRE 1'-2'	0.25	4.25	2.7	5163.75	13729.5
	EJE J-J ENTRE 1'-1'	0.25	4.25	2.7	5163.75	
	EJE I-I ENTRE 1''-2''	0.25	2.8	2.7	3402	

METRADO DE VIGAS BLOQUE 1

NIVEL	VIGA	L	B	H	P.VIGA	P.TOTAL
1	EJE 1-1 ENTRE A-G	19	0.25	0.4	4560	39057.6
	EJE 2-2 ENTRE A-G	19	0.25	0.4	4560	
	EJE 3-3 ENTRE A-G	25.2	0.2	0.3	3628.8	
	EJE 1-3 ENTRE A-A,B-B,C-C,D-D,E-E,F-F,G-G	60.9	0.3	0.6	26308.8	
2	EJE 1-1 ENTRE A-G	19	0.25	0.4	4560	39057.6
	EJE 2-2 ENTRE A-G	19	0.25	0.4	4560	
	EJE 3-3 ENTRE A-G	25.2	0.2	0.3	3628.8	
	EJE 1-3 ENTRE A-A,B-B,C-C,D-D,E-E,F-F,G-G	60.9	0.3	0.6	26308.8	

METRADO DE VIGAS BLOQUE 2

NIVEL	VIGA	L	B	H	P.VIGA	P.TOTAL
1	EJE 1-1 ENTRE K-Q	19	0.25	0.4	4560	39057.6
	EJE 2-2 ENTRE K-Q	19	0.25	0.4	4560	
	EJE 3-3 ENTRE K-Q	25.2	0.2	0.3	3628.8	
	EJE 1-3 ENTRE K-K,L-L,M-M,N-N,O-O,P-P,Q-Q	60.9	0.3	0.6	26308.8	
2	EJE 1-1 ENTRE K-Q	19	0.25	0.4	4560	39057.6
	EJE 2-2 ENTRE K-Q	19	0.25	0.4	4560	
	EJE 3-3 ENTRE K-Q	25.2	0.2	0.3	3628.8	
	EJE 1-3 ENTRE K-K,L-L,M-M,N-N,O-O,P-P,Q-Q	60.9	0.3	0.6	26308.8	

METRADO DE VIGAS ESCALERA

NIVEL	VIGA	L	B	H	P.VIGA	P.TOTAL
1	EJE H-H ENTRE 1'-2'	6.15	0.25	0.6	2214	6116.4
	EJE J-J ENTRE 1'-2'	6.15	0.25	0.6	2214	
	EJE H-J ENTRE 1'-1', 1''-1'', 2'-2'	10.05	0.25	0.2	1206	
	EJE H-J ENTRE 2''-2''	3.35	0.2	0.3	482.4	
2	EJE H-H ENTRE 1'-2'	6.15	0.25	0.6	2214	6116.4
	EJE J-J ENTRE 1'-2'	6.15	0.25	0.6	2214	
	EJE H-J ENTRE 1'-1', 1''-1'', 2'-2'	10.05	0.25	0.2	1206	
	EJE H-J ENTRE 2''-2''	3.35	0.2	0.3	482.4	
3	EJE H-H ENTRE 1'-2'	6.15	0.25	0.35	1291.5	4392
	EJE J-J ENTRE 1'-2'	6.15	0.25	0.35	1291.5	
	EJE H-J ENTRE 1'-1', 1''-1'', 2'-2'	10.05	0.25	0.3	1809	

METRADO DE ALIGERADO BLOQUE 1

NIVEL	LOSA	ESPEJOR	N° PAÑOS	Lx	Ly	ÁREA	P. UNITAR	P. LOSA	P.TOTAL
1	L1	0.2	6	3.85	7	26.95	250	8085	10337.25
	L2	0.2	6	3.85	1.95	7.5075	250	2252.25	
2	L1	0.2	6	3.85	7	26.95	250	8085	10337.25
	L2	0.2	6	3.85	1.95	7.5075	250	2252.25	

METRADO DE ALIGERADO BLOQUE 2

NIVEL	LOSA	ESPEJOR	N° PAÑOS	Lx	Ly	ÁREA	P. UNITAR	P. LOSA	P.TOTAL
1	L1	0.2	6	3.85	7	26.95	250	8085	10337.25
	L2	0.2	6	3.85	1.95	7.5075	250	2252.25	
2	L1	0.2	6	3.85	7	26.95	250	8085	10337.25
	L2	0.2	6	3.85	1.95	7.5075	250	2252.25	

METRADO DE ALIGERADO ESCALERA

NIVEL	LOSA	ESPEJOR	N° PAÑOS	Lx	Ly	ÁREA	P. UNITAR	P. LOSA	P.TOTAL
1	L2	0.2	1	3.35	1.9	6.365	250	318.25	318.25
2	L2	0.2	1	3.35	1.9	6.365	250	318.25	1030.125
	L3	0.2	1	3.35	4.25	14.2375	250	711.875	

METRADO DE CONCRETO DE LA ESCALERA

NIVEL	b(Ancho esc)	l(largo)	ESP	P.ESPECIFI	S/C	CM	CV
1	1.6	4.4	0.2	2400	500	3379.2	3520
2	1.6	3.64	0.2	2400	500	2795.52	2912
2	1.6	4.4	0.2	2400	500	3379.2	3520

CARGA VIVA - ENTREPISO PARA BLOQUE 1 Y 2 (KG)

NIVEL	S/C	AREA	PESO
1	250	189	47250
2	250	189	47250

PESO EFECTIVO DE PISO BLOQUE 1 (KG)

NIVEL	CM	CV	PESO POR NIVEL	PESO ACUMULADO
1	130,408.26	47,250.00	177,658.26	177,658.26
2	128,683.86	47,250.00	175,933.86	353,592.12

PESO EFECTIVO DE PISO BLOQUE 2 (KG)

NIVEL	CM	CV	PESO POR NIVEL	PESO ACUMULADO
1	124,284.21	47,250.00	171,534.21	171,534.21
2	128,683.86	47,250.00	175,933.86	347,468.07

PESO EFECTIVO DE PISO DELA ESCALERA (KG)

NIVEL	CM	CV	PESO POR NIVEL	PESO ACUMULADO
1	27,323.35	3,520.00	30,843.35	30,843.35
2	27,451.55	2,912.00	30,363.55	61,206.90
3	11,851.20	3,520.00	15,371.20	76,578.10

7.4 Calculo del momento de inercia y modulo de sección de las columnas

I.- EN EL SENTIDO X y Y

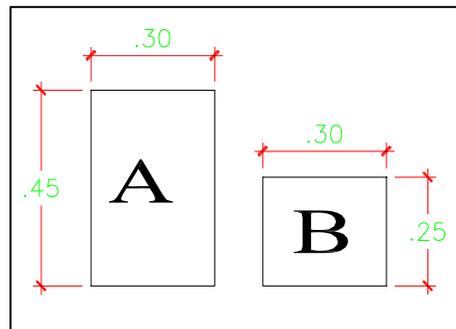
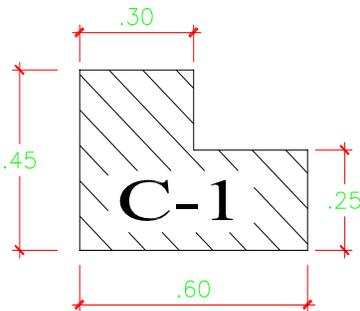
* CONSIDERANDO $f'_c=210\text{kg/cm}^2$

$$E_c = 1500\sqrt{210} =$$

217370.65 kg/cm²

HALLANDO LA RIGIDEZ POR COLUMNA

COLUMNA C-1:



$$\bar{X} = 25.71429$$

$$\bar{Y} = 18.92857$$

$$A = 1350$$

$$B = 750$$

$$\bar{X}A = 35$$

$$\bar{Y}A = 22.5$$

$$\bar{X}B = 15$$

$$\bar{Y}B = 12.5$$

$$hA = 45$$

$$bA = 30$$

$$hB = 25$$

$$bB = 30$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{n=1}^N m_n x_n}{\sum_{n=1}^N m_n}, \bar{y} = \frac{\sum_{n=1}^N m_n y_n}{\sum_{n=1}^N m_n}$$

$$IXA = 245031.8878$$

$$IXB = 70057.39796$$

$$IXT = 315089.2857$$

$$IYA = 256224.4898$$

$$IYB = 142346.9388$$

$$IYT = 398571.4286$$

TEOREMA DE STEINER

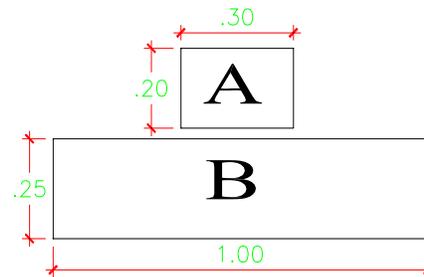
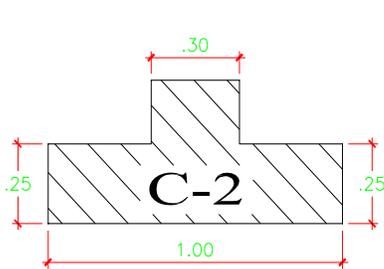
$$I_x = I_{ox} + A \cdot dy^2$$

$$I_y = I_{oy} + A \cdot dx^2$$

$$I_{ox} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_{oy} = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

COLUMNA C-2



$$\bar{X} = 50$$

$$\bar{Y} = 30.64516$$

$$A = 600$$

$$B = 2500$$

$$\bar{X}A = 15$$

$$\bar{Y}A = 10$$

$$\bar{X}B = 50$$

$$\bar{Y}B = 12.5$$

$$hA = 20$$

$$bA = 30$$

$$hB = 25$$

$$bB = 100$$

$$IXA = 275733.6108$$

$$IXB = 953325.529$$

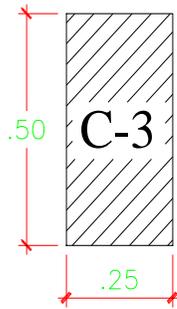
$$IXT = 1229059.14$$

TEOREMA DE STEINER

$$I_x = I_{ox} + A \cdot dy^2$$

$$I_y = I_{oy} + A \cdot dx^2$$

COLUMNA C-3



IX= 260416.6667
IY= 65104.16667

$$R = \frac{12Ecl}{H^3}$$

H= 310.00

RESUMEN DE INERCIA

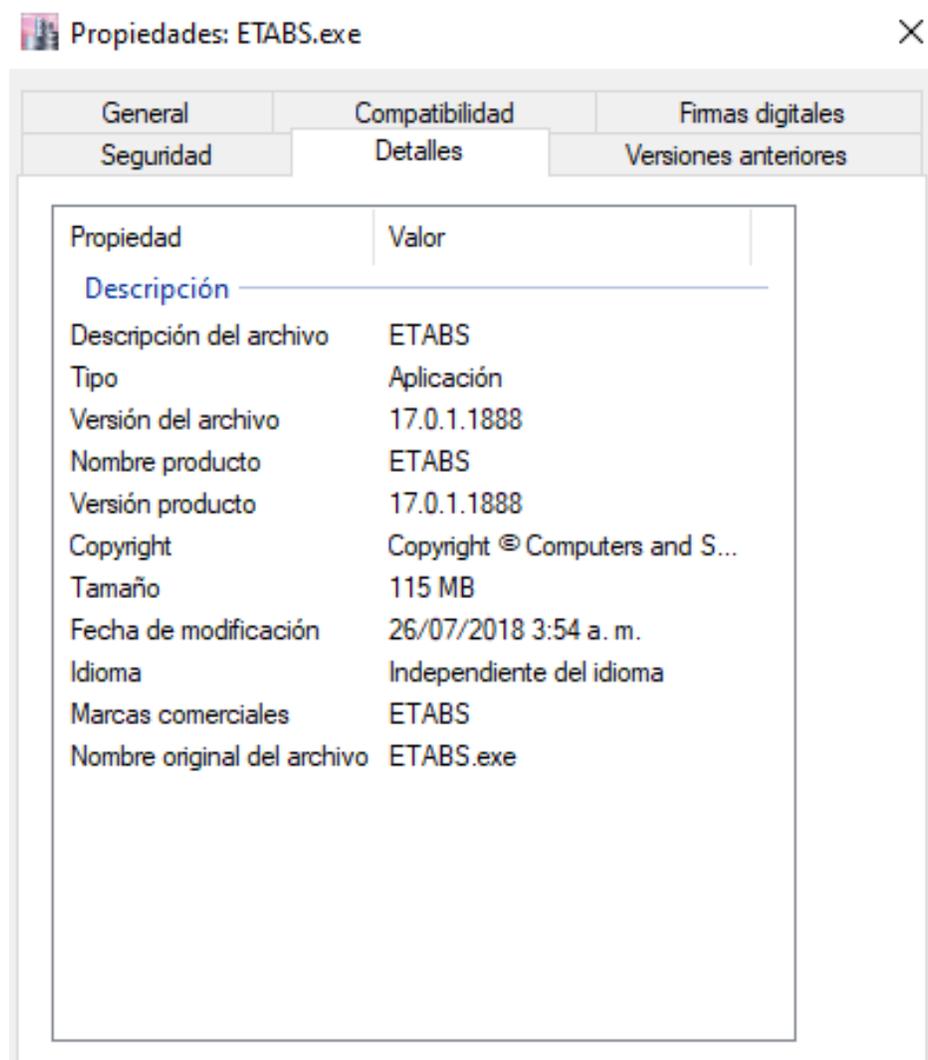
COLUMNA	Ix	Iy	RIGIDEZ X	RIGIDEZ Y
C-1	315,089.29	398,571.43	27,588.67	34,898.22
C-2	1,229,059.14	2,863,333.33	107,614.27	250,708.45
C-3	260,416.67	65,104.17	22,801.63	5,700.41

COLUMNA	Ix	Iy	Sx	Sy
C-1	315,089.29	398,571.43	16,646.23	15,500.00
C-2	1,229,059.14	2,863,333.33	40,106.14	57,266.67
C-3	260,416.67	65,104.17	10,416.67	5,208.33

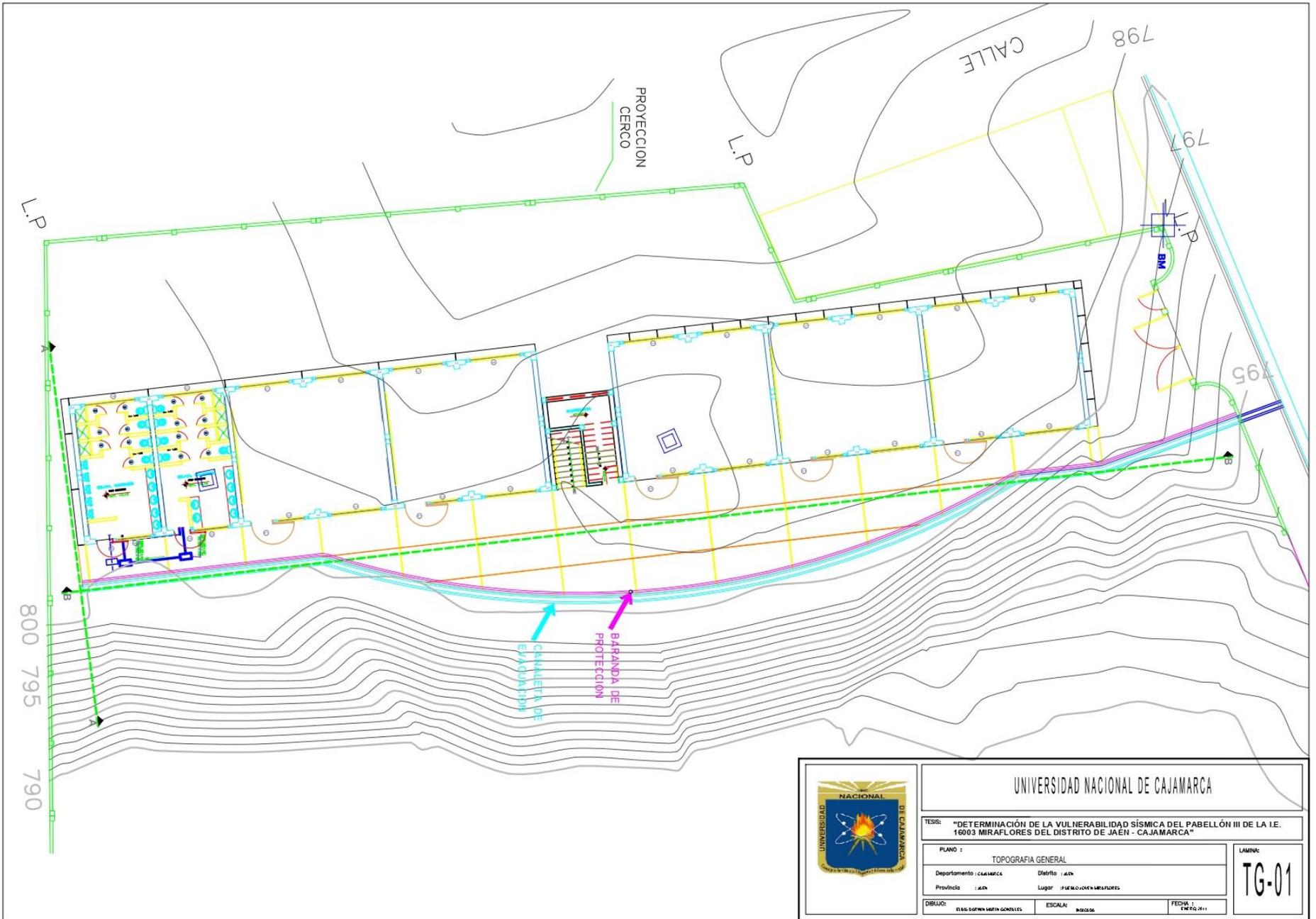
MODULO DE INERCIA DE COLUMNAS Y MÓDULO DE SECCIÓN DE COLUMNAS

COLUMNA	Ix	Iy	Sx	Sy
C-1	315,089.29	398,571.43	16,646.23	15,500.00
C-2	1,229,059.14	2,863,333.33	40,106.14	57,266.67
C-3	260,416.67	65,104.17	10,416.67	5,208.33

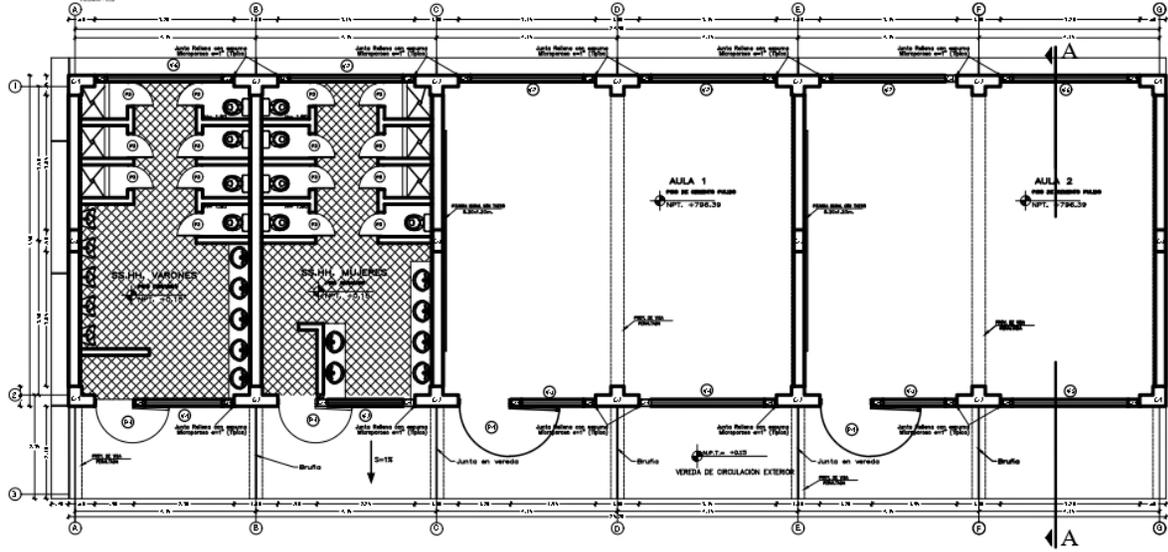
7.5 Programa computacional usado



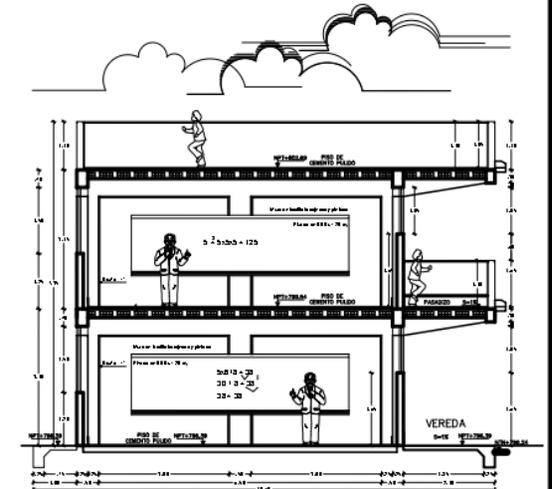
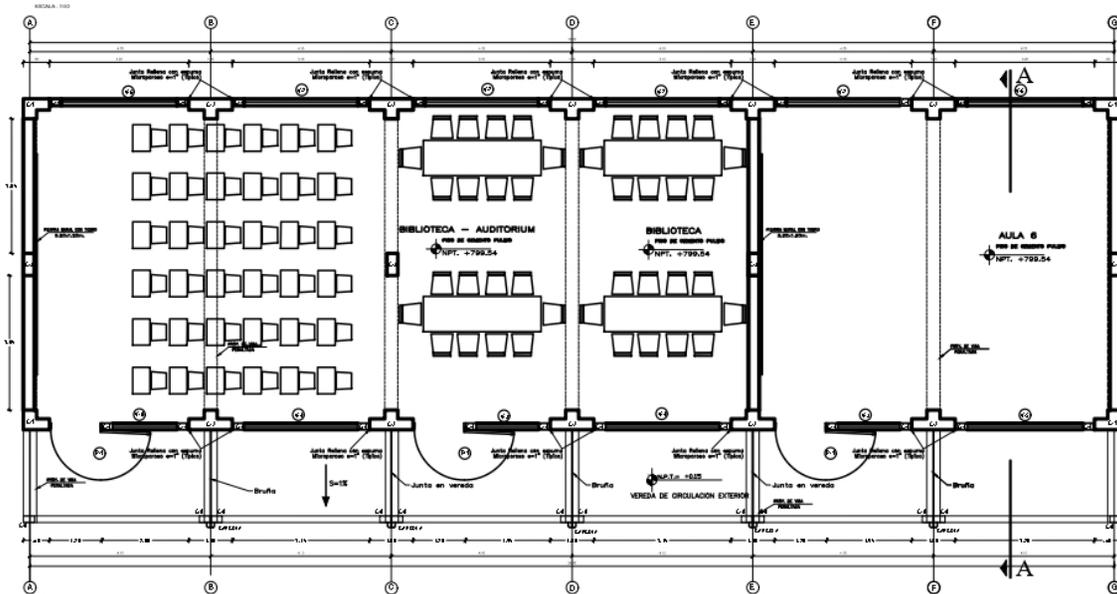
7.6 Planos de la edificación



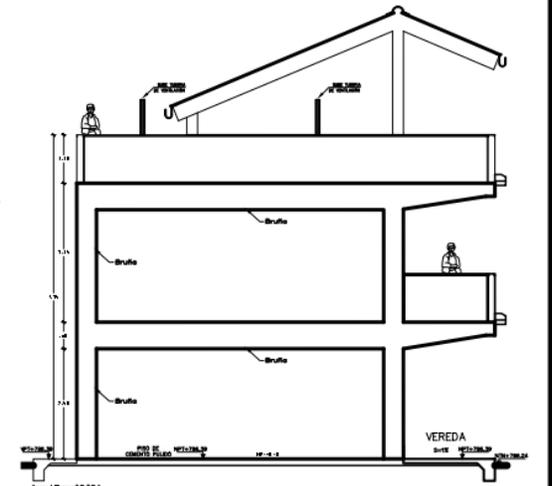
PLANTA PRIMER PISO "A"



PLANTA SEGUNDO PISO "A"

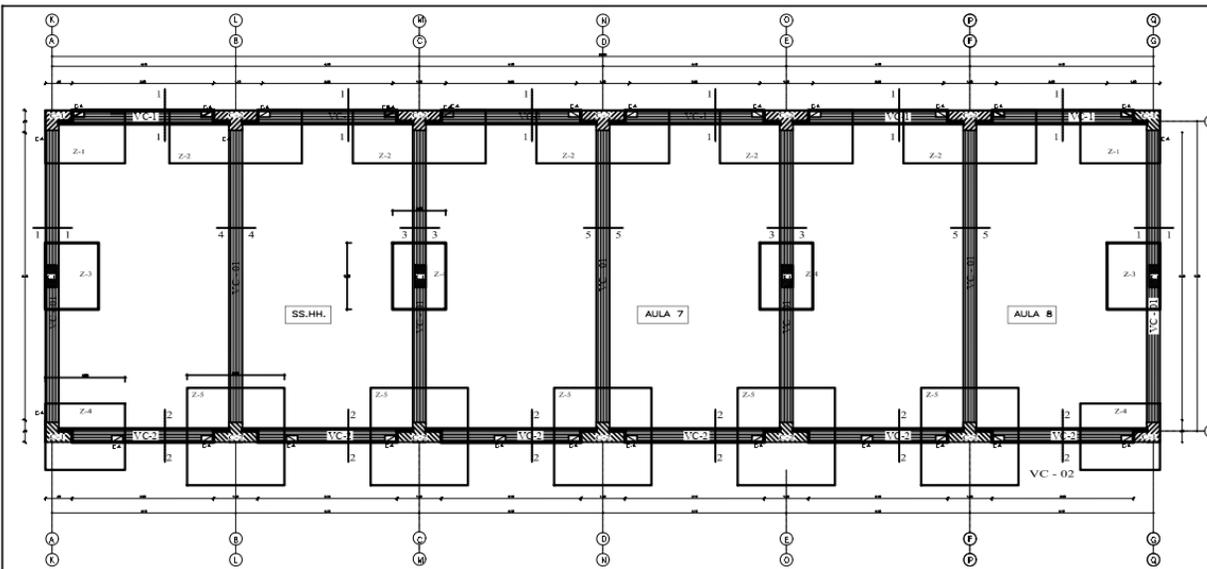


CORTE A - A



ELEVACION LATERAL DERECHA

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA		LIBRO A-01
	TEMA: "DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN III DE LA I.E. 16000 MIFLORES DEL DISTRITO DE JAÉN - CAJAMARCA"		
	PLANO: ARQUITECTURA, DISTRIBUCIÓN AULAS, BARRIO, BIBLIOTECA	Distrito:	
	Departamento:	Localidad:	
DISEÑO:	ESCALA:	FECHA:	PÁGINA:



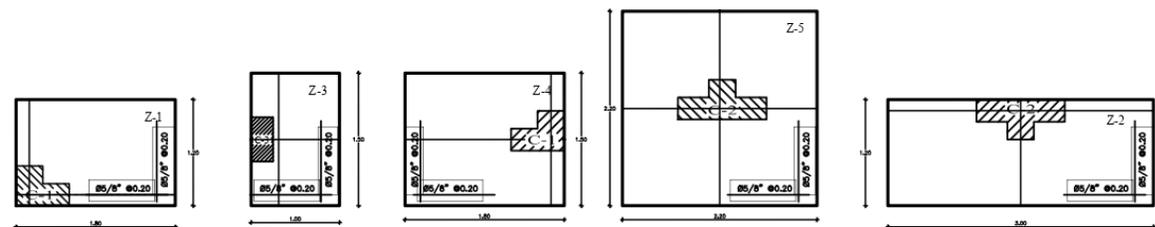
CIMENTACION
ESCALA 1/50

CUADRO DE COLUMNAS			
DESCRIPCION	C-4	C-3	C-2
	COLUMNETA	1 cr. Y 2.40. NIVEL	1 cr. Y 2.40. NIVEL
SECCION			
Ø	40 3/8"	50 5/8"	60 5/8"
Ø	Ø 1/4"	Ø 3/8"	Ø 1/2"
Ø	Ø 1/2"	Ø 3/8"	Ø 1/2"
Ø	Ø 3/8"	Ø 1/2"	Ø 3/8"
Ø	Ø 1/2"	Ø 3/8"	Ø 1/2"
Ø	Ø 3/8"	Ø 1/2"	Ø 3/8"

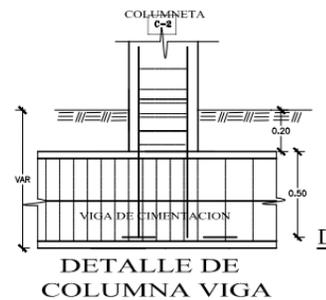
CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORROIDAS	
#	Ø (cm)
1	1/4"
2	3/8"
3	1/2"
4	3/4"
5	1"

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE:	
FORMA	100 kg/m ³
AGUAS	210 kg/m ³
CEMENTO	4800 kg/m ³
ARENA	1100 kg/m ³
AGUAS	210 kg/m ³
CEMENTO	4800 kg/m ³
ARENA	1100 kg/m ³
OBRAS DE CONCRETO ARMADO:	
VIGAS DE CONCRETO COLUMNAS, VIGAS Y ALZADOS:	
FORMA	100 kg/m ³
AGUAS	210 kg/m ³
CEMENTO	4800 kg/m ³
ARENA	1100 kg/m ³
ALBANILERIA:	
LANTERAS DE ANILLA TIPO EL MACIZO:	
FORMA	100 kg/m ³
AGUAS	210 kg/m ³
CEMENTO	4800 kg/m ³
ARENA	1100 kg/m ³
RECURRIMIENTOS:	
SAPATA	7.5 cm
VIGA DE CONCRETO	8.0 cm
COLUMNAS Y MURE	4.0 cm
LOSA ALBERADA Y ESCALERA	8.0 cm
VIGAS DE MURE	8.0 cm
SOBRECARGAS:	
ALZAS DE PBR Y 200 NIVEL	200 kg/m ²
ESCUELA Y PANDERO	100 kg/m ²
TECHO	50 kg/m ²
NOTA 1:	
SE APLICAN LAS ESPECIFICACIONES DE ACEROS AL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES	

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORROIDAS	
#	Ø (cm)
1	1/4"
2	3/8"
3	1/2"
4	3/4"
5	1"



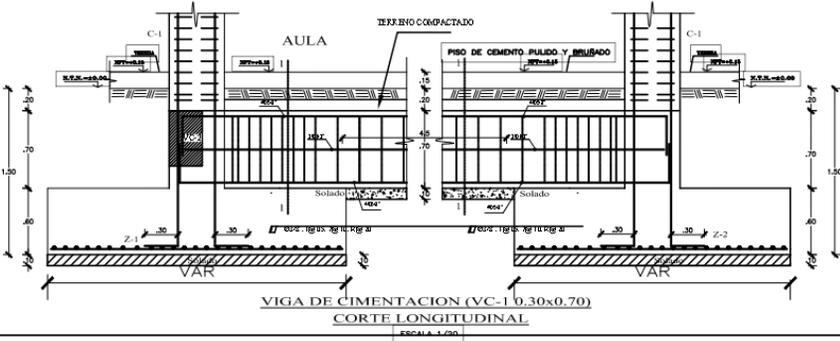
DETALLE DE ZAPATAS
ESCALA 1/25



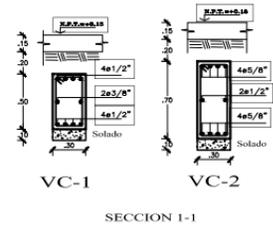
DETALLE DE DOBLADO DE COLUMNA VIGA

ESTRIBOS			
Ø	L	Rmax	
1/4"	10 cm	1.5 cm	
3/8"	15 cm	2.0 cm	

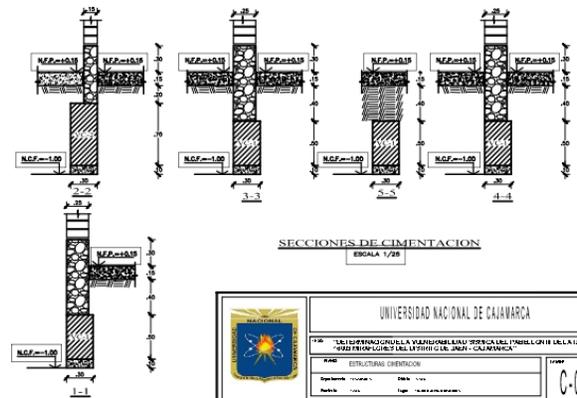
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



VIGA DE CIMENTACION (VC-1 0.30x0.70)
CORTE LONGITUDINAL
ESCALA 1/20



SECCION I-I



SECCIONES DE CIMENTACION
ESCALA 1/20

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
	"SE" ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA	
ESTRUCTURA DISEÑO		C-01
DISEÑADO POR: [Name]		
REVISADO POR: [Name]		
FECHA: [Date]		
LUGAR: [Location]		
PROYECTO: [Project Name]		

7.7 Fotografías de la edificación

Fotografía 1. Pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores



Fotografía 2. Reconocimiento del pabellón III de la I.E. 16003 Miraflores



Fotografía 3. Rectificación de medidas respecto al expediente técnico



Fotografía 4. Filtraciones de agua en los muros de albañilería



Fotografía 5. Verificación de juntas sísmicas de los bloques de la edificación



Fotografía 6. Verificación de juntas sísmicas de los bloques de la edificación



Fotografía 6. Estudio de mecánica de suelos por método de exploración Trinchera en talud



Fotografía 7. Estudio de mecánica de suelos por método de exploración Trinchera en talud



Fotografía 7. Verificación del estado de conservación de los pisos



Fotografía 8. Verificación de las medidas de los ejes de columna a columna



Fotografía 9. Llenado de las características de la estructura para trabajar en gabinete



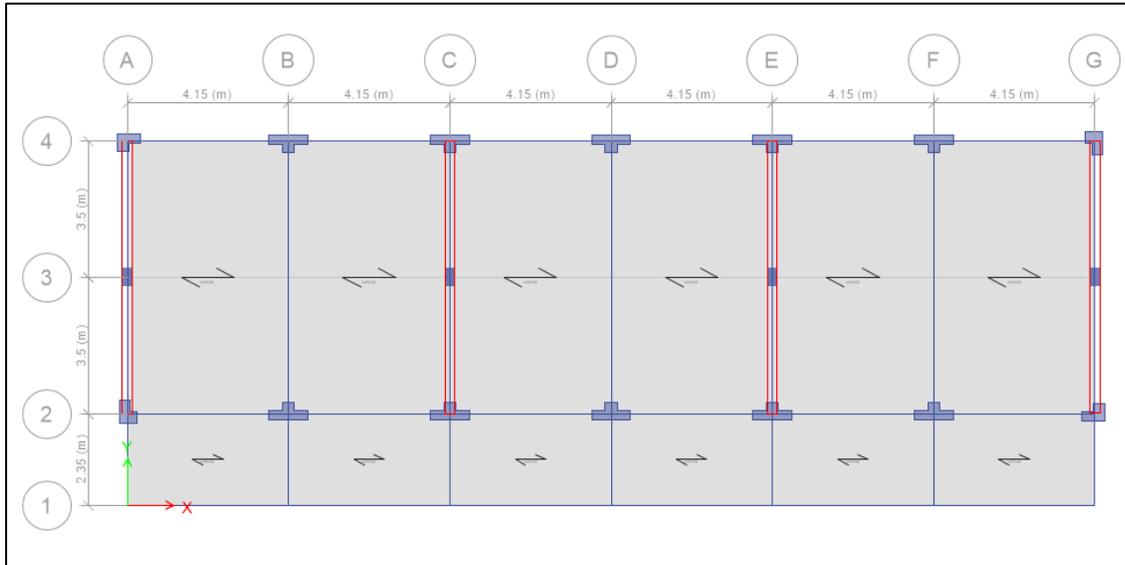
Fotografía 10. Vista del primer nivel de la estructura



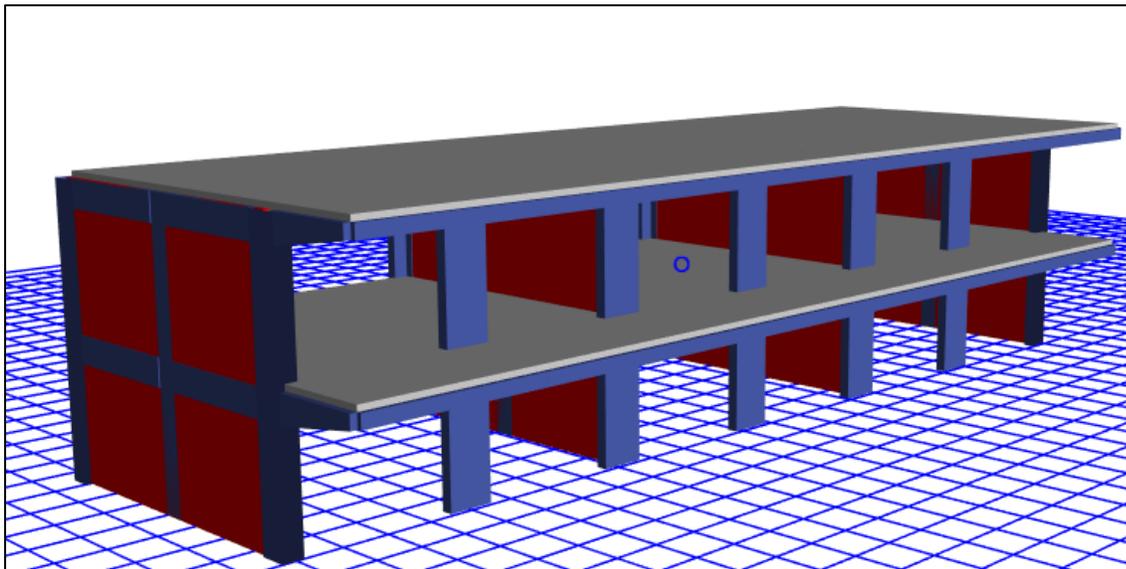
7.8 Proceso de modelamiento en ETABS v17

Cargamos todos los elementos estructurales y no estructurales en el programa ETABS17 de acuerdo al plano de arquitectura de la I.E. 16003 Miraflores para realizar el análisis sísmico estático y dinámico con los nuevos parámetros sísmico de la norma E.030-2018.

PLANO EN PLANTA EN EL PROGRAMA ETABS17 DEL BLOQUE I Y BLOQUE II QUE ES EL MISMO.

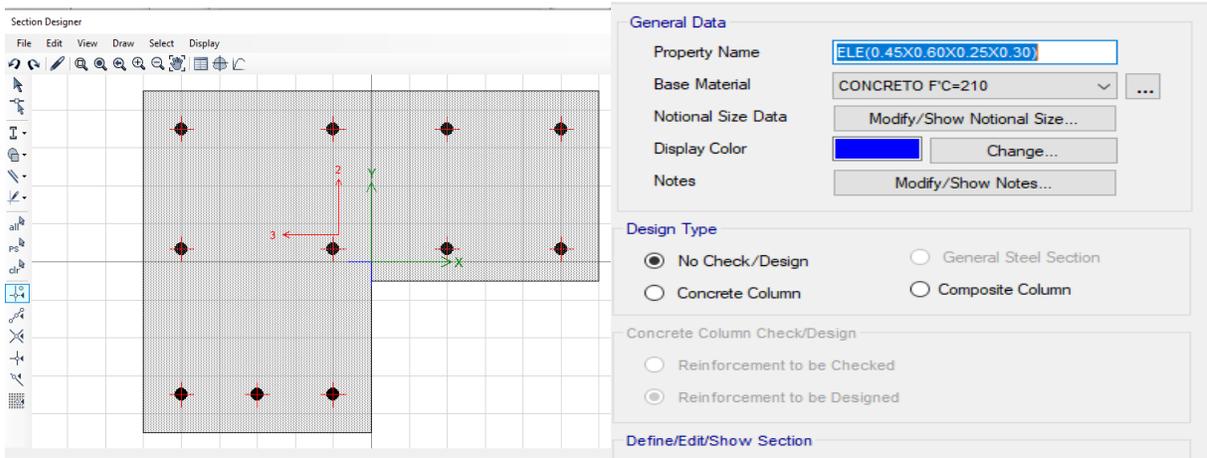


VISTA REDERENDIZADA BLOQUE I Y II I.E. 16003 MIRAFLORES

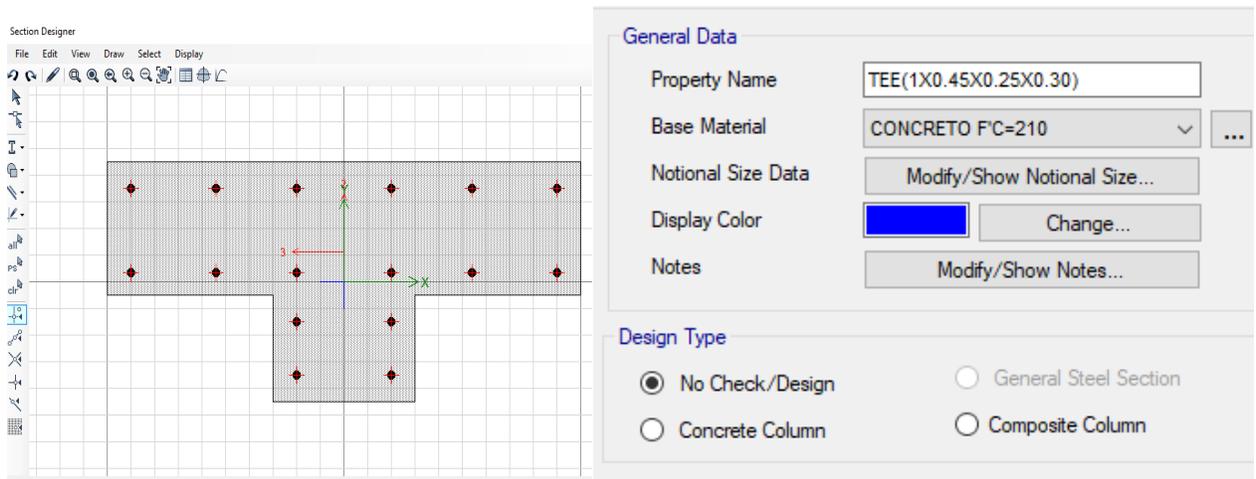


definimos las secciones de vigas, columnas, muros según los planos del expediente
brindado en ello tenemos:

COLUMNA -1 DE (0.45x0.60x0.25x0.30):



COLUMNA-2 DE (1x0.45x0.25x0.30):



COLUMN – 3 DE (0.50x0.25):

General Data	
Property Name	COLUMNA(0.50X0.25)
Material	CONCRETO F'C=210
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...

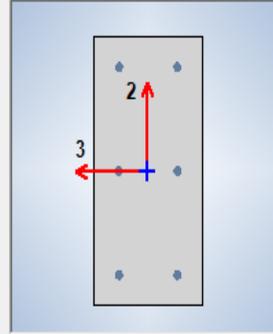
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular

Section Property Source	
Source:	User Defined

Section Dimensions	
Depth	0.5 m
Width	0.25 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	Currently Default

Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	



Design Type	
<input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column)	
<input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	

Rebar Material	
Longitudinal Bars	A615Gr60
Confinement Bars (Ties)	A615Gr60

Reinforcement Configuration	
<input checked="" type="radio"/> Rectangular	
<input type="radio"/> Circular	

Confinement Bars	
<input checked="" type="radio"/> Ties	
<input type="radio"/> Spirals	

Check/Design	
<input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked	
<input type="radio"/> Reinforcement to be Designed	

Longitudinal Bars	
Clear Cover for Confinement Bars	0.04 m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face	2
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face	3
Longitudinal Bar Size and Area	#5 0.0002 m ²
Corner Bar Size and Area	#5 0.0002 m ²

Confinement Bars	
Confinement Bar Size and Area	#3 0.000071 m ²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)	0.01 m
Number of Confinement Bars in 3-dir	2
Number of Confinement Bars in 2-dir	2

VIGA PRINCIPAL (0.30x0.60)

General Data	
Property Name	VP(0.30x0.60)
Material	CONCRETO F'C=210
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	0.6 m
Width	0.3 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

Design Type		Rebar Material	
<input type="radio"/>	P-M2-M3 Design (Column)	Longitudinal Bars	A615Gr60
<input checked="" type="radio"/>	M3 Design Only (Beam)	Confinement Bars (Ties)	A615Gr60
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams	
Top Bars	0.06 m	Top Bars at I-End	0 m ²
Bottom Bars	0.06 m	Top Bars at J-End	0 m ²
		Bottom Bars at I-End	0 m ²
		Bottom Bars at J-End	0 m ²

VIGA SECUNDARIA (0.25x0.40)

General Data	
Property Name	<input type="text" value="VS(0.25X0.40)"/>
Material	CONCRETO F'C=210 <input type="button" value="..."/>
Notional Size Data	<input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/>
Display Color	<input type="color" value="green"/> <input type="button" value="Change..."/>
Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

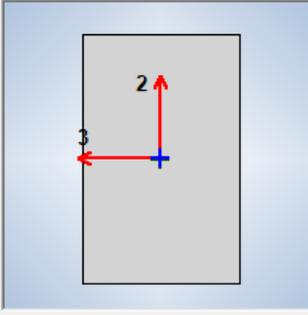
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular <input type="button" value="v"/>

Section Property Source	
Source:	User Defined

Section Dimensions	
Depth	<input type="text" value="0.4"/> m
Width	<input type="text" value="0.25"/> m

Property Modifiers	
<input type="button" value="Modify/Show Modifiers..."/>	
Currently Default	

Reinforcement	
<input type="button" value="Modify/Show Rebar..."/>	



MUROS

Wall Property Data	
General Data	
Property Name	<input type="text" value="MURO (0.25)"/>
Property Type	Specified <input type="button" value="v"/>
Wall Material	ALBAÑILERIA F'm=35KG/M2 <input type="button" value="..."/>
Notional Size Data	<input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/>
Modeling Type	Shell-Thin <input type="button" value="v"/>
Modifiers (Currently Default)	<input type="button" value="Modify/Show..."/>
Display Color	<input type="color" value="red"/> <input type="button" value="Change..."/>
Property Notes	<input type="button" value="Modify/Show..."/>

Property Data	
Thickness	<input type="text" value="0.25"/> m

LOSA ALIGERADA

Deck Property Data

General Data

Property Name: ALIGERADO(0.20)

Type: Filled

Slab Material: CONCRETO F'c=210

Deck Material: A992Fy50

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc	0.05	m
Rib Depth, hr	0.15	m
Rib Width Top, wrt	0.1	m
Rib Width Bottom, wrb	0.1	m
Rib Spacing, sr	0.4	m
Deck Shear Thickness	0.001	m
Deck Unit Weight	0.09	tonf/m ²
Shear Stud Diameter	0.019	m
Shear Stud Height, hs	0.15	m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40788.65	tonf/m ²

OK Cancel

DEFINIR LA FUNCIÓN DE ESPECTRO:

Define Response Spectrum Functions

Response Spectra

- ESPECTRO EN Y
- ESPECTRO X**
- UnifRS

Choose Function Type to Add

Peru NTE E.030 2014

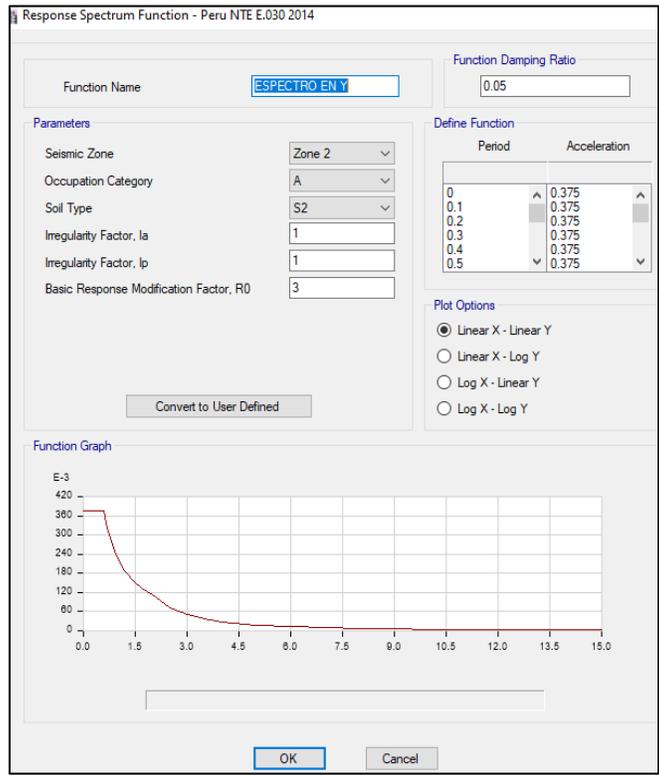
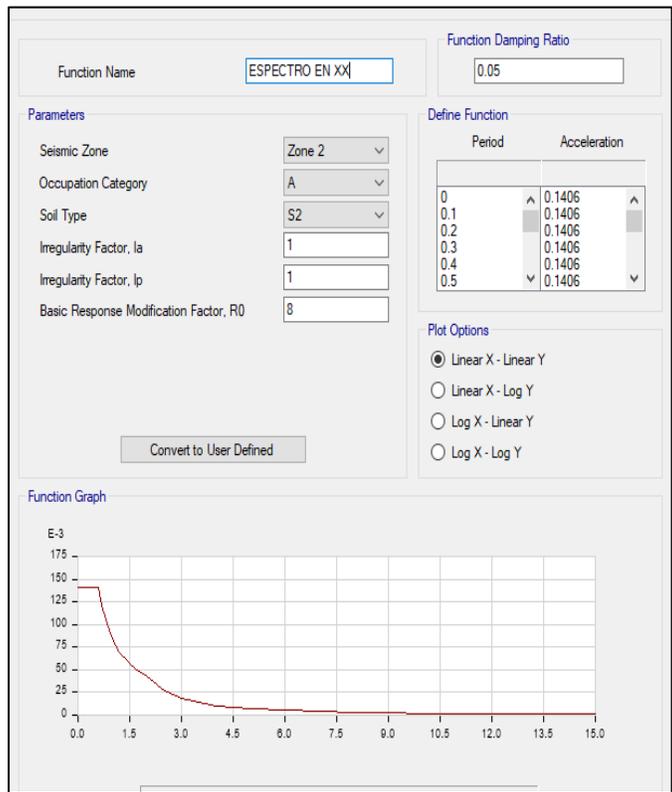
Click to:

Add New Function...

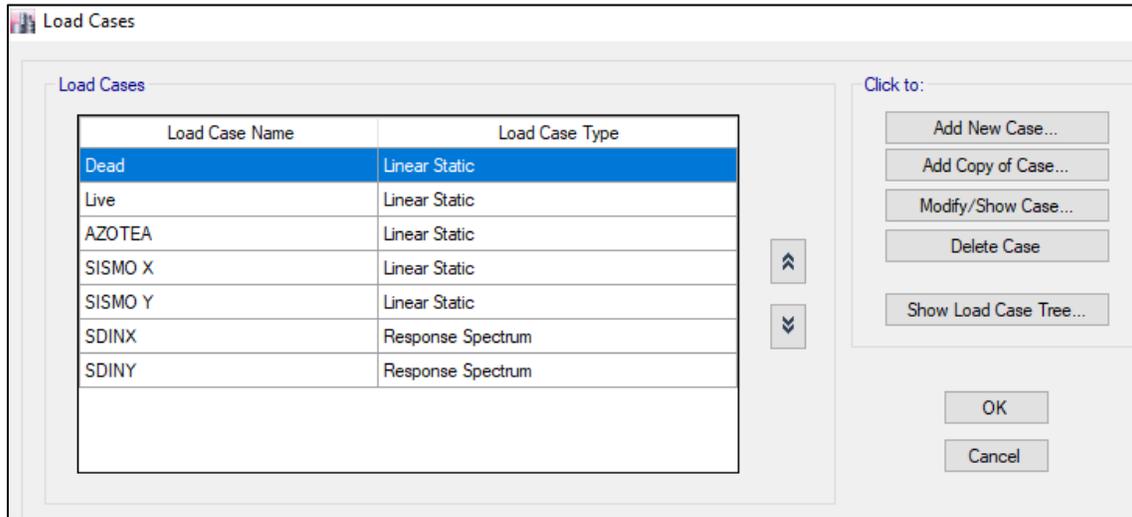
Modify/Show Spectrum...

Delete Spectrum

OK Cancel



DEFINIR LAS CARGAS



DEFINIMOS TIPOS DE COMBO

Combo1: 1.40 Dead + 1.70 Live

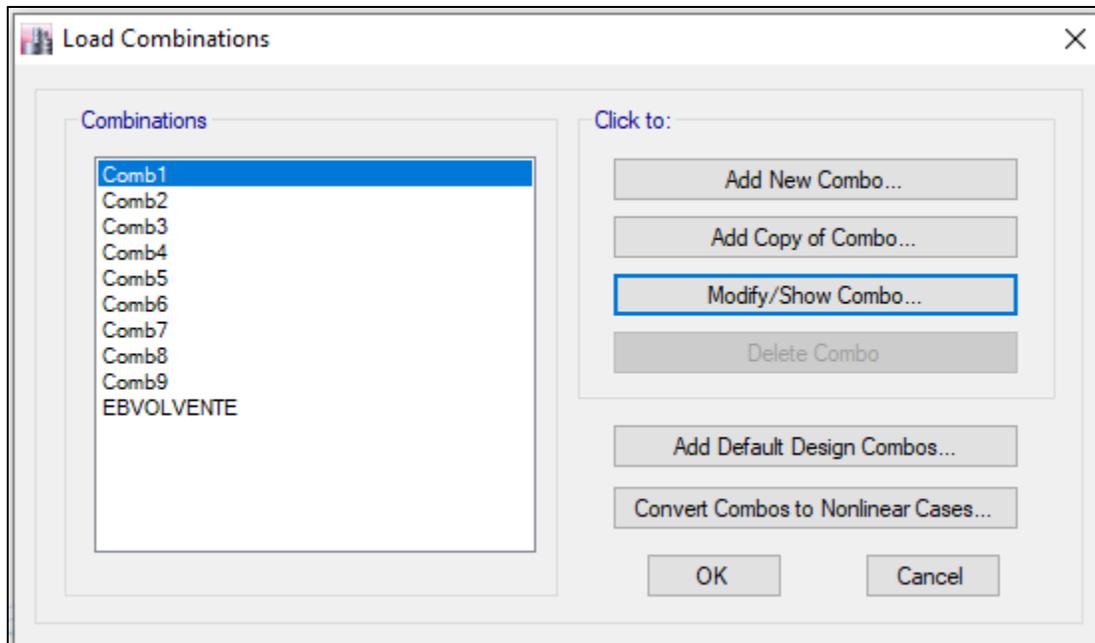
Combo2 y Combo3 :1.25 Dead +1.25 Live \pm SSX

Combo4 y Combo5: 1.25 Dead +1.25 Live \pm SSY

Combo6 y Combo7: 0.90 Dead \pm SSX

Combo8 y Combo9: 0.9 Dead \pm SSY

Ingresamos una envolvente con todos los combos mencionados:



VERIFICACIÓN DE DISTORSIONES

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Drift/
Story2	Sismo dinámico en X	LinRespSpec	Max		X	0.000358	1/2797
Story2	Sismo dinámico en Y	LinRespSpec	Max		Y	6.2E-05	1/16026
Story1	Sismo dinámico en X	LinRespSpec	Max		X	0.000228	1/4384
Story1	Sismo dinámico en Y	LinRespSpec	Max		Y	8.4E-05	1/11899

PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRURA

File Edit Format-Filter-Sort Select Options						
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Modal Partici
Filter: ([Case] = 'Modal')						
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	0.213	0.8179	0	0
	Modal	2	0.1	0	0.9276	0
	Modal	3	0.092	0.0001	1.005E-06	0
	Modal	4	0.051	0.1807	0	0
	Modal	5	0.038	0	0.0724	0
	Modal	6	0.035	0.0013	0	0

Coefficiente basal para análisis estático

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Para el cálculo de amplificación sísmica C usaremos las siguientes ecuaciones:

$$T < T_P \rightarrow C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \frac{T_P}{T}$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

Además:

Siendo el periodo fundamental en X de 0.213 seg. y en Y de 0.1 seg. Calcularemos el factor de amplificación sísmica para cada dirección.

$$T_X < T_P \Rightarrow 0.213 < 0.6 \Rightarrow C = 2.5$$

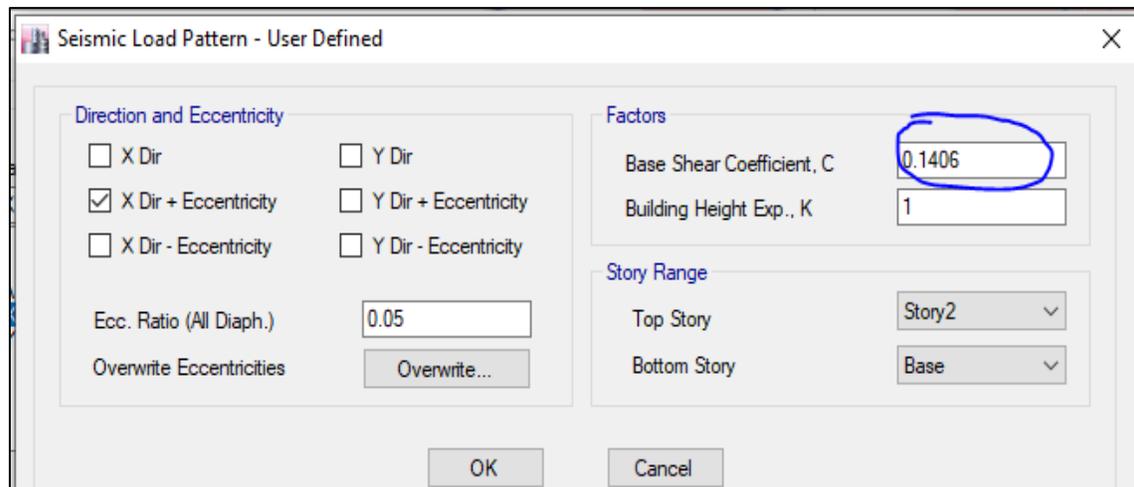
$$T_Y < T_P \Rightarrow 0.1 < 0.6 \Rightarrow C = 2.5$$

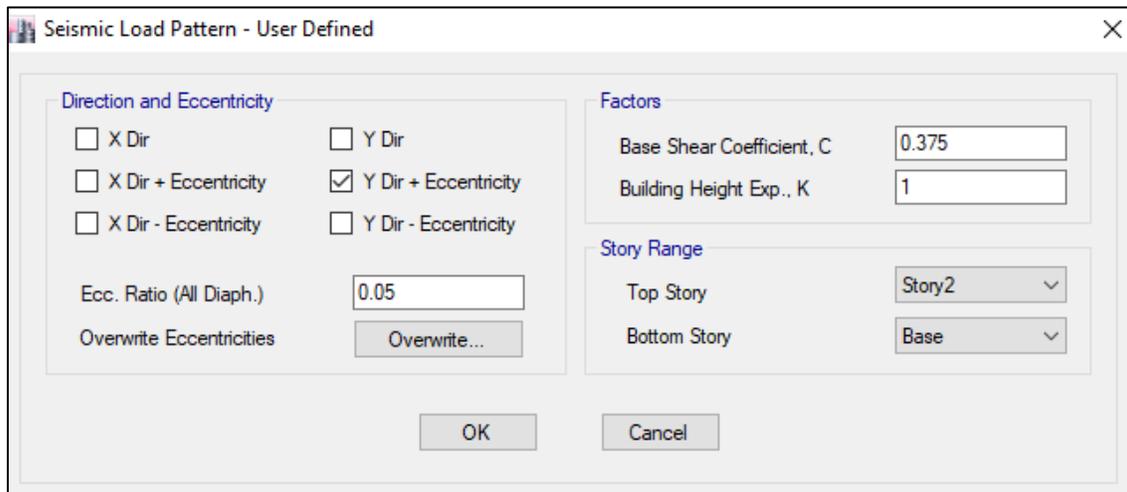
Entonces nuestros Coeficientes basales para cada dirección serán:

$$V_X = \frac{ZUC_X S}{R} \Rightarrow \frac{0.25 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{8} = 0.1406$$

$$V_Y = \frac{ZUC_Y S}{R} \Rightarrow \frac{0.25 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{3} = 0.375$$

Ahora agregamos estos coeficientes basales a las cargas en X y Y





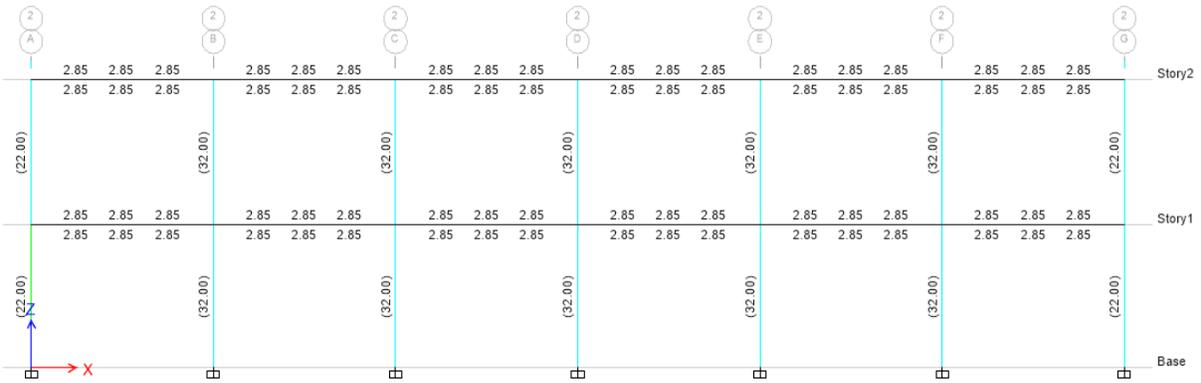
Verificación del Diseño de los elementos Estructurales.

A continuación, se muestra el área de acero de acuerdo al diseño de los elementos estructurales. En columnas, se muestra el acero verificado de acuerdo a la cuantía que se muestra en los planos:

Columnas.

Se puede apreciar que todas las columnas han sido verificadas de acuerdo al acero de los planos, y cumplen perfectamente con el diseño. Sin embargo, se puede haber optimizado debido a que las capacidades de las columnas son menores a 40% en general. Y la capacidad máxima de la columna está en 85.5%.

Eje 2:



Eje 3:



Eje 4:

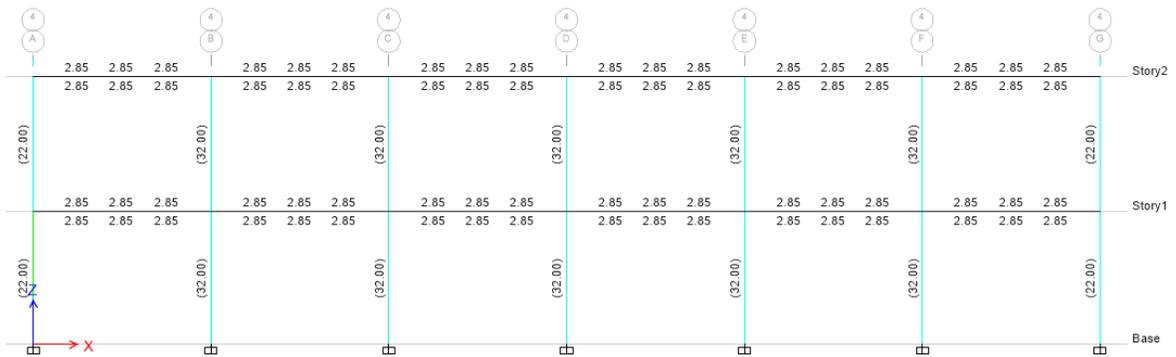


Diagrama de interacción columna crítica.

Cargas actuantes máximas:

COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	12.736	0.4702	0.3492
CU2(X,y)	39.77	5.283	3.7444
CU3(X,y)	33.54	4.794	3.721

Diagrama de interacción 3-3:

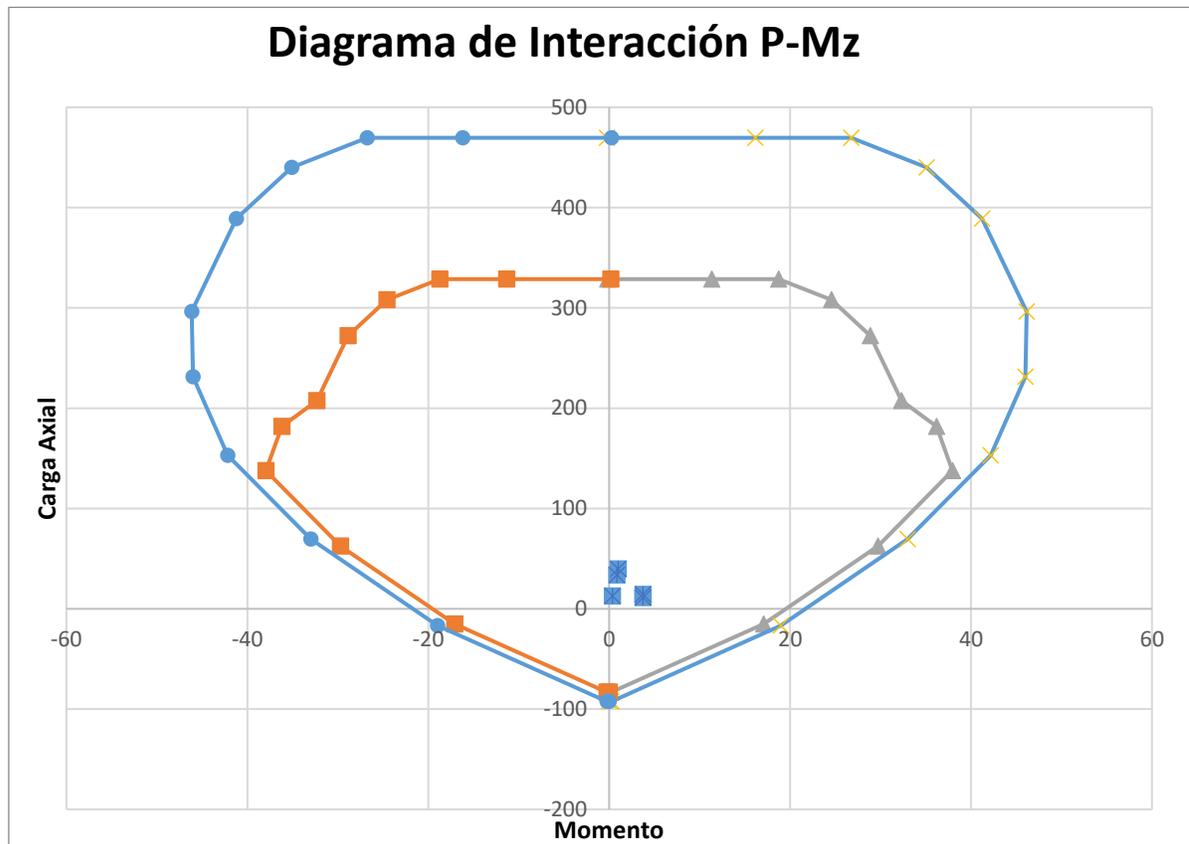
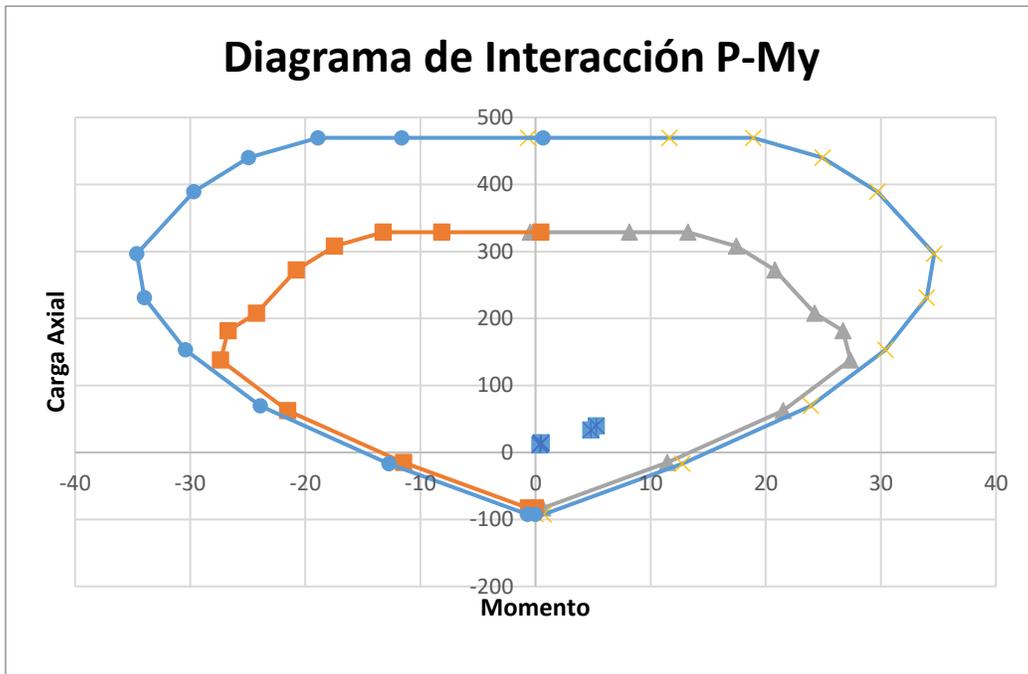


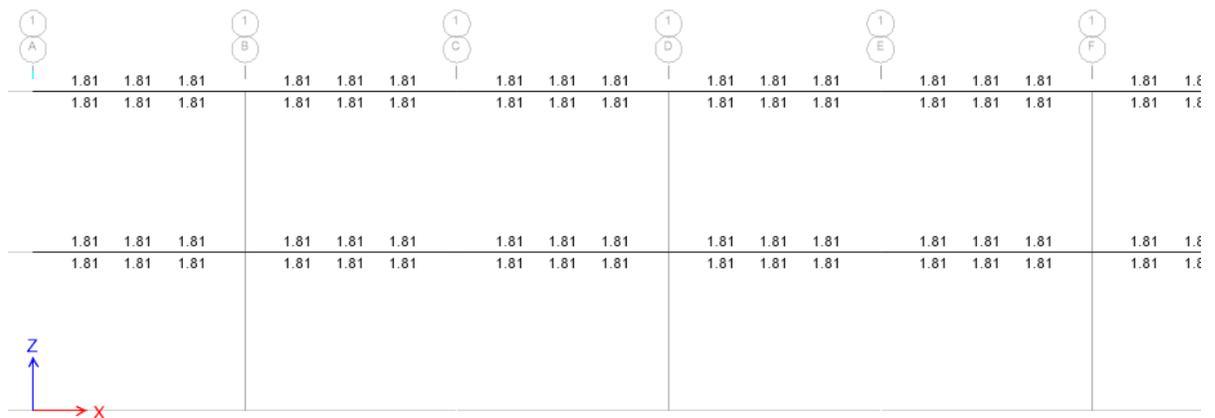
Diagrama de interacción 2-2:



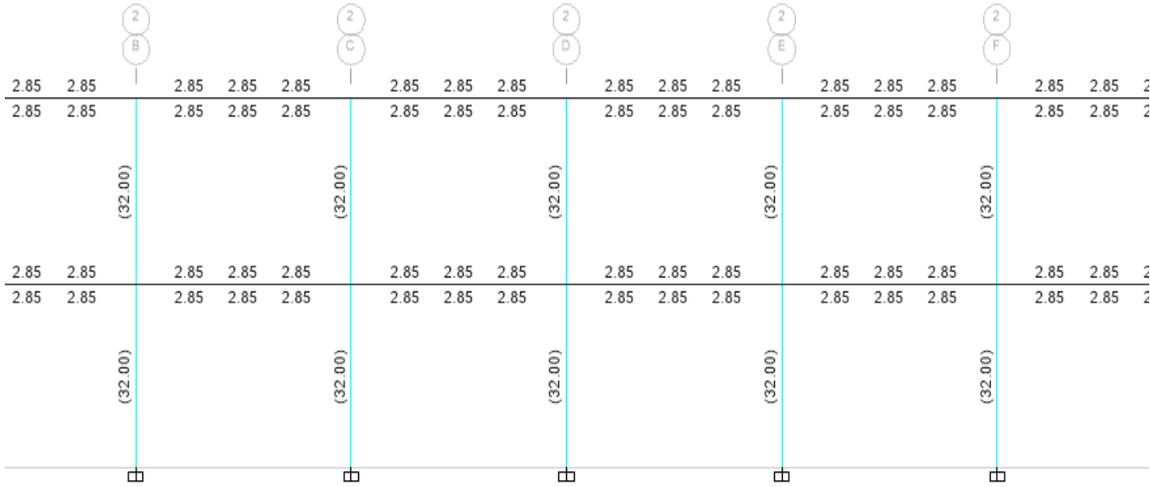
Como se puede apreciar todas las cargas están dentro de la capacidad última de la columna.

Aceros en vigas longitudinales.

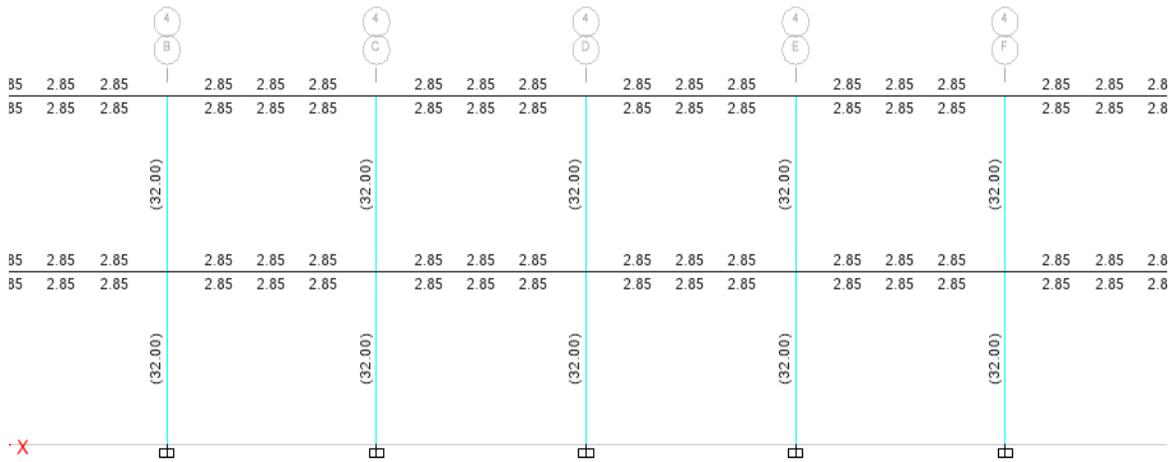
EJE 1



○ EJE 2



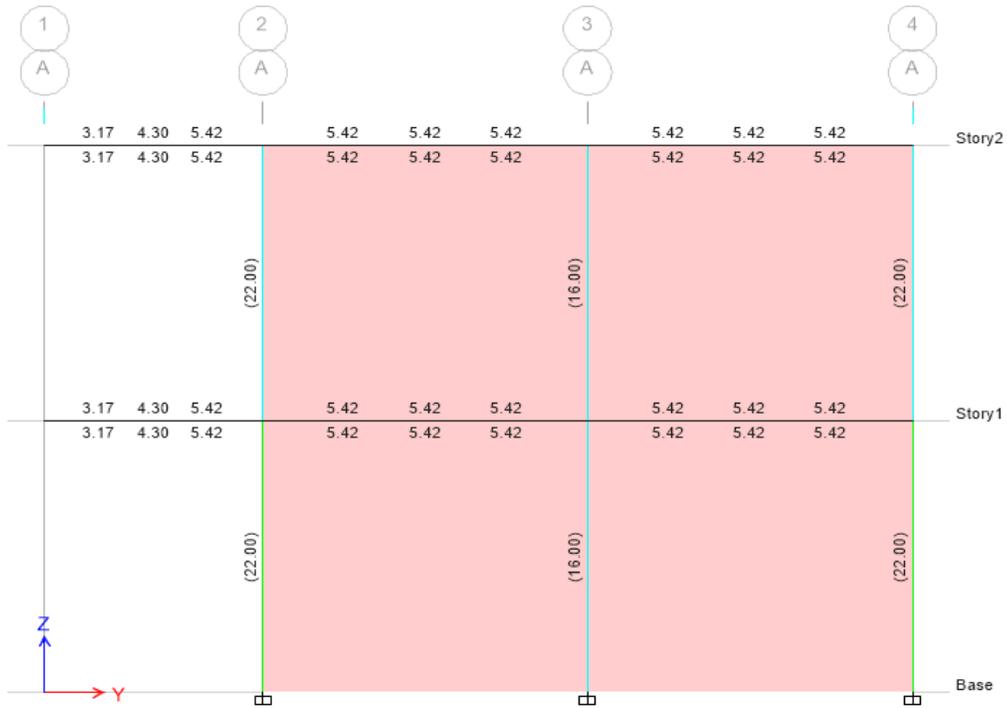
○ EJE 4



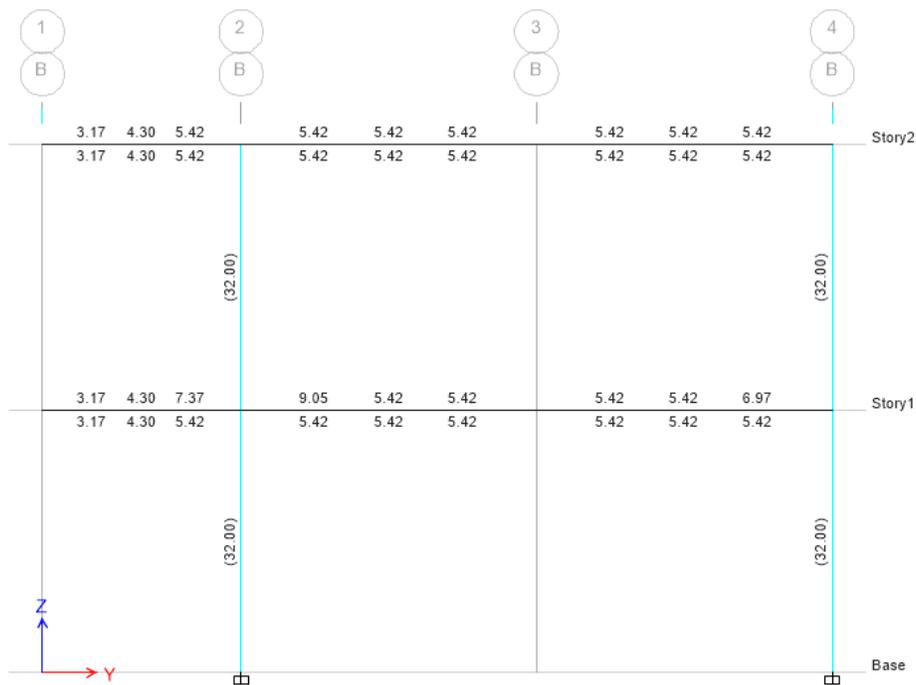
En el diseño de las vigas longitudinales, prácticamente todas requieren solamente acero mínimo. Todas las secciones cumplen con el diseño.

Aceros en vigas transversales.

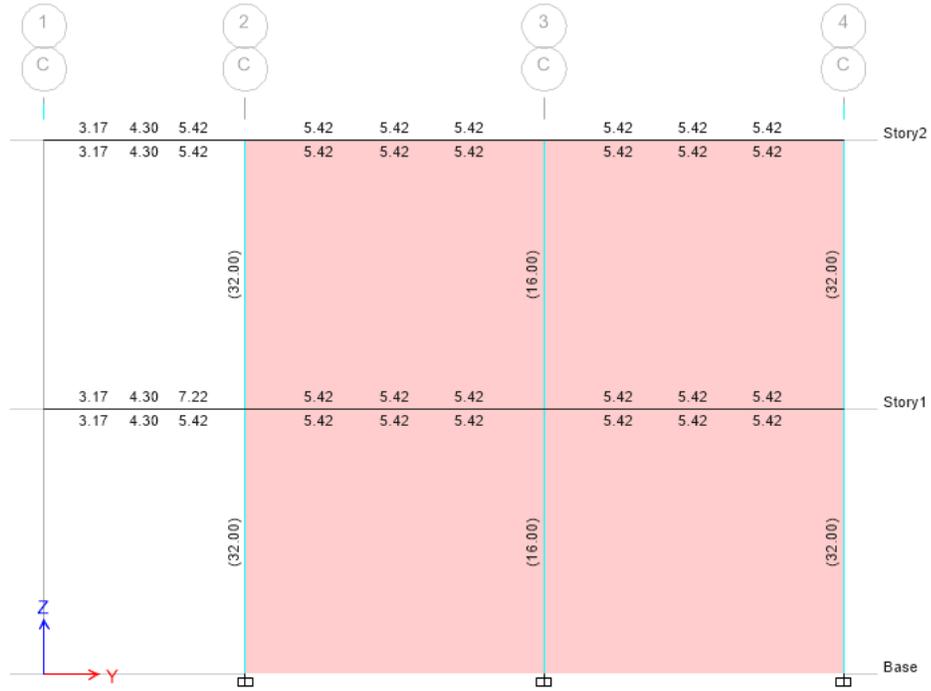
- Eje A



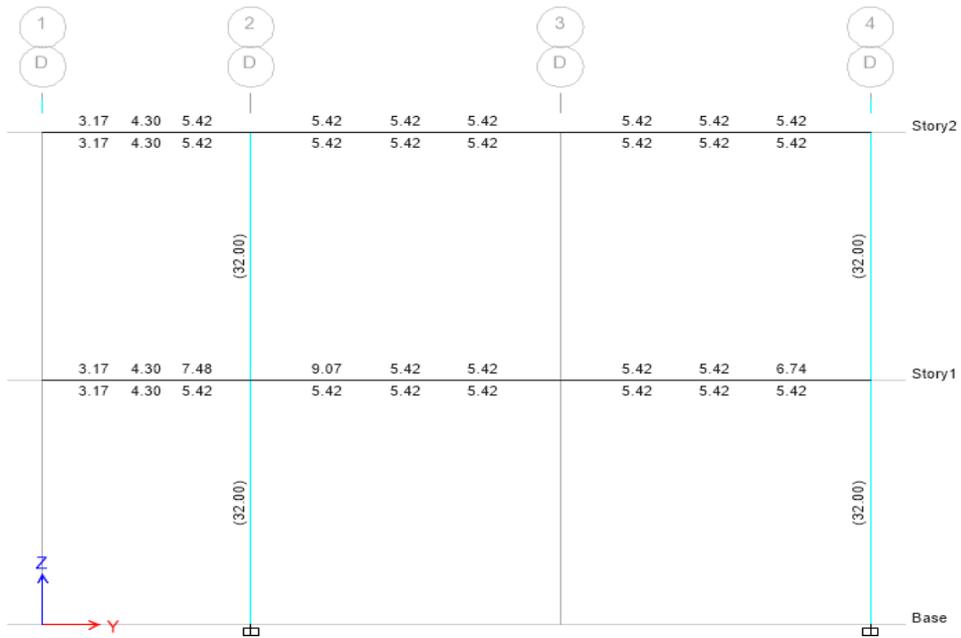
- Eje B



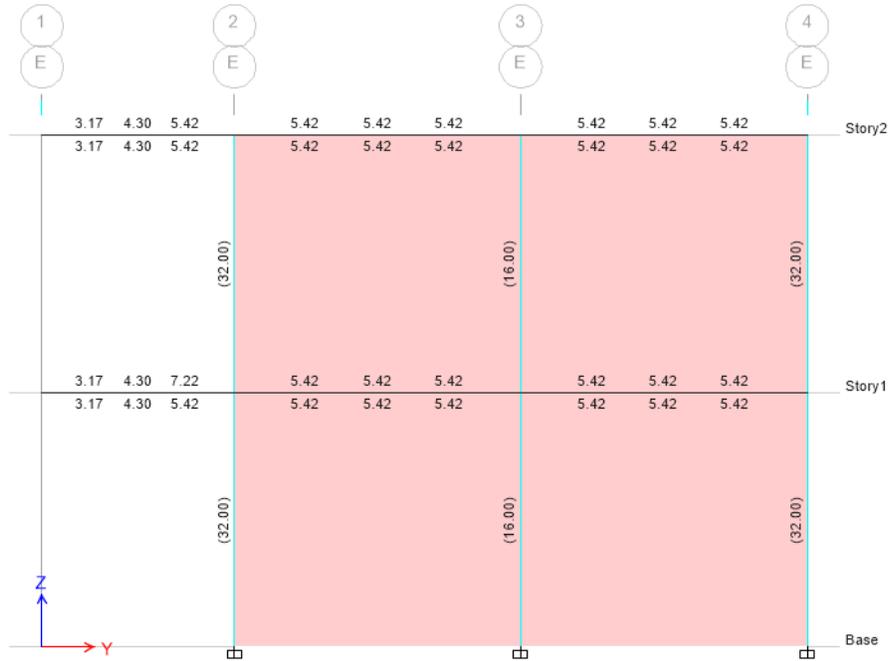
- Eje C



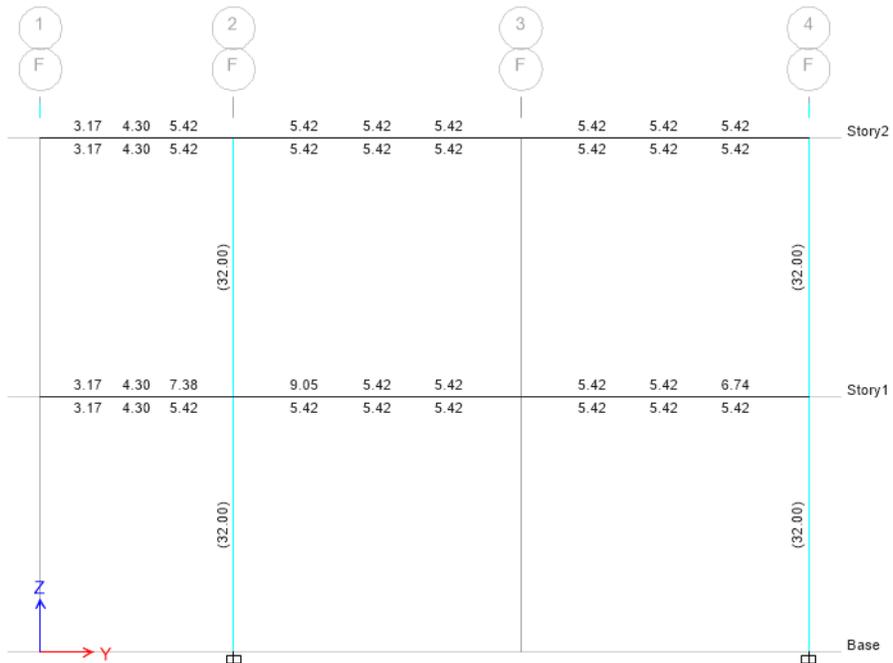
- Eje D



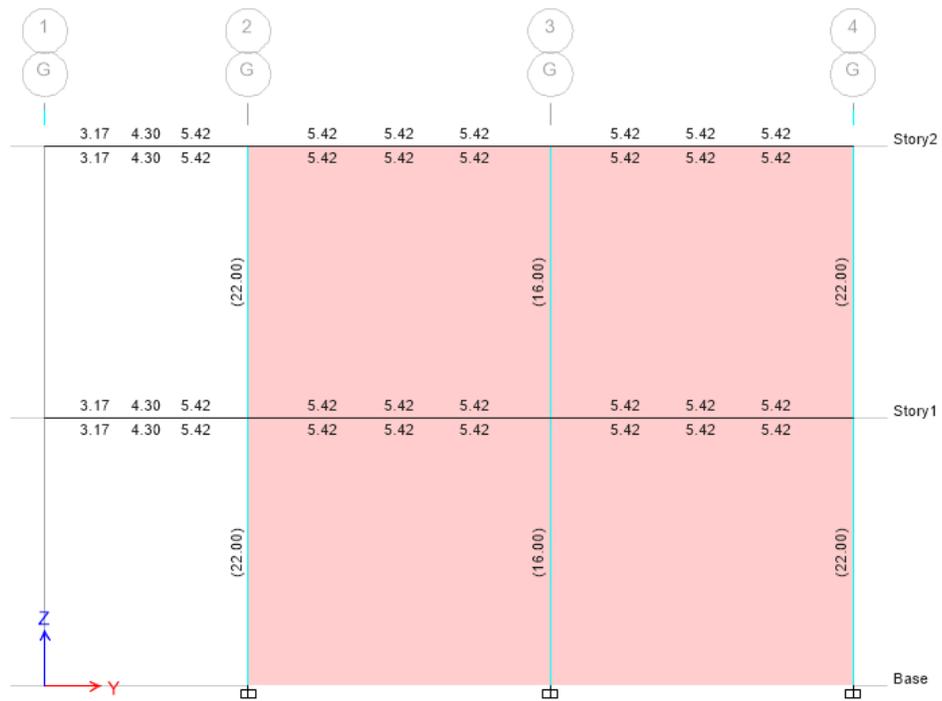
- Eje E



- Eje F

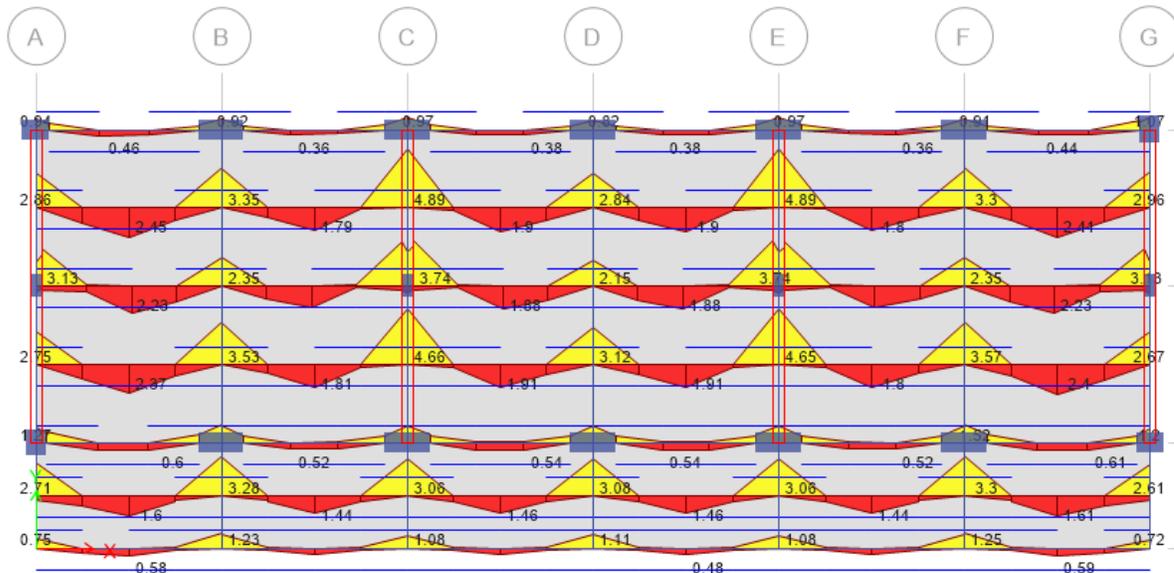


EJE G



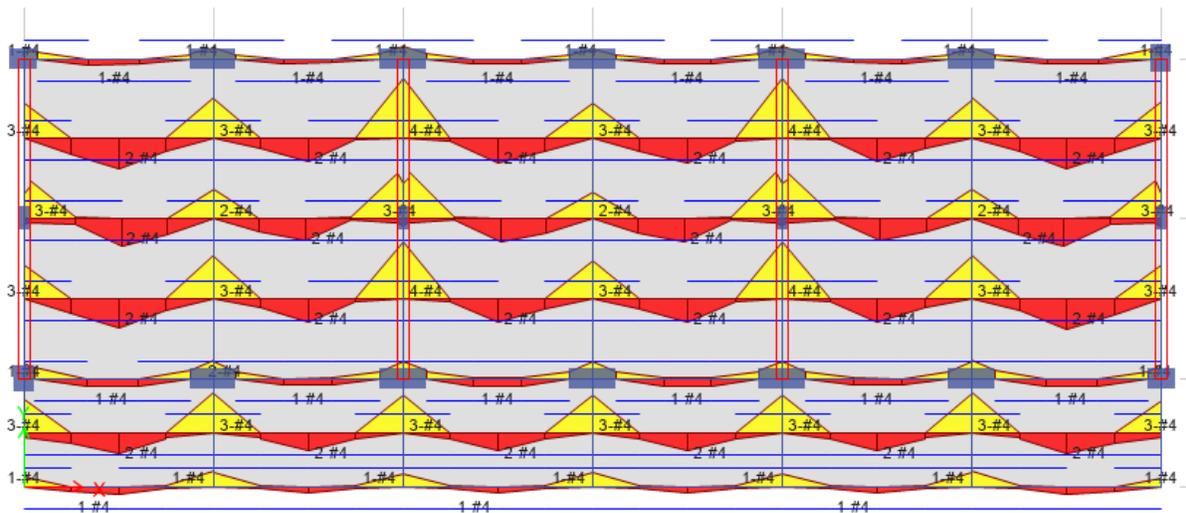
Las vigas de los volados del primer nivel ubicadas en los volados del primer nivel, fallan por torsión.

- Aceros en losas.
 - o Primer Nivel

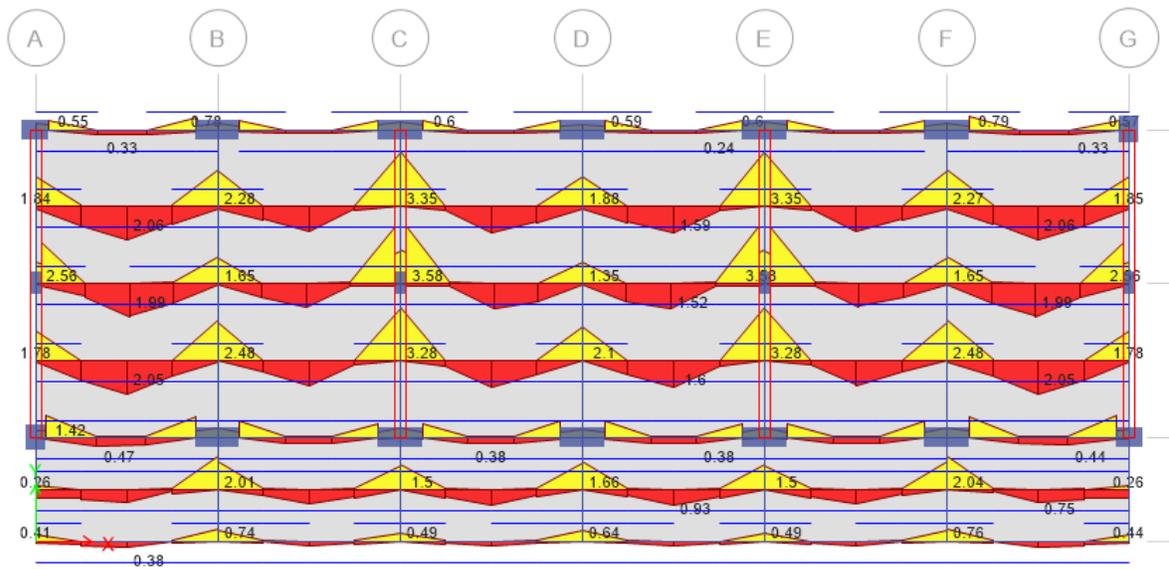


Se muestra la gráfica del acero total requerido en las viguetas para el primer Nivel, se puede apreciar que, al tener una luz considerablemente grande, se requiere hasta 4Ø1/2" en los casos críticos.

A continuación, se muestra la cantidad de acero requerida:

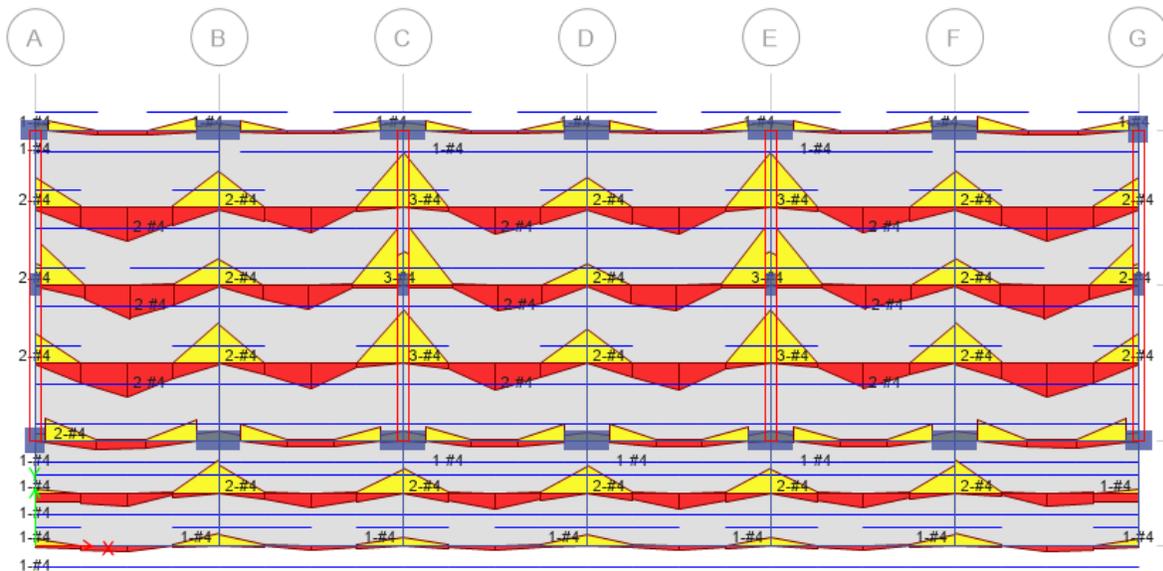


○ Segundo Nivel



Se muestra la gráfica del acero total requerido en las viguetas para el primer Nivel, se puede apreciar que, al tener una luz considerablemente grande, se requiere hasta $4\phi 1/2''$ en los casos críticos.

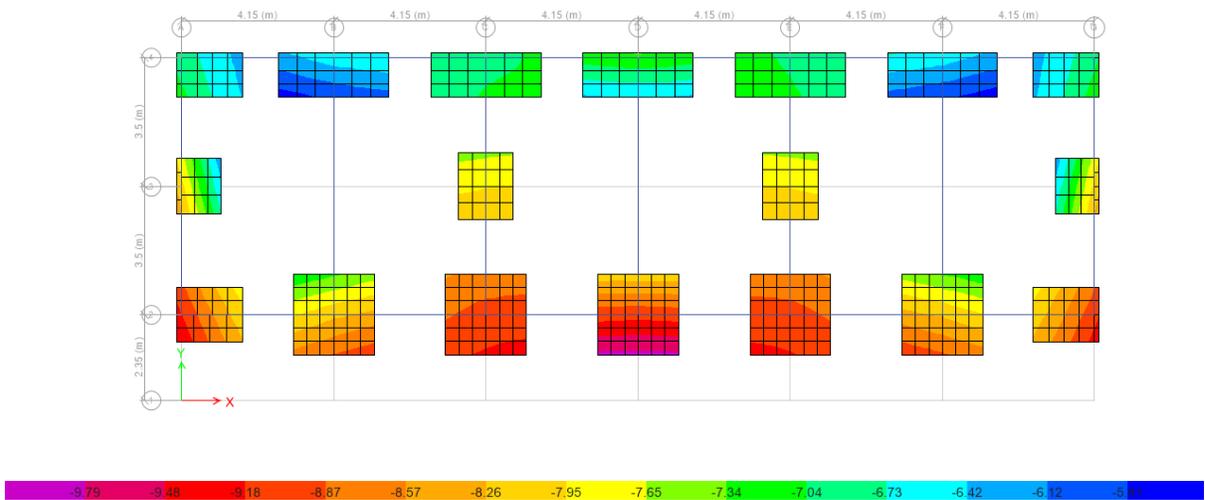
A continuación, se muestra la cantidad de acero requerida:



Diseño de cimentaciones

Verificación de esfuerzos

$Q_{adm} = 0.75 \text{ kg/cm}^2, 7.5 \text{ ton/m}^2$

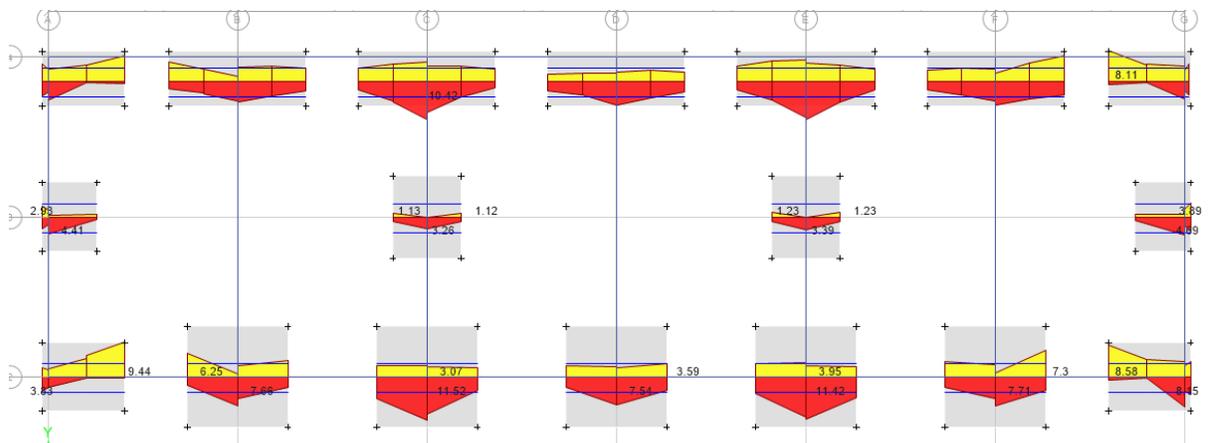


Se puede apreciar que en casi todas las zapatas pueda el esfuerzo admisible de la zapata, ya que se tienen valores cercanos a 10 ton/m^2 (No cumple) el área de la zapata debería ser mayor.

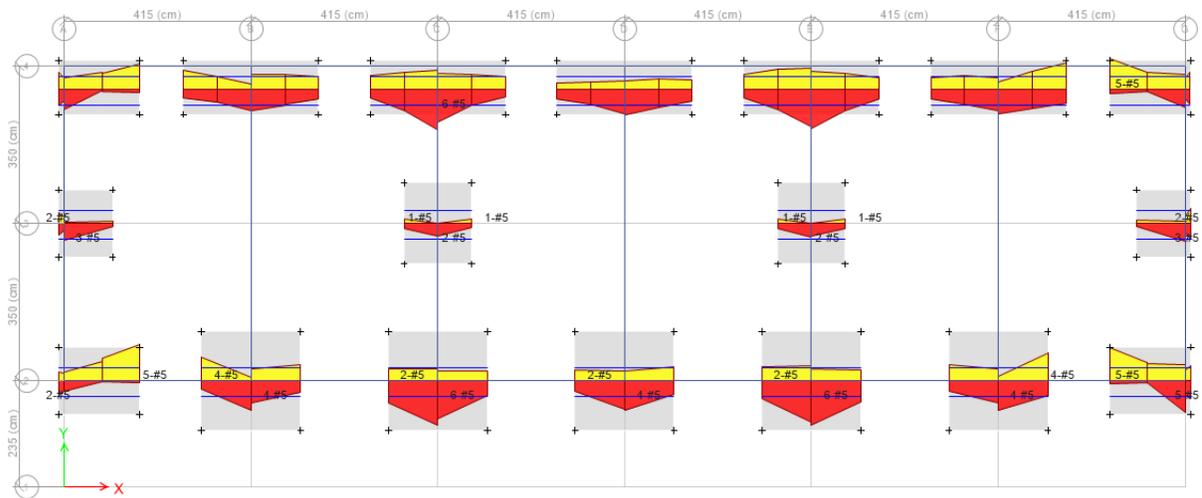
A continuación, se muestra el acero requerido en la cimentación.

- Dirección X

Acero total requeridos:

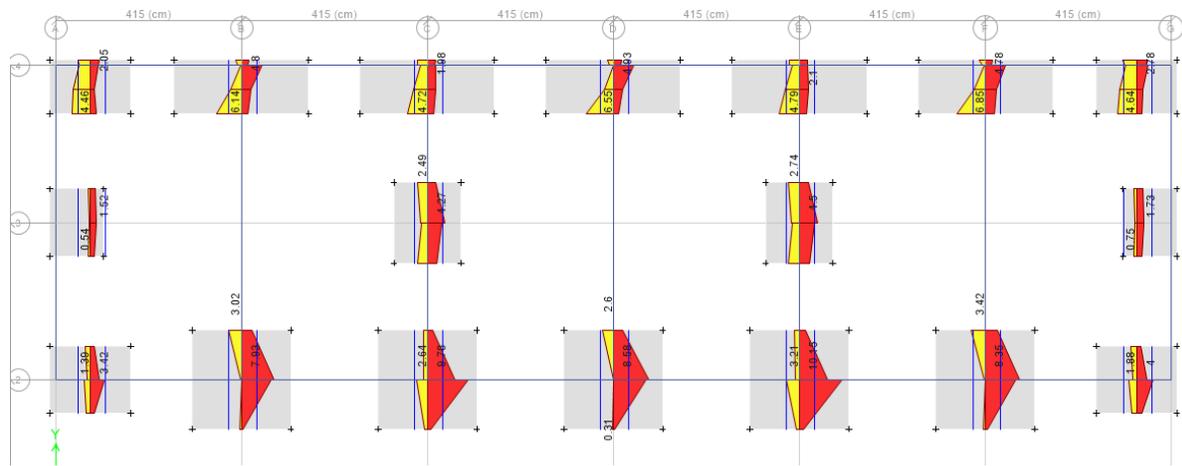


- Distribución del acero en función a $5/8''$



-
- Dirección Y

Acero total requeridos:



- Distribución del acero en función a 1/2"

