



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación de vulnerabilidad sísmica y diseño del reforzamiento
estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de
Mala, 2020.**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Díaz Chumpitaz, Jose Manuel (ORCID: 0000-0001-7336-0873)

ASESOR:

Dr. Suárez Alvites, Alejandro (ORCID: 0000-0002-9397-057X)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LIMA - PERÚ

2020

Dedicatoria

Dedico este trabajo de investigación a Dios, a mis padres Juan Manuel Diaz Peña y Karem Chumpitaz Quispe por apoyarme en esta etapa de mi vida, cuidarme, protegerme y amarme en todo momento, sin su ayuda no podría seguir en pie de lucha.

Y sin dejar atrás a toda mi familia por confiar en mí, a mis hermanos, abuelos y tíos gracias por ser parte de mi vida y por permitirme ser parte de su orgullo.

Agradecimiento

Agradezco primeramente a Dios por permitir seguir logrando mis metas, a mis padres que siempre me están apoyando y guiando en el trayecto de mi vida. Agradezco a la Universidad César Vallejo, a los ingenieros de la escuela de Ingeniería Civil, en especial a los ingenieros que están asesorando para lograr una correcta investigación.

Índice de contenidos

Carátula	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	v
Índice de figuras	vi
Resumen	vii
Abstract	viii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	5
III. METODOLOGÍA	13
3.1 Tipo y diseño de investigación	14
3.2 Variables y operacionalización	14
3.3 Población, muestra y muestreo	15
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	15
3.5 Procedimientos	17
3.6 Método de análisis de datos	17
3.7 Aspectos éticos	17
IV. RESULTADOS	18
V. DISCUSIÓN	24
VI. CONCLUSIONES	29
VII. RECOMENDACIONES	31
REFERENCIAS	33
ANEXOS	39

Índice de tablas

Tabla 1 Límites para la distorsión del entrepiso	10
Tabla 2 Evaluación del índice de vulnerabilidad Benedetti - Petrini.....	19
Tabla 3 Interpolación lineal para el método	19
Tabla 4 Rangos del índice de vulnerabilidad normalizada	20
Tabla 5 Comprobación de derivas máximas por sismo dinámico	20
Tabla 6 Comprobación de derivas máximas por sismo estático.....	21
Tabla 7 Resistencia de los esfuerzos a flexión	23
Tabla 8 Resistencia a los esfuerzos cortantes	23
Tabla 9 Matriz de operacionalización de variables	40
Tabla 10 Escala numérica del Iv, para las estructuras de concreto armado	41
Tabla 11 Resistencia convencional dada por columnas	44
Tabla 12 Perfil del tipo de suelo (S)	50
Tabla 13 Factor de suelo "S"	50
Tabla 14 Períodos TP y TL	51
Tabla 15 Factor de amplificación sísmica.....	51
Tabla 16 Resumen de los factores del sismo.....	60
Tabla 17 Áreas y centroides de todos los ambientes de la edificación.....	63
Tabla 18 Parámetros sísmicos norma E.030.....	71
Tabla 19 Calculo del Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas	72
Tabla 20 Resultados cortante estático	73
Tabla 21 Fuerzas sísmicas por piso.....	73
Tabla 22 Verificación de irregularidad de masa o peso.....	73
Tabla 23 Comprobación de irregularidades de resistencia - piso débil	74
Tabla 24 Cálculos para el espectro E.030	75
Tabla 25 Comprobación de derivas máximas por sismo estático en "X"	77
Tabla 26 Comprobación de derivas máximas por sismo estático en "Y"	78
Tabla 27 Comprobación de las derivas máximas por sismo dinámico en "X"	79
Tabla 28 Comprobación de las derivas máximas por sismo dinámico "Y"	79
Tabla 29 Comparación de cortantes	80
Tabla 30 Factor de reducción ambiental.....	83
Tabla 31 Datos para el diseño	95
Tabla 32 Resultados de evaluación estructural a flexión	96
Tabla 33 Cortante para acero	97
Tabla 34 Cortante para concreto	98
Tabla 35 Resumen del cortante último vs el cortante nominal	98
Tabla 36 Datos para el diseño	99
Tabla 37 Resultados evaluación estructural a flexión.....	100
Tabla 38 Cortante para acero	101
Tabla 39 Cortante para concreto	101
Tabla 40 Resumen del cortante último vs el cortante nominal	102
Tabla 41 Resultados del reforzamiento a flexión con CFRP.....	106
Tabla 42 Resultado de cortante con CFRP	109
Tabla 43 Resultados del reforzamiento a flexión con CFRP.....	113
Tabla 44 Resultados de cortante con CFRP	116
Tabla 45 Resumen de los ensayos estándar de clasificación de suelos.....	124

Índice de figuras

Figura 1. Derivas máximas para un sismo dinámico	21
Figura 2. Derivas máximas por sismo estático.....	22
Figura 3. Pabellón principal del Instituto San Pedro	42
Figura 4. Vista de los elementos estructurales.....	43
Figura 5. Mapa de zonas sísmicas del Perú.....	48
Figura 6. Factores de zona del Perú	49
Figura 7. Categoría de la edificación y factor “U”	49
Figura 8. No hay presencia de pendiente	61
Figura 9. Conexión del diafragma.....	62
Figura 10. Configuración en elevación.....	65
Figura 11. Separación máxima entre los apoyos laterales de las vigas	66
Figura 12. Cubierta del último piso.....	66
Figura 13. Parapetos en el 2do piso.....	67
Figura 14. Parapetos en buen estado	67
Figura 15. Fisura en vigas	68
Figura 16. Deterioro en vigas.....	68
Figura 17. Modelo básico en líneas.....	69
Figura 18. Modelo de elementos estructurales en 3D	69
Figura 19. Vista 3D	70
Figura 20. Espectro de pseudo aceleraciones E.030	77
Figura 21. Desplazamiento en la dirección “X” provocados por el sismo estático “X”	78
Figura 22. Desplazamiento en la dirección “Y” provocados por el sismo estático “Y”	78
Figura 23. Desplazamiento en la dirección “X” provocados por el sismo dinámico “X”	79
Figura 24. Desplazamiento en la dirección “Y” provocados por el sismo dinámico “Y”	80
Figura 25. Bloque de esfuerzo y deformación del concreto armado	87
Figura 26. Geometría del refuerzo a cortante	93
Figura 27. Grafica de momento flector envolvente	94
Figura 28. Esfuerzo cortante.....	96
Figura 29. Reparación del elemento a reforzar viga.....	117
Figura 30. Medición del laminado requerido.....	118
Figura 31. Limpieza del laminado.....	118
Figura 32. Realización de líneas en zonas de colocación.....	119
Figura 33. Mezcla de los componentes a usar.....	119
Figura 34. Uso de la mezcladora.....	120
Figura 35. Colocación del adhesivo en el elemento estructural	120
Figura 36. Colocación del adhesivo en el laminado.....	121
Figura 37. Fijación del laminado.....	121
Figura 38. Ubicación de la zona de estudio.....	123
Figura 39. Mapa de zonificación sísmica - geotectónica.....	125

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo elaborar el estudio de vulnerabilidad sísmica del pabellón principal en el instituto San Pedro y determinar el diseño del reforzamiento estructural, para plantear medidas que permitan mejorar el comportamiento estructural de la edificación, mitigando los daños que podrían suceder después de un sismo severo. El diseño de investigación es de tipo no experimental, de enfoque cuantitativo, de carácter descriptivo. Los resultados indican que el pabellón presenta un índice de vulnerabilidad de 21.86 que corresponde a una vulnerabilidad media. Luego se realizó el análisis sísmico con el cual se verificó el cumplimiento de las derivas máximas de 0.007, se procedió a verificar la resistencia ante las fuerzas actuantes de los elementos de concreto armado, de los cuales se obtuvieron que las vigas necesitan ser reforzadas. Al realizar el diseño del reforzamiento estructural haciendo uso del sistema CFRP se logró un incremento de los momentos resistentes en la VS - 100 en 11.23 ton.m y en la VP - 100 en 45.98 ton.m; y la resistencia al corte en 14.17 tonf. y 28.97 tonf., respectivamente en las vigas. Esta investigación es de suma importancia ya que sirve como una guía para futuras investigaciones al momento de analizar y reforzar una estructura en casos reales.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, índice de vulnerabilidad, análisis sísmico, diseño del reforzamiento estructural.

Abstract

The objective of this research is to elaborate the study of seismic vulnerability of the main pavilion at the institute San Pedro and determine the design of the structural reinforcement, to propose measures that allow improving the structural behavior of the building, mitigating the damages that could happen after a severe earthquake. The research design is non-experimental type, with a quantitative approach, of a descriptive nature. The results indicate that the ward under study has a vulnerability index of 21.86 that corresponded to medium vulnerability. Then the seismic analysis was carried out to verify compliance with the maximum drifts of 0.007, we proceeded to verify the resistance to the forces acting on the reinforced concrete elements, from which it was obtained that the beams need to be reinforced. By designing the structural reinforcement using the CFRP system, an increase of the resistant moments at VS - 100 by 11.23 ton.m and at VP - 100 by 45.98 ton.m; was achieved and the resistance to cut in 14.17 tonf. and 28.97 tonf. respectively in the beams. This investigation is extremely important as it serves as a guide for future investigations when analyzing and reinforcing a structure in real cases.

Keywords: Seismic vulnerability, vulnerability index, seismic analysis, design of structural reinforcement.

I. INTRODUCCIÓN

En el transcurso de los años, el mundo ha sufrido muchos terremotos provenientes de la liberación de energía en la corteza terrestre que originan ondas sísmicas, estos terremotos se presentan a través de sacudidas y, a veces por el desplazamiento del suelo dejando pérdidas de vidas humanas y daños en las edificaciones. (Subramani & Vasanthi, 2016).

Estos sismos desde hace décadas dañan las edificaciones más vulnerables y nos dejan sin un lugar donde refugiarnos y en el peor de los casos terminan colapsando. Por esta razón necesitamos estructuras más estables y medidas preventivas como el reforzamiento estructural para incrementar la vida útil de las edificaciones y combatir los eventos sísmicos. (Sarkar, Narang, & Yangdhen, 2017).

En el año 2008 ocurrió un terremoto catastrófico con una intensidad de 8.0 en escala de Richter que golpeó Wenchuan, ubicado en China, donde el sismo dejó 46 edificios dañados. Los estudios luego del desastre indicaron que no existía conocimiento del estado actual de los elementos estructurales que componían las edificaciones. Además de eso se evaluó que muchos edificios no habían sido reforzados para contemplar dichos desastres. (Liu, 2018).

El reforzamiento estructural es importante para cumplir con la norma de diseño sismorresistente. En China se empleó el uso de la fibra de carbono como método de reforzamiento estructural aplicándolo en los muros de albañilería. Se llevó a cabo el uso del CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) en la aplicación de muros de albañilería, los resultados mostraron que la degradación de la estructura de albañilería reforzada con CFRP puede disminuir notablemente, mejorando el comportamiento estructural de los muros de albañilería. (Li, Che, Ma, Liu, & Wang, 2017).

En el Perú existe en gran cantidad instituciones educativas que son vulnerables a los desastres naturales, esto se origina por el uso de materiales frágiles, a la antigüedad de las construcciones, entre otras causas. Como respuesta se plantea el reforzamiento estructural en las edificaciones para mitigar el ataque de los sismos y conseguir un buen desempeño. (Bartolomé & Quiun, 2015).

En la actualidad, el 70% de sismos en el Perú presenta sus epicentros en la zona costera. En este escenario, la ciudad de Mala podría soportar altas intensidades, que pueden originar daños en los elementos estructurales provocando el colapso de instituciones educativas, dejando pérdidas humanas y materiales. (Tavera, 2016).

El distrito de Mala según la norma E.030 del reglamento Nacional de Edificaciones se encuentra ubicada en la denominada zona 4, lo cual es de alta sismicidad, colocando el distrito en una zona vulnerable y propensa a sufrir sismos de alta intensidad. Esto motiva a estudiar el estado actual de las edificaciones esenciales como es el caso de los institutos superiores tecnológicos que puedan servir de refugio después de un desastre. (Sencico NTE.030, 2018).

El reforzamiento estructural, en nuestro país se realiza de manera convencional. Cada vez en nuestro medio se incorporan sistemas de reforzamiento estructural basados en materiales de alta tecnología, que cuentan con muchas ventajas a comparación de otros sistemas como la fibra de carbono, un polímero que presenta una mayor resistencia a la tracción comparada con el acero (4,200 kg/cm² vs. 35,500 kg/cm²). (Tantaleán, 2019).

La justificación teórica se basa en el estudio de vulnerabilidad sísmica, este se centra en estudiar un Instituto, con el propósito de evitar pérdidas humanas y materiales en el caso que se desarrolle un movimiento sísmico. A través de un estudio de vulnerabilidad se puede dar un índice preliminar del estado actual del Instituto San Pedro de Mala. (Gaetani, Polese, Ludovico, & Prota, 2018).

Desde la perspectiva social surge con la necesidad de estudiar la vulnerabilidad sísmica debido a que no hay estudios de alcance a nivel local sobre las edificaciones del distrito y de esta manera lograr identificar las estructuras posibles de requerir un reforzamiento estructural. (Saracho, Gustavo, Barlek, & Dip, 2016).

La investigación presentaría beneficios económicos, ya que con el diseño final del proyecto se dará como resultado el tipo de reforzamiento estructural, lo cual es más económico que demoler la estructura y construir un nuevo pabellón,

esto podría perjudicar la comodidad de los alumnos y propiciar pérdidas de clases. (Rojas & Tito, 2018).

Sobre la base de la realidad problemática presentada se planteó el problema general y los problemas específicos de la investigación. El problema general de la investigación fue ¿Cómo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica permite determinar el diseño del reforzamiento estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de Mala, 2020? Los problemas específicos fueron los siguientes:

- **PE1:** ¿Cómo el índice de vulnerabilidad influye en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y en el diseño del reforzamiento estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de Mala, 2020?
- **PE2:** ¿Cómo el análisis sísmico influye en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y en el diseño del reforzamiento estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de Mala, 2020?

El objetivo general fue: La evaluación de la vulnerabilidad sísmica permite determinar el diseño del reforzamiento estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de Mala, 2020. Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- **OE1:** Determinar cómo el índice de vulnerabilidad permite la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y obtener el diseño del reforzamiento estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de Mala, 2020.
- **OE2:** Determinar cómo el análisis sísmico permite la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y obtener el diseño del reforzamiento estructural del pabellón principal en el Instituto San Pedro de Mala, 2020.

II. MARCO TEÓRICO

En este capítulo, para la elaboración del proyecto de investigación se ha tomado en cuenta como antecedentes los siguientes artículos científicos, tesis y libros, tomando como referencia sus objetivos, metodología y conclusiones.

(Guillermo & Silva, 2019), explicaron a través de una evaluación técnico, económica dos tipos de reforzamiento estructural con el objetivo de determinar la mejor solución para implementarla en el reforzamiento de vigas y columnas. Para el diseño del reforzamiento se empleó el uso de normativas como el RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), normas internacionales como el ACI (American Concrete Institute), además de eso el uso del software ETABS para complementar el análisis y comportamiento estructural de la edificación, Como conclusión se obtuvo mediante un análisis comparativo que la alternativa más óptima es el uso del sistema de reforzamiento con CFRP.

(Hidalgo & Silvestre, 2019), explicaron mediante una metodología del tipo descriptiva, las condiciones actuales de las edificaciones mediante una recolección en campo según parámetros propuestos, con el objetivo general de especificar el nivel de vulnerabilidad sísmica de la institución en la zona de estudio. La metodología empleada fue el método Benedetti y Petrini, para hallar el índice de vulnerabilidad se realizó la suma de los valores numéricos que manifiestan las características de la institución. Se llegó a la conclusión que la edificación presenta vulnerabilidad media.

(Cortez & Fernández, 2017), realizaron el estudio de vulnerabilidad sísmica en el pabellón “D” de la universidad Privada Antenor Arrego con el fin de fomentar acciones de mitigación ante un evento sísmico. La metodología se basa en métodos cualitativos y cuantitativos los cuales estiman un índice de vulnerabilidad en función en las características de la estructura. Para la aplicación se realizaron formularios los cuales fueron adaptados a las exigencias del RNE, se llegó a la conclusión que el pabellón “D” se encuentra en el rango de una vulnerabilidad media.

(Rojas & Tito, 2018), explicaron cómo realizar el diseño de reforzamiento estructural del pabellón C en una Institución Educativa, para lograr un adecuado funcionamiento en caso se desee expandir en uno o más niveles. La metodología se basa en realizar un levantamiento arquitectónico de la estructura, realizar el

análisis estructural y posteriormente un diseño sísmico utilizando los requerimientos de la norma E.030 diseño sismorresistente. A partir de eso se identificó los elementos estructurales que necesitaban ser reforzados, se procedió a realizar el diseño teniendo en cuenta los tipos de reforzamiento y se optó por lo que son constructivamente más sencillos.

(Belizario, 2017), indicó mediante la formulación y evaluación se busca presentar el reforzamiento estructural como una alternativa para la ampliación de edificaciones, donde se permita escoger la conveniencia de realizar el reforzamiento estructural, la metodología empleada consistió en describir las características de la edificación entre ellas sus dimensiones, resistencia previa al reforzamiento. Como conclusión se llegó a indicar que el reforzamiento logra disminuir los desplazamientos y logran satisfacer los requisitos de la norma E.030 diseño sismorresistente.

(Formisano & Marzo, 2017), explicaron a través de la identificación de los daños ocurridos durante el terremoto como realizar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio de albañilería. La metodología se basó en recolectar información útil sobre noticias y las características geométricas de las edificaciones. Los resultados del análisis han demostrado que el edificio presenta un nivel alto de vulnerabilidad, por lo tanto, se requiere intervenciones locales de reforzamiento.

(Yazdi & Ahmadi, 2016), redactaron como evaluar la vulnerabilidad sísmica de manera cualitativa de los edificios, estudiando la situación actual de uno puede proporcionar guías para mejorar las condiciones existentes, la metodología propuesta muestra la relación de daño de cada parámetro estructural y los daños totales del edificio basada en distintas intensidades de terremotos. Los resultados dieron a conocer que los edificios de albañilería en presentan daños estructurales graves, por este motivo la evaluación es necesaria.

(Hadzima, Pavić, & Lešić, 2016), explicaron que el objetivo es proporcionar los primeros pasos para evaluar el riesgo sísmico con el método de aplicación basado en el índice de vulnerabilidad con la finalidad de brindar información para la planificación de emergencias de las edificaciones en estudio. Para determinar el

índice de vulnerabilidad se empleó el uso de valores sugeridos por trabajos anteriores y el juicio basado en la documentación disponible del proyecto. Como conclusión, de acuerdo con la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98), las clases más vulnerables se expande en una o dos clases siendo vulnerabilidad D y C.

(Silva & Bandeira, 2019), realizaron el diseño del refuerzo con CFRP, utilizando el aporte de la Norma Brasileña (NBR 6118-2014) y otro considerando solo los requisitos del ACI 440.2R-08. La metodología se basó en adaptar una viga, luego se realizó el diseño del CFRP, además se empleó el uso del software ANSYS, donde se realiza un modelo numérico donde se observan las tensiones y deformaciones presentadas en los materiales. Los resultados concluyen que el refuerzo a flexión con CFRP, utilizando la norma brasileña y la norma ACI dan valores muy cercanos a los obtenidos de las formulaciones compiladas.

(Brózda, Selejdak, & Koteš, 2017), realizaron el análisis para verificar el comportamiento de una viga reforzada con CFRP siguiendo una serie de procedimientos y cálculos para el diseño, la metodología se basa en incrementar la resistencia a la flexión de acuerdo con la norma ACI 440.1R-06, empleando tres tipos de refuerzo donde se hicieron las comparaciones y las diferencias entre los resultados obtenidos de los distintos tipos de reforzamiento. Como conclusión se dio a conocer que la viga reforzada con CFRP mayor resistencia a la flexión.

La evaluación para lograr una seguridad en los edificios se puede realizar mediante técnicas visuales que permitan establecer el nivel de daño que presenta una estructura elaborando una serie de procedimientos como: recolección de información, clasificación de daños, procesamiento de información y verificación del estado actual. (Pinto & Torres, 2016).

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica es el grado de pérdida o daño, que permite clasificar a las estructuras de acuerdo con sus características y calidad estructural, dentro de un rango de vulnerabilidad baja a vulnerabilidad alta, ante la acción del sismo. (Maldonado & Chio, 2009).

Se han utilizado métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica como una herramienta para evaluar distintas estructuras, estos métodos se desarrollan para

evaluar el grado de daño de las edificaciones ante acciones de sismos, considerando las deficiencias de las estructuras, el inadecuado diseño y el mal proceso constructivo. (Jenson & Ravi, 2019).

Se aplicará la metodología del índice de vulnerabilidad para edificios de concreto armado, este obtiene mediante la suma valores numéricos que expresan las características de cada uno de los parámetros estructural y no estructural que cuenta con un rol importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de concreto armado. (Julca, Orbegoso, & Olarte, 2008).

Aspectos geométricos: Se recomienda que la geometría de la edificación en elevación como en planta sea regular como especifica la norma E-0.30. Aspectos constructivos: Es recomendable siempre la supervisión con el fin de evitar errores durante la obra que luego puedan dejar en mal estado la estructura. Aspectos estructurales: Se empleará el uso de la norma E-0.30, E-0.50 y E-0.60 para dicho estudio. (Gastelo & Reque, 2018).

El índice de vulnerabilidad se obtendrá con la siguiente fórmula, luego se realiza una interpolación lineal para obtener el índice de vulnerabilidad final.

$$I_v = 100 \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \right) + 1}{34} \quad (1)$$

Nos dan once parámetros y como resultado obtenemos un promedio de vulnerabilidad sumando los parámetros. Este proceso se emplea debido a que usa más parámetros para dar un análisis más amplio a la estructura a analizar. (Sarkar & Chakraborty, 2018).

La norma de diseño sismorresistente formula los requisitos rigidez, las solicitaciones sísmicas y configuración para el reforzamiento de edificaciones existentes. (Sencico NTE.030, 2018).

Para la determinar las solicitaciones sísmicas se debe seguir 4 etapas: Peligro sísmico, caracterización del edificio, análisis estructural y validación de la estructura. (Sencico NTE.030, 2018).

Norma E.020, Carga muerta; Materiales: Se debe tener en cuenta las cargas y el peso de cada material, el cuanto al peso de la edificación se obtendrá a través de datos de los diseños y análisis de datos. Carga viva; carga viva repartida: Para las cargas vivas depende de los tipos de ocupación y su uso, para luego verificar su conformidad. (RNE, 2019).

Condiciones geotécnicas, perfiles de suelo: Dentro de los tipos de perfiles de suelos encontramos el suelo Perfil tipo S2 donde encontramos los suelos intermedios. Dentro de los parámetros de sitio encontramos el factor de suelo, los periodos TP y TL, el factor de amplificación sísmica y su factor de uso. El factor de suelo (S), un perfil de suelo S2 tiene un factor de suelo $S=1,05$ correspondiente la zona 4. Los periodos TP y TL serán calculados según el tipo de perfil de suelo en estudio. Un perfil de suelo S2 tiene un $TP=0,6$ y un $TL=2,0$. El factor de Amplificación Sísmica (C) se calculará siempre teniendo en cuenta las cualidades del sitio en el que se llevará a cabo el estudio. Las categorías de las edificaciones y Factor (U) se especifican a continuación, en la categoría A encontramos las edificaciones esenciales, donde encontramos las instituciones educativas y estos a su vez obtienen un factor $U=1,5$. Los coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (R) se obtendrá de acuerdo al sistema estructural en este caso para concreto armado es igual a 8 según la norma de diseño sismorresistente. (RNE, 2019).

En toda edificación se debe tener en cuenta los requisitos de rigidez, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. (Sencico NTE.030, 2018).

Tabla 1

Límites para la distorsión del entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material Predominante	$(\Delta i / hei)$
Concreto Armado	0,007

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018)

Una estructura se debe reforzar cuando existe un inadecuado diseño, daños estructurales ocasionados por sismos, cambios de funcionalidad en la estructura, problemas de corrosión en el acero y la eliminación parcial de elementos estructurales. La intervención preventiva, se basa en reducir la vulnerabilidad que presentan los elementos de la estructura, cumplir con los reglamentos vigentes y satisfacer la actualización por nuevas cargas. (Theurer et al., 2016).

El reforzamiento estructural consiste en cualquier intervención que aumente el comportamiento estructural de un elemento, es decir proveer de un incremento de resistencia, ductilidad y algunas propiedades similares que ayuden a mejorar la estabilidad de la estructura, en caso no se realice esta actividad y posteriormente ocurran eventos sísmicos, podrían dañar la estructura. Las técnicas de reforzamiento estructural que se pueden emplear se clasifican de la siguiente manera: Si se busca un incremento de resistencia y ductilidad se puede emplear el reforzamiento en vigas. (Morales, 2008).

La resistencia en las estructuras se define como la capacidad para resistir fuerzas aplicadas sin adquirir deformaciones o deteriorarse de algún modo. La ductilidad en las estructuras es definida como la habilidad de sostener deformaciones inelásticas antes del colapso, sin perder su resistencia, un sistema dúctil avisa anticipadamente un colapso catastrófico. (Faria, Díaz, & Rivas, 2017).

Para realizar el diseño del reforzamiento estructural se debe realizar una evaluación de la vulnerabilidad de la estructura, identificar las deficiencias en el procedimiento de evaluación. Se debe emplear el criterio de reforzamiento por lo cual se utiliza el diseño del reforzamiento para una futura prevención. (Ramos, 2018).

Existen diferentes criterios de comportamiento que originan diversos conceptos de refuerzo, además que el entorno puede llevar a una solución en particular. El reforzamiento a nivel del elemento como en vigas, es una modificación que incluye sistemas de reforzamiento estructural como el de láminas sintéticas reforzadas con fibras de carbono. Estos sistemas incrementan la ductilidad y la resistencia de la estructura. (Belizario, 2017).

Los polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) unidos externamente se pueden usar para mejorar la flexión y corte de las vigas de

concreto armado. Debido a la naturaleza flexible y la facilidad de manejo y aplicación, combinadas con una alta resistencia a la tracción, peso y rigidez se encuentran las láminas de fibra de carbono por ser altamente efectivo en el reforzamiento de estructuras. El sistema CFRP se utiliza como método de refuerzo unido externamente a las vigas de concreto armado, ofreciendo un gran potencial en aplicaciones de reforzamiento, debido a sus propiedades de alta resistencia, rigidez. (Meikandaan & Ramachandra, 2017).

La norma ACI 440-2R-17 brinda la información necesaria para la aplicación del acero como refuerzo en las estructuras, empleando el uso de barras de acero por el uso de las fibras de carbono como reforzamiento en la construcción. También nos indica que para realizar el diseño a flexión se obtiene mediante la siguiente ecuación que no es más que la suma de los momentos resistentes del acero a compresión, tracción y el FRP.

$$\phi Mn = \phi(Mns + Mns' + \psi f.Mnf) \quad (2)$$

De igual manera nos comenta en que ocasiones se debe emplear para el uso de reforzamiento. Nos menciona los datos de los materiales para realizar las operaciones respectivas mostradas en tablas, datos como coeficientes del acero, concreto y las temperaturas para poder trabajar. También nos indica como determinar la capacidad última del elemento con refuerzo a cortante con FRP, donde el valor de ϕ es 0.75 según la norma ACI.

$$Vu = \phi(Vc + Vs + \psi Vf) \quad (3)$$

Todas las investigaciones se basan en la norma ACI 318, ya que es la fuente de información directa. Además, la norma nos muestra la flexibilidad en las fibras de carbono tomando en consideración su uso, la manera de hallar las fuerzas y esfuerzo que pueden resistir si se usa como refuerzo estructural. También el uso de las fórmulas toma como referencia lo que especifica la norma ACI y sus diversos capítulos. La norma específica como se debe obtener los momentos y fuerzas cortantes en las vigas ya que comúnmente son los elementos estructurales que necesitan ser reforzados con fibras de carbono. (ACI 440.2R-17).

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

Tipo de investigación

La investigación de tipo aplicada busca la aplicación o utilización de los conocimientos que consigan, por lo que se utiliza la investigación para dar respuestas a preguntas específicas. (Castro, Meléndez, López, Soto, & Muñoz, 2018).

La investigación es aplicada porque llegará a obtener información de las variables que son la vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, para resolver los problemas que se plantearon en esta investigación.

Diseño de investigación

El diseño de investigación no experimental o más conocido como estudios observacionales, no se debe de manipular los valores de las variables para la obtención de información. (Steiner & Wong, 2016).

Frente a lo argumentado la presente investigación será no experimental, debido a que no se modificó las variables como vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, para la obtención de información. Además, la investigación es transversal porque se va recolectar los datos en un solo momento y en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

Nivel de la investigación

El objetivo de la investigación del tipo descriptiva es describir los componentes principales del objeto de estudio y sus características. (Nassaji, 2015).

Frente a lo argumentado el tipo de investigación es descriptiva porque se establecen las características y los rasgos importantes de las variables.

3.2 Variables y operacionalización

La investigación tiene dos variables que son vulnerabilidad sísmica con el cual se va evaluar el Instituto San Pedro de Mala, además se va saber en qué condición se encuentra y por consiguiente si presenta una vulnerabilidad alta, media o baja. La otra variable es diseño del reforzamiento estructural con el cual se va a dar soluciones estructurales si es que el Instituto sufre de fallas.

Variable independiente: Evaluación de vulnerabilidad sísmica

Variable dependiente: Diseño del reforzamiento estructural

3.3 Población, muestra y muestreo

3.3.1 Población

La población es la cantidad total de objetos posibles los cuales son el tema de nuestra investigación. (Etikan, Musa, & Alkassim, 2016).

Con relación a lo mencionado la presente investigación tiene como población a todas las edificaciones del Instituto San Pedro de Mala.

3.3.2 Muestra

La muestra es una porción de una población, la cual se caracteriza por representar a la población en sus características. Asimismo, su toma es necesaria debido a la imposibilidad de estudiar toda la población. (Etikan et al., 2016).

La muestra para la presente investigación es el pabellón principal del Instituto San Pedro de Mala.

3.3.3 Muestreo

El muestreo no probabilístico el investigador elige los elementos de la muestra en base al interés y criterios de selección. (Etikan et al., 2016).

En la presente investigación, se ha considerado la edificación del pabellón principal del Instituto San Pedro de Mala, debido a la consulta de investigaciones realizadas con anterioridad de otros autores, donde se determina que edificaciones similares presentarían deficiencias estructurales ante la acción de un sismo.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1 Técnicas

La observación es una técnica que permite registrar datos a partir de situaciones observables. Por otro lado, la observación indirecta se basa en un registro y almacenamiento de datos que componen una fuente de información para poder elaborar un informe, que otorgue el resultado de lo que se desea evaluar. (Anguera, Portell, Moscoso, & Chaves, 2018).

En la presente investigación la técnica de recolección de datos será mediante la observación directa e indirecta, ya que se realizó la inspección in situ de los datos necesarios para la investigación, además se utilizó la recopilación bibliográfica estas fueron (reglamentos, artículos de investigación, tesis, páginas

web de internet), fórmulas matemáticas que permitan obtener los resultados que se buscan para la investigación y para la modelación digital se ha utilizado el programa en versión estudiantil ETABS V.16.2 el cual da la confiabilidad sobre el desempeño sísmico de la estructura.

3.4.2 Instrumento

El instrumento de recolección de datos son las técnicas de recopilación de datos para llevar a cabo cualquier actividad académica. (Hassan, 2019).

Los instrumentos utilizados para la recolección de datos son el formato de evaluación del índice de vulnerabilidad. En este caso se adaptado los parámetros ya que en su gran mayoría el método satisface las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones, y se empleará el uso de normativas como el ACI 440.2R-17 para el diseño del reforzamiento estructural.

- a) Formato de evaluación del Índice de vulnerabilidad reportado en el anexo 6.
- b) Elaboración de hojas cálculo para realizar el análisis sísmico.
- c) Elaboración de hojas de cálculo para la obtención de refuerzo con fibra de carbono, utilizando la normativa ACI 440.2R-17, reportado en el anexo 4.

3.4.3 Validez y Confiabilidad

La validez explica que tan bien los datos recopilados cubren el área real de la investigación, bajo el criterio de que dichos ítems deben cubrir el rango de interés de lo que se pretende medir. La confiabilidad se refiere a la medida en que la medición de un fenómeno proporciona estabilidad y resultado consistente. Es decir, se puede obtener resultados semejantes si el procedimiento realizado para la investigación se replica. (Taherdoost, 2016).

Los instrumentos de medición que se emplearon en la presente tesis (formatos de datos, base de datos y datos del expediente técnico), fueron empleados por tesis de universidades como: Universidad Privada Antenor Orrego, Pontificia Universidad Católica del Perú. Además, la metodología realizada es confiable, ya que se replica lo estipulado por las normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, normas americanas del ACI las cuales se encuentran estandarizadas, con ello los instrumentos se consideran confiables y quedaran validados. Además, la modelación digital es confiable ya que el programa utilizado está avalado por Computer and Structures Inc.

3.5 Procedimientos

3.5.1 Análisis del formato de evaluación del Índice de vulnerabilidad

El análisis de los instrumentos se inició con el estudio de los planos estructurales del edificio. Luego completar el formato que contiene los parámetros indicados en el índice de vulnerabilidad, y de esta forma se obtuvo el nivel en que se encuentran el Instituto San Pedro de Mala. Dado el caso en la cual la edificación resulta “vulnerable” se procederá a emitir la propuesta de reforzamiento estructural.

3.5.2 Análisis sísmico del pabellón principal del Instituto

Para el análisis sísmico se utilizará el programa de estructuras ETABS, tablas y gráficos de la norma E.030. El trabajo consiste en realizar la modelación del edificio en estudio a través del software para conocer si cumple con los requisitos formula la norma de diseño sismorresistente E.030.

3.5.3 Diseño del reforzamiento estructural con CFRP

Se inició con la recopilación de los planos estructurales de los elementos que compone el Instituto. Luego se verificó la resistencia de los elementos estructurales que necesitan ser reforzados. Los datos para el reforzamiento se obtuvieron de la empresa Sika Perú, con estos valores y el análisis utilizando la norma americana ACI 440.2R-17, se realizó el diseño del reforzamiento en vigas.

3.6 Método de análisis de datos

Para la presente investigación los datos obtenidos en campo serán procesados mediante los siguientes programas: Microsoft Word, AutoCAD y ETABS. Además, los análisis de datos requieren de cálculos extensos por lo que se requiere el uso del programa de computadora conocida como hojas de cálculo cuyos resultados se reportan eficientemente en forma de tablas y gráficas.

3.7 Aspectos éticos

El proyecto de investigación se desarrolló con responsabilidad, honestidad y honradez, con el permiso y conocimiento del director del Instituto San Pedro del Valle de Mala, con la finalidad de saber la escala de vulnerabilidad sísmica que cuenta el pabellón principal del instituto y el diseño del reforzamiento estructural a utilizar para prevenir que este siga sufriendo de daños y posteriormente colapse.

IV. RESULTADOS

4.1. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad

Luego de haber obtenido la respuesta de los 11 parámetros del método se procedió a colocar los datos en la escala numérica del índice de vulnerabilidad.

Tabla 2

Evaluación del índice de vulnerabilidad Benedetti - Petrini

I	Parámetros	Ki A	Ki B	Ki C	Wi	K Wi
1	Organización del sistema resistente		1		4	4
2	Calidad del sistema resistente	0			1	0
3	Resistencia convencional	-1			1	-1
4	Posición del edificio y cimentación	0			1	0
5	Diafragmas horizontales	0			1	0
6	Configuración en planta		1		1	1
7	Configuración en elevación	0			2	0
8	Distancia máxima entre columnas	0			1	0
9	Tipo de cubierta		1		1	1
10	Elementos no estructurales	0			1	0
11	Estado de conservación		1		1	1
Índice de vulnerabilidad						20.58

Fuente: Elaboración Propia

A partir de ese resultado obtenido se realizó una interpolación lineal para obtener el índice de vulnerabilidad final.

Tabla 3

Interpolación lineal para el método

Interpolación lineal	
0	0
20.58	21.86
94.12	100

Fuente: Elaboración Propia

El índice de vulnerabilidad final obtenido es de 21.86.

Para interpretar mejor los resultados se utilizó la escala de valorización de la vulnerabilidad con el fin de asignar un rango de vulnerabilidad al pabellón principal.

Tabla 4

Rangos del índice de vulnerabilidad normalizada

Escala de valorización de la vulnerabilidad	
Vulnerabilidad	Vulnerabilidad
$0 < I_v \text{ norm.} < 20$	BAJA
$20 \leq I_v \text{ norm.} < 40$	MEDIA
$I_v \text{ norm.} \geq 40$	ALTA

Fuente: (Quispe, 2004)

La tabla nos indica, que el pabellón principal del Instituto según la escala de vulnerabilidad se ubica en el rango de vulnerabilidad media.

4.2. Análisis sísmico

El análisis lineal estático y dinámico sirve para estudiar cómo se va a comportar la estructura ante movimiento sísmicos, con la finalidad de obtener desplazamientos y derivas máximas de la estructura siendo de suma importancia.

Tabla 5

Comprobación de derivas máximas por sismo dinámico

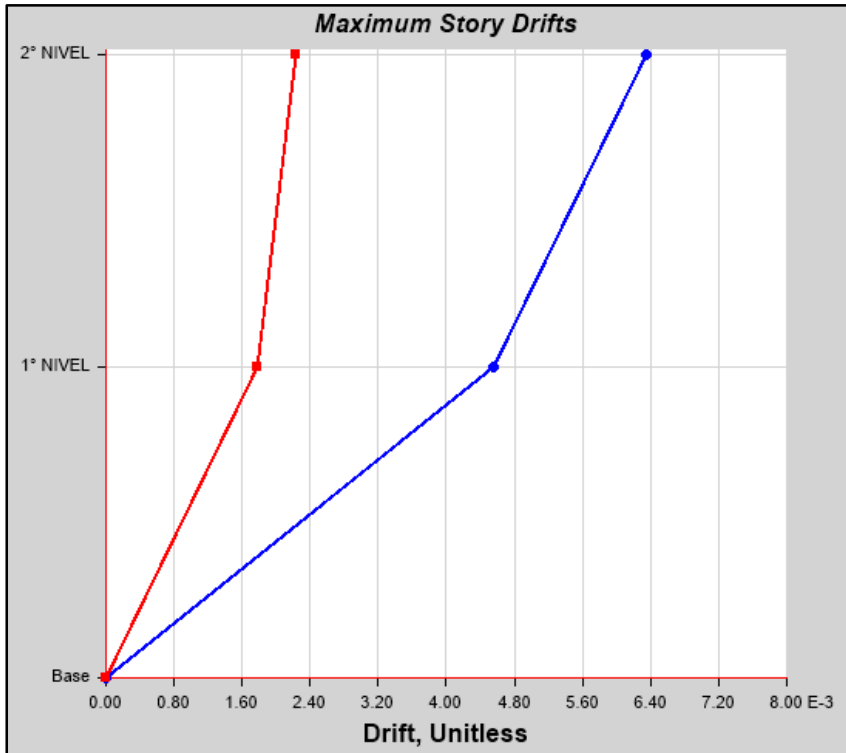
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	Max Drift
2	D2	Sismo dinámico X	0.00634
1	D1	Sismo dinámico X	0.00455
2	D2	Sismo dinámico Y	0.00496
1	D1	Sismo dinámico Y	0.00378

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de la tabla 5 muestran que las derivas máximas por sismo dinámico cumplen los requisitos mínimos que presenta la norma E.030.

Figura 1.

Derivas máximas para un sismo dinámico



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 1 se observa las derivas máximas producidas por sismo dinámico en la dirección del eje X.

Tabla 6

Comprobación de derivas máximas por sismo estático

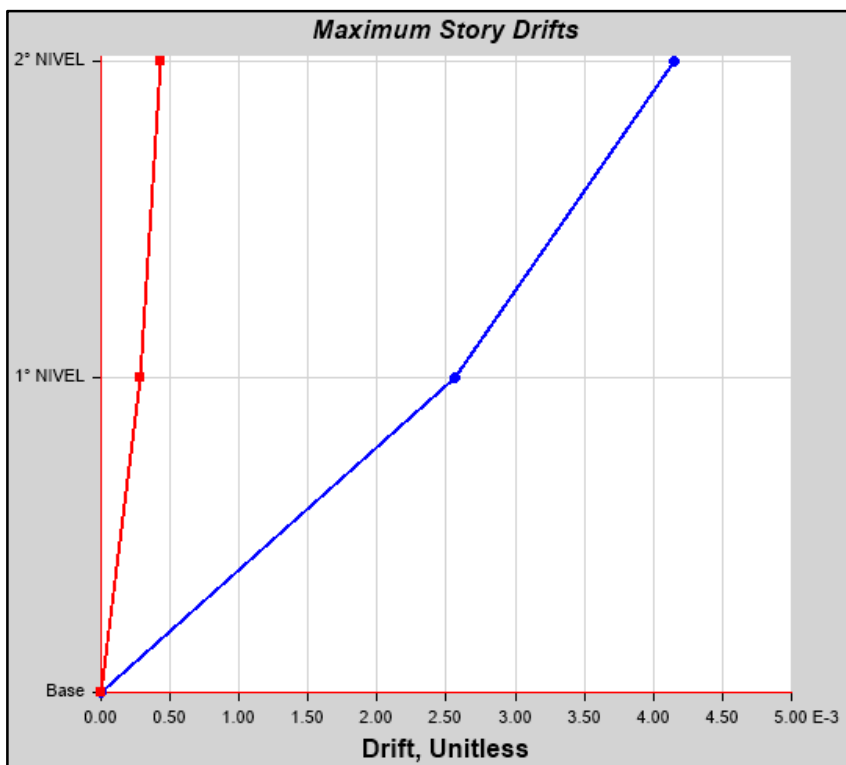
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	Max Drift
2	D2	Sismo estático X	0.00415
1	D1	Sismo estático X	0.00256
2	D2	Sismo estático Y	0.00334
1	D1	Sismo estático Y	0.00212

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados de la tabla 6 muestran que las derivas máximas por sismo estático cumplen los requisitos mínimos que presenta la norma E.030.

Figura 2.

Derivas máximas por sismo estático



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 2 se observa las derivas máximas producidas por sismo estático en la dirección del eje X.

Estos datos fueron calculados por el programa ETABS donde los valores a tomar en cuenta son las derivas en X y derivas en Y. Se observa que en ninguno de los pisos se excede el valor de 0.007 establecido por la norma E.030 - 2018.

4.3. Diseño del reforzamiento estructural

Luego de haber realizado el estudio evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Instituto San Pedro de Mala, se hallaron los elementos estructurales de concreto armado (vigas) que deberían ser reforzados que de no serlo podría sufrir graves daños en caso de algún evento sísmico.

4.3.1. Resultados del diseño de reforzamiento con CFRP

A continuación, se muestra el reforzamiento estructural con el cual se llegó a un incremento de esfuerzos en las vigas del Instituto con el fin de cumplir las solicitaciones requeridas.

Tabla 7

Resistencia de los esfuerzos a flexión

Momentos resistente nominales a flexión		
Vigas	Momento resistente sin reforzar	Momento resistente con CFRP
VS - 100	7.65	11.23
VP - 100	29.73	45.98

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 7, se puede observar el incremento de los esfuerzos a flexión (Ton.m) en las vigas VS - 100, VP - 100, utilizando CFRP.

Tabla 8

Resistencia a los esfuerzos cortantes

Esfuerzos cortantes nominales		
Vigas	Esfuerzo cortante sin reforzar	Esfuerzo cortante con CFRP
VS - 100	10.08	14.17
VP - 100	21.44	28.97

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 8, se puede observar el incremento de los esfuerzos cortantes (tonf) en las vigas VS - 100, VP - 100, utilizando CFRP.

El objetivo principal es buscar que el reforzamiento cumpla con los requerimientos de carga, como vemos esto se cumplió utilizando el sistema CFRP.

V. DISCUSIÓN

Luego de haber evaluado la vulnerabilidad sísmica del pabellón principal del Instituto San Pedro y dar como solución el diseño del reforzamiento estructural, podemos discutir nuestros resultados con otras investigaciones similares.

(Hidalgo & Silvestre, 2019), realizaron la evaluación de todas las edificaciones que conforman la I.E. N° 20475, donde obtuvieron los siguientes resultados el bloque A presenta un lv. de 50.50 calificando dentro del rango de vulnerabilidad media alta, el bloque B presenta un lv. de 26.50 calificando dentro del rango de vulnerabilidad media baja y el bloque C presenta un lv. 43.00 calificando dentro del rango de vulnerabilidad media alta, debido a que las edificaciones presentan una mala estructuración y una forma asimétrica. Además, consideraron realizar el análisis sísmico en el bloque A de la institución educativa utilizando los parámetros y requisitos de la norma E.030 y el uso del software ETABS, como resultado final dieron a conocer que el pabellón A en el eje "X" presenta derivas máximas de 0.006787 y en el eje "Y" presenta derivas máximas de 0.00021 cumpliendo con lo estipulado en la norma E.030-2018. En esta investigación se realizó la evaluación de una institución educativa el cual es de la misma categoría "A" que la del autor, los resultados dieron a conocer que el pabellón principal del Instituto San Pedro presenta un lv. de 21.86 calificando dentro del rango de una vulnerabilidad media baja, debido a que no existe una conexión eficaz en los elementos estructurales del último nivel y se observa ligeros daños en los elementos estructurales. De igual manera se realizó el análisis sísmico para verificar si las derivas cumplían con lo permitido en la norma E.030-2018 obteniendo como resultados la deriva máxima en el eje "X" igual a 0.00634 y en el eje "Y" igual a 0.00496 cumpliendo con la deriva máxima que estipula la norma de diseño sismorresistente.

Otra investigación semejante es la de (Cortez & Fernández, 2017), donde determinaron el índice de vulnerabilidad en el pabellón "D" de la Universidad Privada Antenor Orrego, a través de la metodología de Benedetti y Petrini, obteniendo un lv. de 34.37 calificando dentro del rango de una vulnerabilidad media esto se debe a que el pabellón tiene una antigüedad de 24 años, por lo que algunos elementos estructurales han sido afectados por el tiempo y actualmente presentan signos de deterioro.

De igual manera realizaron el análisis sísmico, con el fin de verificar si el pabellón “D” cumplía con los desplazamientos máximos permitidos por la norma E.030 - 2018, en este caso ellos encontraron que las derivas máximas en el eje “X=0.07546” y en el eje “Y=0.06573” donde superaban lo máximo permitido por la norma E.030 del 7% para estructuras de concreto armado.

Otra investigación semejante es la de (Julca et al., 2008), quienes determinaron los índices de vulnerabilidad de 2342 edificaciones, de los cuales 246 son de concreto armado las cuales representan el 10.5% calificando dentro del rango de vulnerabilidad de baja a media esto se debe a varios aspectos que disminuyen la calidad de las estructuras.

Sin embargo, los resultados del estudio fueron diferentes a los resultados de los estudios de (Gastelo & Reque, 2018), quienes realizaron la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en 8094 edificaciones de las cuales 934 son de concreto armado donde un 68.19% se le asigna un rango de vulnerabilidad baja.

Sin embargo los resultados de la investigación de (Maldonado & Chio, 2009), son diferentes quienes realizaron el estudio en 53 viviendas construidas en tierra apisonada y adobe distribuidas en diferentes zonas de la ciudad de Bucaramanga. Para obtener los resultados se utilizó la metodología del índice de vulnerabilidad en función de 12 características propias de la edificación donde las viviendas de la muestra se encuentran entre 13.96, calificando entre medianamente vulnerables y muy vulnerables.

Por otro lado, los resultados del estudio fueron diferentes a los resultados de los estudios de (Ramos, 2018), quien realizó la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de manera cuantitativa utilizando el software de estructuras ETABS con la finalidad de obtener los esfuerzos internos ante cargas actuantes y los desplazamientos provocados por sismos; y cualitativa utilizando fichas de inspección. De los resultados obtenidos muestran que la deriva máxima en el eje “X=0.0551” en el segundo piso y la deriva máxima en el eje “Y=0.0329” del segundo piso, no cumplen con el valor máximo del 5% para edificaciones del tipo albañilería confinada según la norma E.030. Como conclusión dan a conocer que las viviendas

del sector presenta vulnerabilidad media y alta, y que es necesario el reforzamiento estructural.

(Guillermo & Silva, 2019), quienes realizaron una evaluación técnica, económica del reforzamiento estructural utilizando CFRP en vigas. Los resultados del estudio permitieron lograr un incremento de la resistencia a flexión de 12.86 ton.m utilizando CFRP en la VP - 303, también se logró un incremento de la resistencia al corte de 25.03 tonf utilizando CFRP. Como resultado se concluye que la alternativa más óptima es el CFRP. También verificaron si edificación cumplía con las derivas máxima permitidas por la norma E.030 para lograr la rigidez adecuada, realizaron el análisis sísmico encontrando como resultado que las derivas máximas se encuentran entre 0.0033 y 0.00008 para el eje "X" y para el eje "Y" entre 0.0006 y 0.0001, logrando satisfacer las exigencias de la norma de diseño sismorresistente. Los resultados en esta investigación fueron semejantes ya que utilizando el reforzamiento estructural se logró un incremento de la resistencia a flexión de 11.23 ton.m utilizando CFRP; mientras que el en la VP - 100 utilizando CFRP se llegó a una resistencia a la flexión de 45.98 ton.m; también se logró un incremento de la resistencia al corte de 14.17 tonf, utilizando CFRP en la VS - 100; mientras que el en la VP - 100 utilizando CFRP se llegó a una resistencia al corte de 28.97 tonf, de manera satisfactoria logrando dotar a la estructura de un incremento de resistencia y un buen comportamiento en futuros eventos sísmicos.

Otra investigación semejante es la de (Rojas & Tito, 2018), quienes realizaron el análisis sísmico en el Pabellón C de una Institución Educativa, utilizaron las normas del RNE y el uso del software ETABS para obtener los resultados mediante una análisis estático y dinámico, como resultados obtuvieron que la edificación cumple con las derivas máximas permitidas obteniendo en el eje "X" una deriva máxima de 0.0026 y en el eje "Y" una deriva máxima de 0.00063 donde no excede lo permitido por la norma E.030-2018. Luego de eso verificó la resistencia de los elementos estructurales donde encontraron que las vigas ante las fuerzas actuantes no soportaban los requerimientos de sobrecarga como solución plantearon el reforzamiento estructural utilizando CFRP logrando como resultados incrementos en la resistencia a la flexión de las vigas.

Otra investigación semejante es la de (Brózda et al., 2017), donde evaluaron el análisis de la resistencia a la flexión de una viga determinando los momentos nominales reforzado con CFRP. En el análisis de la viga reforzada, se encontró una mayor resistencia a la flexión de 22.14 kN.m utilizando CFRP, de los resultados obtenidos en las vigas reforzadas, se llegó a la conclusión que el refuerzo con CFRP incrementa en un 30% la resistencia a la flexión en las vigas en comparación con otros tipos de reforzamiento.

Otra investigación semejante es la de (Silva & Bandeira, 2019), donde realizaron el diseño del refuerzo en vigas de concreto armado con CFRP, basado en la NBR 6118-2014 y la norma ACI 440.2R-08, proporcionando los valores característicos. Los resultados dieron a conocer que el refuerzo con CFRP basado en la norma ACI dio como resultado valores muy cercanos a los obtenidos con las formulaciones compiladas en relación a la norma brasileña. Donde se logró un incremento de la resistencia a la flexión en el segundo modelo de 38,9 MPa a 68,5 MPa., satisfaciendo los requisitos de diseño.

Además, (Belizario, 2017), en su investigación ayuda a desarrollar criterios para escoger la conveniencia de realizar el reforzamiento estructural, ante esfuerzos de flexión y corte en las vigas de concreto armado. La metodología se basó en realizar el diseño del reforzamiento a flexión y cortante para lograr un incremento a través del sistema CFRP en las vigas utilizando las normas ACI y el uso del RNE. Los resultados dieron a conocer que la viga 0.25m x 0.40m reforzado con CFRP incrementa a la flexión en 7.76 ton.m y el esfuerzo cortante en 12.60 ton.m, logrando cumplir con las exigencias de sobrecarga presentadas en la edificación.

El procedimiento que se realizó para el diseño del refuerzo con fibras de carbono, se obtuvo siguiendo criterios y requisitos mínimos por el código ACI 440.2R-17, tomando como referencia las propiedades del material Sika Carbodur S1214, logrando cumplir lo que estipula el código ACI.

VI. CONCLUSIONES

1. Dentro de la evaluación de vulnerabilidad sísmica, se llegó a la conclusión que el pabellón principal del Instituto San Pedro presenta un índice de vulnerabilidad de 21.86 clasificando dentro de un rango de vulnerabilidad media, por lo que la estructura debería ser reforzada.
2. Luego de realizar el análisis sísmico se comprobaron las derivas producidas por el sismo dinámico, en este caso no excedían el 7%, dando una deriva máxima en "X=0.00634" y en "Y=0.00496". Por lo mismo se concluye que cumple con los parámetros estipulados por la Norma técnica de nuestro País.
3. Se realizó el diseño del reforzamiento estructural utilizando CFRP en la VS - 100 logrando incrementar la capacidad a flexión en 11.23 ton.m y los esfuerzos por corte en 14.17 tonf, de igual manera en la VP - 100 la capacidad a flexión incremento en 45.98 ton.m y los esfuerzos por corte en 28.97 tonf, cumpliendo los requerimientos de sobrecarga en el pabellón principal del Instituto San Pedro de Mala.

VII. RECOMENDACIONES

- 1) La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se ha determinado en función de los métodos cuantitativos y cualitativos utilizando la metodología de Benedetti y Petrini, empleando un formato de inspección reportado en el anexo 6, el cual se recomienda emplear para la obtención de resultados.
- 2) Se recomienda aplicar nuevas metodologías, ya sea métodos empíricos, experimentales y analíticos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones y adaptarlos a la normativa peruana ya que nos acercan a una realidad.
- 3) Es importante realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica en función a los parámetros reales de la edificación por lo cual se recomienda realizar un replanteo de la edificación, obtener los planos actuales de la edificación, también se recomienda realizar ensayos de laboratorio, inspecciones visuales y entrevistas con los residentes de obra, esto con la finalidad de conseguir mejores resultados y aumentar la confiabilidad de estos estudios. Para realizar un análisis sísmico se recomienda emplear el uso del software ETABS 2016 debido a que presenta características favorables y más completas con respecto a otros programas.
- 4) Es importante tener en cuenta que al realizar el diseño del reforzamiento estructural con CFRP estos contribuyeron a disminuir los problemas estructurales en las vigas, pero no es el único método que podría otorgar soluciones óptimas, por esta razón se recomienda considerar nuevas soluciones que cumplan los requisitos y exigencias del Reglamento nacional de Edificaciones y elegir la alternativa mas factible considerando la seguridad, funcionalidad, estética y economía.
- 5) Es importante que se interprete de forma correcta y eficiente el código ACI 440.2R-17 y se aplique de buena manera juntamente con la normas vigentes.

REFERENCIAS

- ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. Obtenido de: <http://aghababaie.usc.ac.ir/files/1506505203365.pdf>
- ACI 440.2R-17. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Obtenido de Archivo PDF: https://afzir.com/knowledge/wpcontent/uploads/2018/03/ACI_440_2R_17_Guide_for_the_Design.pdf
- Anguera, M., Portell, M., Moscoso, S., & Chaves, S. (2018). Indirect Observation in Everyday Contexts: Concepts and Methodological Guidelines within a Mixed Methods Framework. *frontiers in Psychology*. doi:<https://doi.org/10.3389/fpsyg.2018.00013>
- Bartolomé, Á., & Quiun, D. (2015). Diseño de mallas electrosoldadas para el reforzamiento sísmico de viviendas de adobe típicas del Perú. *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, 30(1), 71-80. Obtenido de http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0798-40652015000100008
- Belizario, C. (2017). Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación. (*Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad Nacional del centro del Perú. Obtenido de <http://repositorio.uncp.edu.pe/handle/UNCP/4100>
- Brózda, K., Selejdak, J., & Koteš, P. (2017). The analysis of beam reinforced with FRP bars in bending. *Procedia Engineering*, 192, 64-68. doi:<https://10.1016/j.proeng.2017.06.011>
- Castro, A., Meléndez, L., López, G., Soto, I., & Muñoz, R. (2018). La investigación exploratoria aplicada como estrategia didáctica en el laboratorio. *Revista Electrónica sobre Cuerpos Académicos y Grupos de Investigación*, 5(10). Obtenido de <http://cagi.org.mx/index.php/CAGI/article/view/184>
- Cortez, C., & Fernández, J. (2017). Análisis de la vulnerabilidad sísmica en el pabellón "D" de la Universidad Privada Antenor Orrego. (*Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad Privada Antenor Orrego. Obtenido de <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/3588>
- Etikan, I., Musa, S., & Alkassim, R. (2016). Comparison of Convenience Sampling and Purposive Sampling. *Science Publishing Group*, 5, 1-4. doi:<https://10.11648/j.ajtas.20160501.11>
- Faria, L., Díaz, I., & Rivas, H. (2017). Soluciones prácticas para incrementar la ductilidad en estructuras de H.A con PRFV. *Conferencia Científica Internacional*. Obtenido de Archivo PDF: <https://eventos.uho.edu.cu/index.php/ccm/cci2017/paper/viewPaper/346>

- Formisano, A., & Marzo, A. (2017). Simplified and refined methods for seismic vulnerability assessment and retrofitting of an Italian cultural heritage masonry building. *Computer & Structures*, 180, 13-26. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.07.005>
- Gaetani, M., Polese, M., Ludovico, M., & Prota, A. (2018). Seismic Vulnerability for RC Infilled Frames: Simplified Evaluation for As-Built and Retrofitted Building Typologies. *Buildings*, 8(137). doi:<https://doi.org/10.3390/buildings8100137>
- Gastelo, D., & Reque, Á. (2018). "Vulnerabilidad sísmica del distrito de José Leonardo Ortiz - Zona Oeste, aplicando los índices de Benedetti y Petrini". (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad Nacional "Pedro Ruiz Gallo". Obtenido de Archivo PDF: <http://repositorio.unprg.edu.pe/handle/UNPRG/3053>
- Guillermo, A., & Silva, S. (2019). Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de Hotel. (Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Obtenido de Archivo PDF: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/628230/Guillermo_TA.pdf?sequence=3&isAllowed=y
- Hadzima, M., Pavić, G., & Lešić, M. (2016). Seismic vulnerability of old confined masonry buildings in Osijek, Croatia. *Earthquakes and Structures*, 11(4). doi:<http://dx.doi.org/10.12989/eas.2016.11.4.000>
- Hassan, S. (2019). Data Collection Instruments based on the Definition of Hadith. *International Journal of Academic Research in Business and Social Sciences*, 9(12), 699-707. doi:<http://dx.doi.org/10.6007/IJARBSS/v9-i12/6770>
- Hidalgo, E., & Silvestre, R. (2019). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Institución Educativa N° 20475 - Los Pelones, del distrito y provincia de Barranca del departamento de Lima. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad nacional José Faustino Sánchez Carrión. Obtenido de <http://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/UNJFSC/2531>
- IGP. (2016). *Boletín técnico bimensual: Generación de información y monitoreo de peligro por sismos, fallas activas y tsunamis. Peligro por sismos y tsunamis en la localidad de Mala*. Obtenido de "Estudios para la estimación de Riesgos de Desastres": <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/986>
- Jenson, D., & Ravi, S. (2019). Influence of Corrosion on the Seismic Vulnerability of a Low-Rise, Poorly Constructed RCC Building. *Recent Advances in Structural Engineering*, 2. doi:https://doi.org/10.1007/978-981-13-0365-4_53
- Julca, J., Orbegoso, E., & Olarte, J. (2008). Evaluación del riesgo sísmico del centro histórico de Chiclayo. En ICG, *Diseño Estructural Sismorresistente* (págs. 14-15). Instituto de la Construcción y Gerencia. Obtenido de <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/blog/infopad/doc/riesgosismicochiclayo.pdf>

- Li, Q., Che, J., Ma, C., Liu, H., & Wang, D. (2017). Research Summary on the Masonry Structure Reinforcement Technology in China. *ENGINEERING and TECHNOLOGY RESEARCH*
doi:<https://doi.org/10.12783/dtetr/iccere2017/18318>
- Liu, H. (2018). Lessons from Damaged Historic Buildings in the Sichuan Earthquake: A Case Study in Zhaohua, Sichuan Province. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 17(1), 9-14.
doi:<https://doi.org/10.3130/jaabe.17.9>
- Maldonado, E., & Chio, G. (2009). Assessment of functions seismic vulnerability of earth building. *Ingeniería y Desarrollo*(25), 180-199. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/242632237_Assessment_of_functions_seismic_vulnerability_of_earth_building
- Meikandaan, T., & Ramachandra, A. (2017). Study of damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 8(2), 470-486. Obtenido de http://www.iaeme.com/MasterAdmin/Journal_uploads/IJCIET/VOLUME_8_ISSUE_2/IJCIET_08_02_049.pdf
- Morales, R. (2008). Reparacion y Reforzamiento de Elementos Estructurales Existentes. En ICG, *Diseño Estructural Sismorresistente* (pág. 114). Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Nassaji, H. (2015). Qualitative and descriptive research: Data type versus data analysis. *Language Teaching Research*, 19(2), 129-132.
doi:<https://doi.org/10.1177/1362168815572747>
- Pinto, A., & Torres, R. (2016). Evaluación postsísmica de edificaciones afectadas por terremotos. *Ciencia e Ingeniería*, 37(3). Venezuela. Obtenido de <https://www.redalyc.org/jatsRepo/5075/507551271007/507551271007.pdf>
- Quispe, N. (2004). Evaluación del riesgo sísmico en la ciudad de Ayacucho. (*Tesis de maestría*). Universidad Nacional de Ingeniería. Obtenido de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/2876>
- Ramos, J. (2018). Evaluación de vulnerabilidad sísmica y técnicas de reforzamiento estructural en viviendas autoconstruidas en unidades comunales de viviendas 110 y 120, AAHH Huaycán, 2018. (*Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad César Vallejo, Lima, Perú. Obtenido de <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/24080>
- RNE. (2019). *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*. Obtenido de INAGEP: <https://www.inagep.com/contenidos/reglamento-nacional-de-edificaciones-actualizado-al-2019>

- Rojas, J., & Tito, S. (2018). Diseño del reforzamiento estructural del pabellón C en la I.E N°629-6034 Carbonell, San Juan de Miraflores, Lima, 2018. (*Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad César Vallejo. Obtenido de <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/33943>
- Saracho, J., Gustavo, A., Barlek, J., & Dip, O. (2016). Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Típicos en Argentina mediante Análisis Dinámico No Lineal. *Revista Tecnología y Ciencia*. Obtenido de <http://190.114.222.115/index.php/rtyc/article/view/115/80>
- Sarkar, P., & Chakraborty, S. (2018). Seismic vulnerability assessment of existing concrete building. doi:<https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22314.67524>
- Sarkar, R., Narang, K., & Yangdhen, S. (2017). Major Issues of Post-earthquake Housing Construction during Resettlement. *Journal of Geological Resource and Engineering*, 5. doi:<https://doi.org/10.17265/2328-2193/2017.03.002>
- Sencico NTE.030. (22 de octubre de 2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: Megabyte S.A.C. Obtenido de Archivo PDF: <https://busquedas.elperuano.pe/download/url/anexo-de-rm-n-355-2018-vivienda-mediante-la-cual-se-modi-anexo-rm-n355-2018-vivienda-1720685-1>
- Silva, A., & Bandeira, A. (2019). Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theoretical and computational approaches. *IBRACON Structures and Materials Journal*, 12(2), 233-254. Obtenido de <https://www.scielo.br/pdf/riem/v12n2/1983-4195-riem-12-02-233.pdf>
- Steiner, P., & Wong, V. (2016). Analyzing Empirical Evaluations of Non-experimental Methods in Field Settings. *Society for Research on Educational Effectiveness*. Obtenido de <https://files.eric.ed.gov/fulltext/ED567592.pdf>
- Subramani, T., & Vasanthi, R. (2016). Earth Quake Resistant Building Using SAP. *International Journal of Application or Innovation in Engineering & Management (IJAEM)*, 5(5). Obtenido de Archivo PDF: <https://www.ijaiem.org/Volume5Issue5/IJAEM-2016-05-27-38.pdf>
- Taherdoost, H. (2016). Validity and Reliability of the Research Instrument; How to Test the Validation of a Questionnaire/Survey in a Research. *International Journal of Academic Research in Management*, 5(3), 28-36. doi:<http://dx.doi.org/10.2139/ssrn.3205040>
- Tantaleán, L. (2019). Reforzando edificaciones con fibras de carbono. *RIARTE*. Obtenido de <https://www.topconsult.com.pe/index.php/2016-01-14-21-57-36/310-reforzando-edificaciones-con-fibras-de-carbono>
- Tavera, H. (2016). *Zonificación sísmica - Geotéctonica del área urbana de la ciudad de Mala*. Obtenido de: <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/1367>

- Theurer, M., Rodríguez, J., Alcívar, López, Soriano, & Villacis. (2016). Las fibras de carbono como una alternativa para reforzamiento de estructuras. *Ingeniería, Revista Académica*, 20(1), 57-62. Obtenido de Archivo PDF: <https://www.redalyc.org/pdf/467/46750927006.pdf>
- Vieljeux, C. (2016). *Fundo Huerequeque Azpitia Valle de Mala, Cañete, Departamento de Lima*. Obtenido de Archivo PDF: http://mtlgeotecniasac.com/proyectos_pdf/Informe_AZPITIA_12_2016.pdf
- Yazdi, H., & Ahmadi, E. (2016). An evaluation of seismic vulnerability of buildings in Ganaveh, Iran. *The IIOAB Journal*, 7, 372-379. Obtenido de Archivo PDF: https://www.iioab.org/articles/IIOABJ_7.S3_372-379.pdf

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de operacionalización de variables

Tabla 9

Matriz de operacionalización de variables

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de medición
Independiente	<p>La evaluación de la vulnerabilidad sísmica es el grado de pérdida o daño, que permite clasificar a las estructuras de acuerdo con sus características y calidad estructural, dentro de un rango de vulnerabilidad, ante la acción del sismo. (Maldonado & Chio, 2009).</p>	<p>La variable se logrará obtener mediante la metodología del índice de vulnerabilidad, el cual se obtiene mediante la suma de los valores numéricos que expresan las características de los parámetros estructurales y no estructurales que presenta la edificación. (Julca et al., 2008). Además se utilizará la norma técnica E.030-2018 la cual especifica las solicitaciones sísmicas y los requisitos de configuración y rigidez para el reforzamiento de edificaciones</p>	Índice de vulnerabilidad	<p>Organización del sistema resistente</p> <p>Resistencia convencional</p> <p>Calidad del sistema resistente</p> <p>Posición del edificio y cimentación</p> <p>Diafragmas horizontales</p> <p>Distancia máxima entre columnas</p> <p>Tipo de cubierta</p> <p>Elementos no estructurales</p> <p>Estado de conservación</p> <p>Configuración en planta</p> <p>Configuración en elevación</p>	Razón
Dependiente				Análisis sísmico	
Evaluación de vulnerabilidad sísmica			<p>El diseño del reforzamiento estructural consiste en cualquier intervención que aumente el comportamiento estructural de un elemento, es decir proveer de un incremento de resistencia, incremento de ductilidad, y algunas propiedades similares que ayuden a mejorar la estabilidad de la estructura. (Morales, 2008).</p>	<p>Para realizar el diseño del reforzamiento estructural se debe realizar previamente una evaluación de vulnerabilidad sísmica, identificar las deficiencias en el procedimiento de evaluación. Se debe emplear el criterio de reforzamiento por lo cual se utiliza el diseño del reforzamiento estructural para una futura prevención. (Ramos, 2018).</p>	

Anexo 2: Método Benedetti - Petrini

Para determinar la vulnerabilidad sísmica se aplicará la “Metodología del índice de vulnerabilidad” propuesto por Benedetti y Petrini. A cada una de estas calificaciones le corresponde un valor numérico “Ki” que varía entre 1 y 3. Cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso “Wi”, que varía entre 1 y 4 en caso de estructuras de concreto armado, este coeficiente refleja la importancia de cada uno de los parámetros. El índice de vulnerabilidad “Iv” es el valor final que se obtiene luego de determinar los once parámetros; las instrucciones que presenta el método para asignar las distintas clases A, B, C para lo que son edificaciones de concreto armado de cada parámetro necesita adaptarse o se puede dejar igual que el método original.

En este caso se adaptado los parámetros se puede observar que en su gran mayoría el método satisface las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 10

Escala numérica del Iv, para las estructuras de concreto armado

I	Parámetros	Ki A	Ki B	Ki C	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1
4	Posición del edificio y cimentación	0	1	2	1
5	Diafragmas horizontales	0	1	2	1
6	Configuración en planta	0	1	2	1
7	Configuración en elevación	0	1	3	2
8	Distancia máxima entre columnas	0	1	2	1
9	Tipo de cubierta	0	1	2	1
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1
11	Estado de conservación	0	1	2	1

Fuente: (Julca et al., 2008)

Parámetro 1: Tipo y organización del sistema resistente

Consideramos:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica.

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica.

C: Sin asesoría técnica.

Descripción: Según la recolección de datos que se realizó con acto presencial se tiene por conocimiento que el año de elaboración del pabellón es mayor a 1997.

Figura 3.

Pabellón principal del Instituto San Pedro



Fuente: Elaboración Propia

La calificación del pabellón para este parámetro es de "B" ya que no existe una conexión eficaz en los elementos estructurales del último nivel. Por otro lado se consideró las recomendaciones de la norma E - 030 y el año de construcción es mayor a 1997.

Parámetro 2: Calidad del sistema resistente

Se consideró:

A: Año de construcción mayor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

B: Año de construcción menor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

C: Materiales y proceso constructivo deficiente.

Figura 4.

Vista de los elementos estructurales



Fuente: Elaboración Propia

La calificación del parámetro 2 para el pabellón principal es de “A” ya que se contó con buenos materiales y el proceso constructivo fue el adecuado y al igual que el parámetro 1 esta en función al año de construcción.

Se puede observar que las unidades de albañilería que lo constituyen se encuentra en buen estado, y el ligamiento que las une es del espesor adecuado según lo que describe las especificaciones técnicas.

Parámetro 3: Resistencia convencional

En este parámetro vamos a considerar:

- Para la clasificación A se considera: $\alpha h \geq 1.2$.
- Para la clasificación B se considera: $0.60 \leq \alpha h < 1.2$
- Para la clasificación C se considera: $\alpha h < 0.6$

Teniendo en cuenta la resistencia convencional del sistema en si estaría dada por las columnas del sistema aporticado dándole la resistencia adecuada.

Para el cálculo se empleará la fórmula de la resistencia a la cortante de las columnas de concreto armado:

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (4)$$

Donde:

Columnas: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Columnetas: $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

b = Base de la columnas

d = Peralte de la columna

Tenemos la siguiente tabla:

Tabla 11

Resistencia convencional dada por columnas

Sección	Columnas	h	b	d	Vm (Columnas)
C-1	1	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-2	2	5.95	0.25 x 0.50	0.30 x 0.35	1.368
C-1	3	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-2	4	5.95	0.25 x 0.50	0.30 x 0.35	1.368
C-1	5	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-1	6	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666

C-1	7	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-1	8	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-1	9	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-1	10	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-1	11	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-1	12	5.95	0.70 x 0.25	0.30 x 0.35	1.666
C-2	13	5.95	0.25 x 0.50	0.30 x 0.35	1.368
C-2	14	5.95	0.25 x 0.50	0.30 x 0.35	1.368
C-3	15	5.95	0.30	0.40	0.714
C-4	16	5.95	0.25	0.25	0.371
C-3	17	5.95	0.30	0.40	0.714
C-4	18	5.95	0.25	0.25	0.371
C-3	19	5.95	0.30	0.40	0.714
C-4	20	5.95	0.25	0.25	0.371
C-3	21	5.95	0.30	0.40	0.714
C-5	22	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	23	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	24	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	25	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	26	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	27	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	28	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	29	5.15	0.15	0.25	0.193

C-5	30	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	31	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	32	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	33	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	34	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	35	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	36	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	37	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	38	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	39	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	40	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	41	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	42	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	43	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	44	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	45	5.15	0.15	0.25	0.193
C-5	46	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	47	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	48	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	49	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	50	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	51	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	52	4.75	0.15	0.25	0.178

C-5	53	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	54	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	55	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	56	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	57	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	58	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	59	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	60	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	61	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	62	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	63	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	64	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	65	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	66	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	67	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	68	4.75	0.15	0.25	0.178
C-5	69	4.75	0.15	0.25	0.178
Resistencia convencional dada por columnas					35.005

Fuente: Elaboracion Propia

A continuación se muestra la fórmula del cortante resistente:

$$\text{Cortante Resistente: } \emptyset V_c \times h \times \gamma \text{ concreto} \quad (5)$$

Donde :

Peso específico del concreto = 2.40 Tn/m³

Altura = 5.15 m

Cortante Resistente = 432.6618 Tn.

Fuerza sísmica en la base presente en la Norma Técnica Peruana E.030

Para el análisis de los parámetros del método de vulnerabilidad sísmica se tomara en cuenta criterios y requisitos de la norma de Diseño Sismorresistente E.030-2018.

Donde:

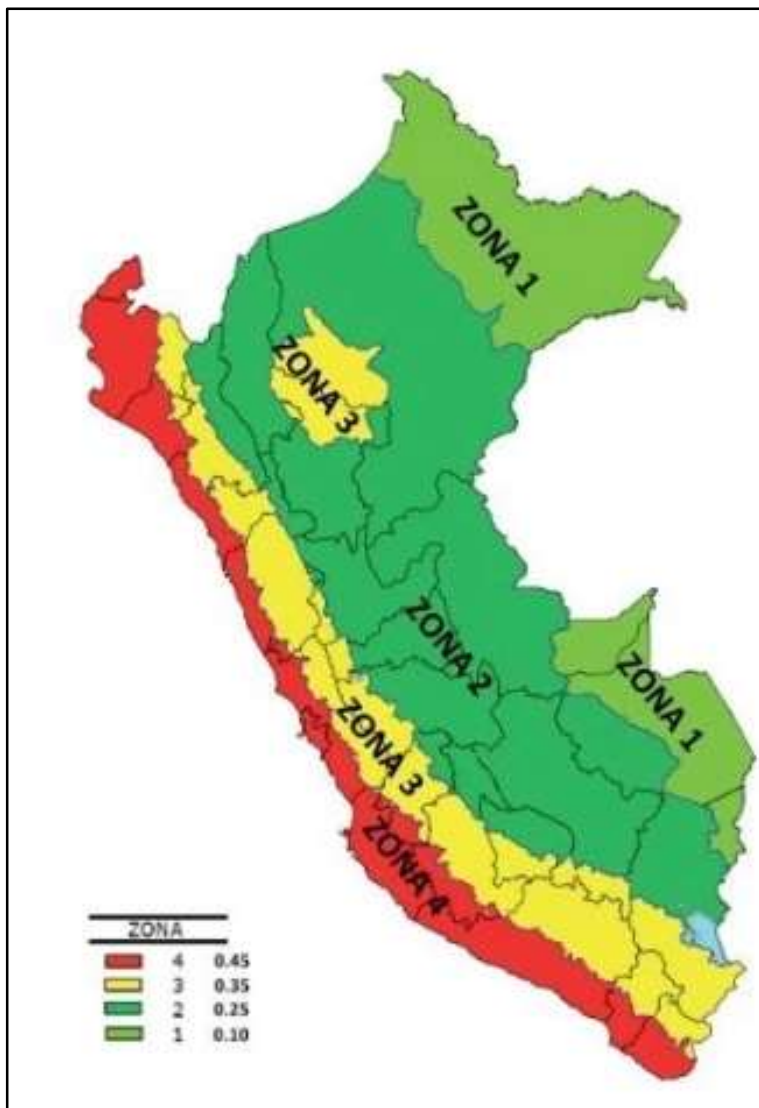
Para el análisis de los parámetros del método de vulnerabilidad sísmica se tendrá en cuenta criterios y requisitos de la norma de Diseño Sismorresistente E.030-2018.

1) Factor de zona (Z)

Para elegir el factor se deberá localizar geográficamente dicha zona de estudio, para este proyecto de investigación la zona costera se utilizara como ubicación.

Figura 5.

Mapa de zonas sísmicas del Perú



Fuente: (Sencico NTE.030, 2018)

La estructura de estudio se ubica en el distrito de Mala, Lima por lo que corresponde a la “zona 4”: $Z = 0.45$

Figura 6.

Factores de zona del Perú

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018)

2) El Factor de uso (U)

Figura 7.

Categoría de la edificación y factor “U”

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. 	1,5

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018)

El Instituto San Pedro del Valle de Mala se ubica dentro de las Edificaciones Esenciales por lo tanto el Factor U corresponde a = 1,5.

3) Factor de suelo (S)

Se determinará en base a las especificaciones técnicas y al estudio de microzonificación sísmica que se presenta en la zona.

Para este caso corresponde suelos intermedios, con velocidades de onda de corte V_s entre 180 m/s y 500 m/s.

Tabla 12

Perfil del tipo de suelo (S)

Perfil	Tipo
S0	S0: Roca Dura
S1	S1: Roca o suelos Muy Rígidos
S2	S2: Suelos Intermedios
S3	S3: Suelos Blandos
S4	S4: Condiciones Excepcionales

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018)

La norma actualmente nos brinda diferentes factores de suelo, dependiendo del perfil de suelo y zona, también dependerá de la condición geotécnica y según la zona.

Tabla 13

Factor de suelo "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA / SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018, pág. 12)

El Instituto San Pedro del Valle de Mala, ubicado en el Distrito de Mala corresponde a suelos Tipo S2 de la norma sismorresistente peruana. La zona presenta suelos con capacidad portante de baja a media.

4) Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características del sitio, se debe definir el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

Tp y Tl es el periodo de acuerdo a lo estipulado por la norma E.030.

Este coeficiente se interpreta mejor como el factor de amplificación de la aclaración estructural respecto a la aceleración en el suelo.

Se debe obtener el período que se divide:

Tabla 14

Períodos T_P y T_L

PERÍODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (S)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_l (S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018, pág. 12)

$$T_P (S2) = 0.6$$

$$T_L (S2) = 2.0$$

- **Cálculo del Período Fundamental de Vibración**

Tabla 15

Factor de amplificación sísmica

Factor de amplificación sísmica	
$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Fuente: (Sencico NTE.030, 2018, pág. 12)

$$T = \frac{hn}{Ct}; T = \frac{6.00}{35} = 0.17 \tag{6}$$

$Ct = 35$ (Para edificios de concreto armado)

$hn =$ Altura total de la edificación en m (altura promedio de 6.00 m)

Por lo tanto tenemos: $T < T_p$; entonces: $C = 2,5$

5) Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

El valor de R se calcula con la siguiente fórmula:

$$R = R_o * I_a * I_p \quad (7)$$

- Coeficiente Básico de Reducción: $R = 8$
- Irregularidad en planta: $I_p = 1$
- Irregularidad en altura: $I_a = 1$

Por lo tanto el factor de reducción de las fuerzas sísmicas para estructuras de sistema estructural de pórticos será: $R_o = 8$. No se permiten irregularidades por ser estructura esencial y estar ubicado en la zona 4.

6) Peso total de la edificación

El metrado de cargas consiste en determinar la magnitud de peso o carga que recibirá un elemento durante su vida útil. Se empleó la normativa según el NTE.020, NTE.030 y el uso de los planos estructurales y arquitectónicos.

Cálculo del peso de la edificación

Datos:

CARGA MUERTA:

- Losa aligerada $h=0.20m$ = $300Kg/m^2$
- Acabados = $120Kg/m^2$
- Tabiquería = $160Kg/m^2$
- Peso concreto armado = $2400Kg/m^3$
- Peso concreto simple = $2300Kg/m^3$

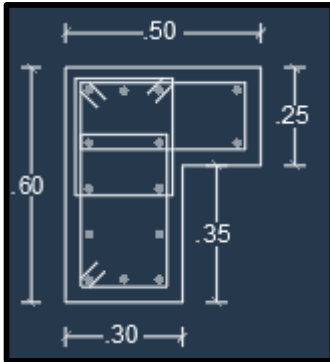
CARGA VIVA:

- Aulas = $300Kg/m^2$
- Corredores y escaleras = $400Kg/m^2$
- Azotea = $150Kg/m^2$

El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva. En edificaciones de las categorías A se toma el 50% de la carga viva.

COLUMNAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Columnas C-2 (Columnas "L")



A_c = Área columnas C-2

$A_{columna}$ = 0.23m²

$H_{columna}$ = Altura desde N.P.T.

$H_{columna}$ = 5.95m

$V_{columna}$ = Volumen columna C-2

$V_{columna}$ = 1.3685m³

N_c = Cantidad de Columnas C-2

Numero de columnas = 4

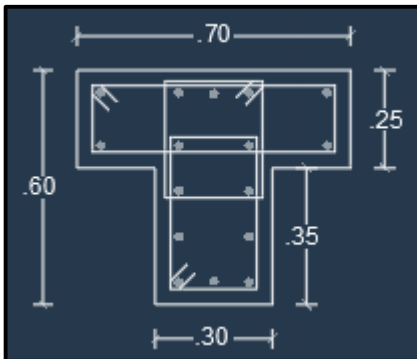
Volumen Total (C-2) = 4 x 1.3685 = 5.474m³

PT (C-2) = Peso Total Columnas "C-2"

PT (C-2) = 5.474m³ x 2400 Kg/m³

PT (C-2) = 13'137.6 Kg.

Columnas C-1 (Columnas "T")



A_c = Área columnas C-2

$A_{columna}$ = 0.28m²

$H_{columna}$ = Altura desde N.P.T.

$H_{columna}$ = 5.95m

$V_{columna}$ = Volumen columna C-2

$V_{columna}$ = 1.666m³

N_c = Cantidad de Columnas C-1

Numero de columnas = 10

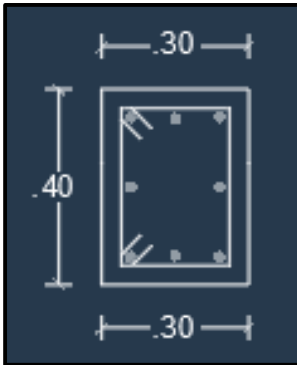
Volumen Total (C-1) = 10 x 1.666 = 16.66m³

PT (C-1) = Peso Total Columnas "C-2"

PT (C-1) = 16.66m³ x 2400 Kg/m³

PT (C-1) = 39'984.0 Kg.

Columnas C-3



$A_c = \text{Área columnas C-3}$

$$A_{\text{columna}} = 0.12\text{m}^2$$

$H_{\text{columna}} = \text{Altura desde N.P.T.}$

$$H_{\text{columna}} = 5.95\text{m}$$

$V_{\text{columna}} = \text{Volumen columna C-3}$

$$V_{\text{columna}} = 0.714\text{m}^3$$

$N_c = \text{Cantidad de Columnas C-3}$

Numero de columnas = 4

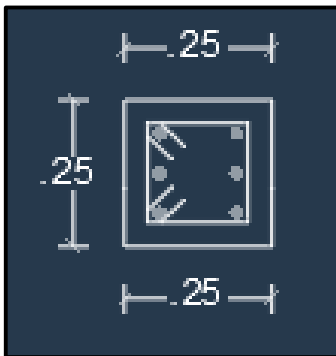
$$\text{Volumen Total (C-3)} = 4 \times 0.714 = 2.85\text{m}^3$$

PT (C-3) = Peso Total Columnas "C-3"

$$\text{PT (C-3)} = 2.85\text{m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{PT (C-3)} = 6'840.0 \text{ Kg.}$$

Columnas C-4



$A_c = \text{Área columnas C-4}$

$$A_{\text{columna}} = 0.0625\text{m}^2$$

$H_{\text{columna}} = \text{Altura desde N.P.T.}$

$$H_{\text{columna}} = 5.95\text{m}$$

$V_{\text{columna}} = \text{Volumen columna C-4}$

$$V_{\text{columna}} = 0.371\text{m}^3$$

$N_c = \text{Cantidad de Columnas C-4}$

Numero de columnas = 3

$$\text{Volumen Total (C-4)} = 3 \times 0.371 = 1.113\text{m}^3$$

PT (C-4) = Peso Total Columnas "C-4"

$$\text{PT (C-4)} = 1.113\text{m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{PT (C-4)} = 2'671.20 \text{ Kg.}$$

PESO TOTAL COLUMNAS = 62'632.80 Kg.

VIGAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Vigas Eje 1-1:

$$L_{v1-1} = 6\text{m} \times 4.25\text{m} = 25.5\text{m}$$

$$A_{v1-1} = 0.25\text{m} \times 0.4\text{m} = 0.1\text{m}^2$$

$$V_{v1-1} = 0.1\text{m}^2 \times 25.5\text{m} = 2.55\text{m}^3$$

Vigas Eje 3-3:

$$L_{v3-3} = 6\text{m} \times 4.25\text{m} = 25.5\text{m}$$

$$A_{v3-3} = 0.25\text{m} \times 0.4\text{m} = 0.1\text{m}^2$$

$$V_{v3-3} = 0.1\text{m}^2 \times 25.5\text{m} = 2.55\text{m}^3$$

Vigas Eje 4-4:

$$L_{v4-4} = 6 \times 4.25\text{m} + 5 \times 0.30\text{m} = 27.0\text{m}$$

$$A_{v4-4} = 0.15\text{m} \times 0.30\text{m} = 0.045\text{m}^2$$

$$V_{v4-4} = 0.045\text{m}^2 \times 27.0\text{m} = 1.215\text{m}^3$$

Vigas Eje C-C:

$$L_{vc-c} = 5.90\text{m}$$

$$A_{vc-c} = 0.30\text{m} \times 0.60\text{m} = 0.18\text{m}^2$$

$$V_{vc-c} = 0.18\text{m}^2 \times 5.90\text{m} = 1.062\text{m}^3$$

$$V_{Ts} = 2.55 \times 2 + 1.215 + 1.062 = 7.377\text{m}^3$$

Vigas Voladizo Acartelada Eje C-C:

$$L_{VAc-c} = 2.10\text{m}$$

$$A_{VAc-c} = \text{Apromedio} = (0.30) \times (0.60 + 0.30/2)\text{m}^2$$

$$A_{VAc-c} = 0.30\text{m} \times 0.45\text{m} = 0.135\text{m}^2$$

$$V_{VAc-c} = 0.135\text{m}^2 \times 2.10\text{m} = 0.2835\text{m}^3$$

Volumen de concreto armado en vigas desde el Eje C-C al eje I-I

V_{TP} = Volumen total vigas principales

$$V_{TP} = 7(1.062 + 0.2835) = 9.4185\text{m}^3$$

$$P_{\text{Total (VIGAS)}} = [(2 \times 7.377 + 2 \times 9.4185) \times 2400] \text{ Kg.}$$

PESO TOTAL VIGAS = 80'618.4 Kg.

LOSAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

$$A_1 = 4.25 \times 6.60 = 28.05\text{m}^2$$

$$A_T = 6 \times 28.05\text{m}^2 \times (2) = 336.6\text{m}^2$$

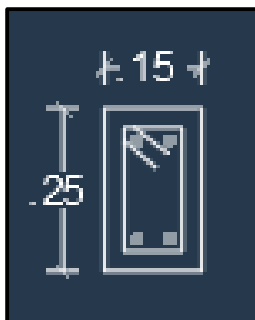
$$A_{1\text{volad}} = 1.95 \times 4.25 = 8.2875\text{m}^2$$

$$A_{1\text{volad}} = 6 \times 8.2875\text{m}^2 \times 2 = 99.45\text{m}^2$$

$$A_{\text{Total Losas}} = 436.05\text{m}^2$$

PESO TOTAL LOSAS = (436.05 x 300) Kg = 130'815 Kg.

COLUMNETAS DE AMARRE: 1° y 2° nivel



A_{cl} = Área columnetas

$$A_{\text{columna}} = 0.0375\text{m}^2$$

H_{columna} = Altura desde N.P.T.

$$H_{\text{columna}} = 5.15\text{m}$$

$$V_{CL(x)} = (0.0375) (5.15) \times 12 \times 2 \times 2 = 9.27\text{m}^3$$

$$H_{CL} (1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ nivel}) = 4.75\text{m} \text{ (Eje entre C-C, I-I)}$$

$$V_{CL(y)} = (0.0375) (4.75) \times 12 \times 2 = 4.275\text{m}^3$$

$$V_{\text{Total (CL)}} = 9.27 + 4.275 = 13.54\text{m}^3$$

$$P_{\text{Total (CL)}} = 13.54\text{m}^3 \times 2400\text{Kg/m}^3$$

PESO TOTAL COLUMNETAS = 32'508 Kg.

VIGUETAS DE AMARRE: 1° y 2° nivel

$$A_{VA} = 0.15 \times 0.25 = 0.0375\text{m}^2$$

$$L_{VA} = 25.50\text{m (Eje 1 y 3)}$$

$$V_{VA} = 0.0375 \times 25.5 \times 2 \times 2 = 3.825\text{m}^3$$

$$A_{VA} = 0.15 \times 0.25 = 0.0375\text{m}^2$$

$$L_{VA} = 6.60\text{m (Eje C, E, G, I)}$$

$$V_{VA} = 0.0375 \times 6.60 \times 4 \times 2 = 1.98\text{m}^3$$

PESO TOTAL VIGAS DE AMARRE = [(3.825 + 1.98) x 2400] Kg = 13'932 Kg.

TABIQUERÍA: 1° y 2° nivel

LAT1 = Longitud área de tabique 1 (Eje 1-1)

$$LAT1 = 3.65\text{m}$$

$$A_{T1} = (3.65 \times 1.28)\text{m}^2 = 4.672\text{m}^2$$

$$A_{TT1-1} = 6 \times 4.672\text{m}^2 = 28.032\text{m}^2$$

$$A_{TT3-3} = 28.032\text{m}^2 - 3(1.2 \times 1.28)\text{m}^2$$

$$A_{TT3-3} = 23.424\text{m}^2 \text{ (Descontando puertas y ventanas)}$$

$$A_{TOTAL} \text{ (Tab)} = 2 \times (28.032 + 23.424)\text{m}^2$$

$$A_{TOTAL} \text{ (Tab) Eje } x = 102.912\text{m}^2$$

$$P_{TOTAL} \text{ (Tab) Eje } x = 160\text{Kg/m}^2 \times 102.912\text{m}^2$$

$$P_{TOTAL} \text{ (Tab) Eje } x = 16'465.92\text{Kg.}$$

$$A_{TT} (C, E, G, I) = (5.70 \times 2.375)m^2 = 13.537m^2$$

$$A_{TOTAL} (Tab) Eje x = 13.537m^2 \times 4 \times 2 = 108.3m^2$$

$$P_{TOTAL} (Tab) Eje y = 160Kg/m^2 \times 108.3m^2$$

$$P_{TOTAL} (Tab) Eje y = 17'328Kg.$$

PESO TOTAL TABIQUERÍA= 33'793.92 Kg.

ACABADOS

$$A_{TOTAL} (LOSAS) = 436.05m^2$$

$$P_{TOTAL} (ACABAD) = 120Kg/m^2 \times 436.05m^2$$

PESO TOTAL ACABADOS = 55'326 Kg.

PESOS CARGA MUERTA: CM = 409626.12 Kg

COLUMNAS = 62632.80 Kg.

VIGAS = 80618.4 Kg.

LOSAS = 130815 Kg.

COLUMNETAS = 32508 Kg.

VIGUETAS = 13932 Kg.

TABIQUERÍA = 33793.92 Kg.

ACABADOS = 55326 Kg.

PESOS CARGA VIVA: CV = 108.468 Kg

$$A_{T(AULAS)} = 168.3m^2$$

$$P_{T(AULAS)} = (168.3 \times 300)Kg.$$

$$P_{T(AULAS)} = 50490Kg.$$

$$A_{T(\text{CORREDORES})} = 49.725\text{m}^2$$

$$P_{T(\text{CORREDORES})} = (49.725 \times 400)\text{Kg}$$

$$P_{T(\text{CORREDORES})} = 19890.0\text{Kg.}$$

$$A_{T(\text{AZOTEA})} = (9.20 \times 27.60)\text{m}^2$$

$$A_{T(\text{AZOTEA})} = 253.92\text{m}^2$$

$$P_{T(\text{AZOTEA})} = (253.92 \times 150\text{Kg/m}^2)$$

$$P_{T(\text{AZOTEA})} = 38088\text{Kg.}$$

PESO TOTAL BRUTO:

$$\text{CM} + \text{CV} = 409'626.12 + 108'468.0$$

$$\text{CM} + \text{CV} = 518094.12 \text{ Kg}$$

PESO TOTAL SEGÚN NORMA E.030 (NORMA PERUANA PARA CALCULAR EL PESO DE LA EDIFICACIÓN - CASO EDIFICACIÓN ESENCIAL INSTITUTO)

$$\text{CM} + 0.5 \text{ CV} = 409626.12 + 0.5 \times 108468.0$$

$$\text{CM} + 0.5 \text{ CV} = 463860.12 \text{ Kg}$$

$$\text{CM} + 0.5 \text{ CV} = 463.860 \text{ Ton.}$$

7) Fuerza Cortante en la Base

El artículo 28.2.2 de la norma E.030 menciona que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11; \text{ reemplazando } \frac{2.5}{8} = 0.31$$

Por lo que $0,31 > 0,11$ cumpliendo lo estipulado en la Norma E.030. La fuerza cortante en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión:

Tabla 16

Resumen de los factores del sismo

Factor	Valor
T	0.17
Z	0.45
U	1.50
C	2.50
S	1.05
R	8.00
C/R \geq 0.11	0.31
ZUCS/R	0.2215

Fuente: Elaboración Propia

Cortante Basal:

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

$$V = 102.7377 \text{ Ton.}$$

Cortante resistente / Cortante basal

$$432.6618 / 102.7277 = 4.2113$$

Entonces el valor: $\alpha_h = 4.2113$

El valor de α_h es mayor a 1.2 por lo que la estructural califica como "A" en este parámetro.

Parámetro 4: Posición del edificio y de la cimentación

Consideramos:

A: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sísmoresistente E-030.

B: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sísmoresistente E-030, presencia de sales y humedad.

C: Edificación cimentada sin proyecto aprobado ni asesoría técnica y presencia de sales, humedad y pendiente pronunciada.

Figura 8.

No hay presencia de pendiente



Fuente: Elaboración Propia

La calificación del parámetro 4 para el pabellón principal es “A”, ya que la edificación se encuentra cimentada sobre suelo estable, sobre terreno con pendiente plana y sobre un suelo del tipo S2 (intermedio). Tomando como consideración lo expuesto en las especificaciones técnicas, RNE y estudios de microzonificación sísmica. Según los estudios de mecánica de suelos realizados a una profundidad de 1.00m, el terreno presenta una capacidad portante de 1.86 kg/cm².

Parámetro 5: Diafragmas horizontales

Consideramos:

A: Edificios con diafragmas, de cualquier naturaleza que satisfacen las condiciones:

1. Ausencia de planos a desnivel.
2. La deformabilidad del diafragma es despreciable, la conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.
3. Conexión eficaz entre el diafragma y los muros es eficaz.

B: Edificio que no cumple con una de las condiciones de la clase A.

C: Edificio no cumplen con dos de las condiciones de la clase A.

Figura 9.

Conexión del diafragma



Fuente: Elaboración Propia

La calificación del parámetro 5 para el pabellón principal es "A", ya que verificamos la buena conexión entre el diafragma y elementos estructurales (Vigas y Columnas) y presenta losa aligerada.

Parámetro 6: Configuración en planta

A: Si $IR \leq 0.25$

B: Si $0.25 < IR \leq 0.75$

C: Si $IR > 0.75$

Mediante las fórmulas:

$$X_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (9)$$

$$Y_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (10)$$

Se obtuvo la siguiente tabla de resultados:

Tabla 17

Áreas y centroides de todos los ambientes de la edificación

Ambiente	Área (m2)	Xi (m)	Yi (m)	A.Xi (m3)	A.Yi (m3)
1	64.61	4.45	5.65	293.98	365.05
2	63.54	13.57	5.65	862.24	359.00
3	61.77	22.40	5.65	1383.65	349.00
4	68.67	16.35	1.05	1122.75	72.10
5	65.67	4.50	5.65	295.52	371.04
6	23.07	10.87	5.65	250.77	130.35
7	104.72	19.87	5.65	2080.79	591.66
8	68.67	16.35	1.05	1122.75	72.10
Σ Total	520.72	108.46	36.00	7412.44	2310.30

Fuente: Elaboración Propia

Obtenemos de las fórmulas anteriormente expuestas:

$$Xg = 14.23 \text{ m}$$

$$Yg = 4.43 \text{ m}$$

Los valores de $X_{min} = 4.55\text{m}$; $X_{max} = 22.40\text{m}$; $Y_{min} = 1.05\text{m}$; $Y_{max} = 5.65\text{m}$

Con las fórmulas:

$$X_m = \frac{(P_{X_{min}} + P_{X_{max}})}{2} \quad (11)$$

$$Y_m = \frac{(P_{Y_{min}} + P_{Y_{max}})}{2} \quad (12)$$

Obtenemos: $X_m = 13.47\text{m}$; $Y_m = 3.35\text{m}$.

Del análisis de las variables en las fórmulas:

$$IR_x = \frac{|Xg - X_m|}{\frac{1}{2}|X_{max} - X_{min}|} \quad (13)$$

$$IR_y = \frac{|Yg - Y_m|}{\frac{1}{2}|Y_{max} - Y_{min}|} \quad (14)$$

$$IR = \max(IR_x, IR_y) \quad (15)$$

Obtenemos los siguientes datos:

$$IR_x = 0.08$$

$$IR_y = 0.46$$

$$IR_{\max} = \max(0.08 ; 0.46) = 0.46$$

Obtenemos: $IR = 0.46$

Por lo tanto el pabellón principal del Instituto San Pedro califica como "B".

Parámetro 7: Configuración en elevación

Consideramos:

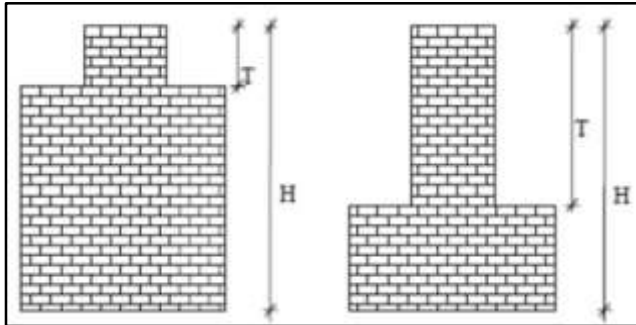
A: Si $RL > 0.66$

B: Si $0.33 < RL \leq 0.66$

C: Si $RL \leq 0.33$ Presenta irregularidades en el sistema vertical

Figura 10.

Configuración en elevación



Fuente: (Gastelo & Reque, 2018)

$$RL = \frac{6.10m - 0m}{6.10m} = 1$$

El valor obtenido en elevación es 1 por lo que la condición es $RL > 0.66$, por lo tanto, su calificación es "A".

Parámetro 8: Distancia máxima entre elementos resistentes

Consideramos:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica

C: Sin asesoría técnica

Para el pabellón, el menor ancho b de la cara en compresión de la viga es 0,30m, por lo tanto de acuerdo a lo especificado en el RNE - E.060, 2014 (artículo 10.4), la separación máxima entre los apoyos laterales de la viga debe ser de 15m. Se verificó que la separación es de 4.55m, por lo tanto este parámetro fue calificado en la clase "A", debido a que no excede el valor de 15m. Además de eso se tuvo en cuenta si se contó con asesoría técnica (se realizó el proceso de acuerdo a los

planos de estructuras) y se tomó en consideración el año de construcción de la edificación.

Figura 11.

Separación máxima entre los apoyos laterales de las vigas



Fuente: Elaboración Propia

Parámetro 9: Tipo de cubierta

Consideramos:

A: Cubierta estable debidamente amarrada a las vigas con conexiones adecuadas y de material liviano. Edificación con cubierta plana.

B: Cubierta inestable de material liviano en buenas condiciones.

C: Cubierta inestable en mala condiciones y con desnivel.

Figura 12.

Cubierta del último piso



Fuente: Elaboración Propia

En el caso del 3er piso la cubierta es del tipo plana, conformada por planchas de calamina apoyadas en armaduras metálicas. La calificación es "B".

Parámetro 10: Elementos no estructurales

Consideramos:

A: Que cumplan con la clase A y B de mampostería.

a: Edificación que no contenga elementos no estructurales mal conectados al sistema resistente.

b: Edificación con balcones y parapetos bien conectados al sistema resistente.

B: Edificio con parapetos mal conectados al sistema resistente.

C: Edificio que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elementos en el techo mal conectados a la estructura.

Figura 13.

Parapetos en el 2do piso



Fuente: Elaboración Propia

Figura 14.

Parapetos en buen estado



Fuente: Elaboración Propia

La calificación del parámetro 10 para el pabellón es "A", debido a que los elementos no estructurales como el parapeto y balcones están bien conectados al sistema estructural.

Parámetro 11: Estado de conservación

Consideramos:

A: Bueno

B: Ligeramente dañado

C: Mal estado de conservación

Figura 15.

Fisura en vigas



Fuente: Elaboracion Propia

Figura 16.

Deterioro en vigas



Fuente: Elaboracion Propia

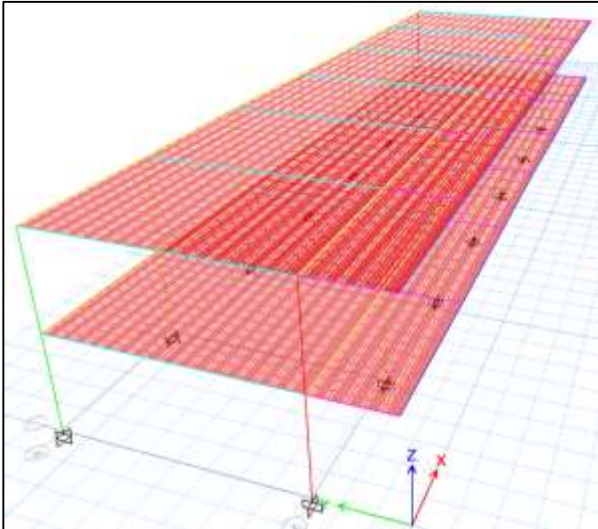
Este parámetro es netamente cualitativo por el inspector en mi caso he optado por un calificación “B”, ya que está ligeramente dañado algunos elementos por su antigüedad y las cargas que han llevado a su deterioro.

Anexo 3: Análisis sísmico

A continuación se visualiza los resultados en función a la norma E.030-2018 y los resultados del programa ETABS. Para la realización del análisis sísmico se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

Figura 17.

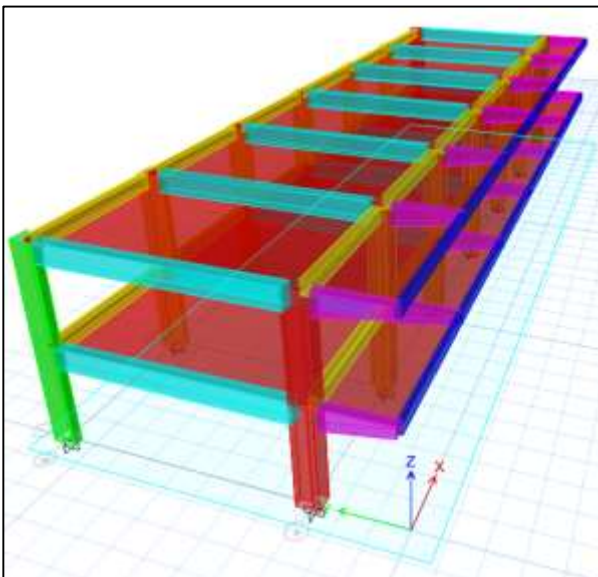
Modelo básico en líneas



Fuente: Elaboración Propia

Figura 18.

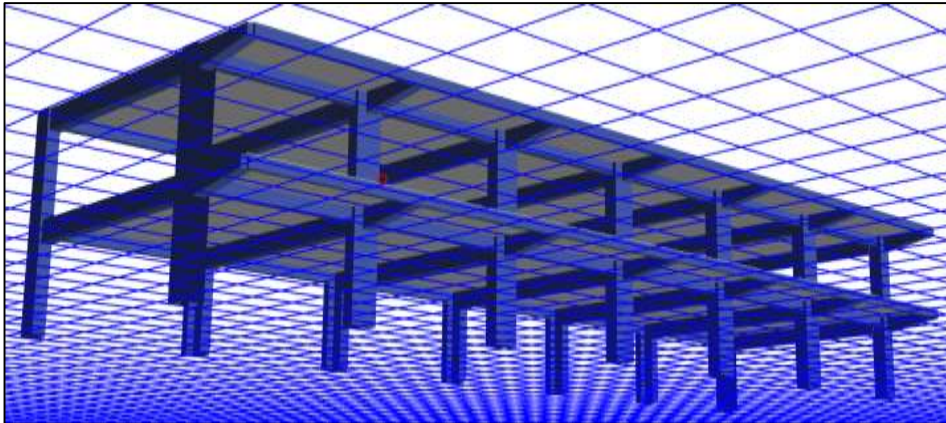
Modelo de elementos estructurales en 3D



Fuente: Elaboración Propia

Figura 19.

Vista 3D



Fuente: Elaboración Propia

Materiales

Para los materiales se consideró las siguientes normas y bibliografía:

- Norma E.060 (Concreto Armado)
- Norma ACI - 318-14
- Libro: Otazzi, G. Diseño en Concreto Armado, Lima 2011

• Concreto

Propiedades del concreto

- Peso específico: $m/V = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$
 $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 217370.6512 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia a la compresión 210 kgf/cm^2
- Módulo de Poisson 0.15
- Módulo de Corte $945089.79 \text{ tonf/m}^2$

Estos datos fueron introducidos al modelo del ETABS con el fin de entender el comportamiento de la estructura frente a las cargas de sismo.

- **Acero**

Propiedades del acero

- Weight per Unit Volume:	7.849 tonf/m ³
- Modulus of Elasticity. E:	21000000 tonf/m ²
- Coefficient of Thermal Expansion. A:	0.000017 1/C
- Minimum Yield Strength. Fy:	42000 tonf/m ²
- Minimum Tensile Strength. Fu:	63276.27 tonf/m ²
- Expected Yield Strength. Fye:	46402.6 tonf/m ²
- Expected Tensile Strength. Fue:	69603.89 tonf/m ²

Análisis Estático

Para el análisis estático se consideró las siguientes normas y bibliografía:

- Norma E.030 - 2018 (Diseño Sismorresistente)
- Libro: San Bartolomé, A. - Análisis de edificios, Lima 1998.

Tabla 18

Parámetros sísmicos norma E.030

Factor	Valor	Descripción
T	0.17	Periodo Fundamental de la estructura
Z	0.45	Zona 4
U	1.50	Edificación para Instituto
C	2.50	Coficiente de amplificación sísmica
S	1.05	Suelo Intermedio (S2)
Tp	0.60	Factor que depende de "S"
Ct	35.00	Coficiente para estimar el periodo fundamental
K	1.00	Exponente relacionado con el periodo

Fuente: Elaboración Propia

Estos parámetros se escogieron de acuerdo a los estipulado por la norma E.030 Diseño sismorresistente.

Cargas consideradas en el Centro Educativo:

Las cargas se tomaron de la Norma E.020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Las combinaciones de cargas empleadas para hallar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos fueron tomados del R.N.E Cargas (2016). Con aquellas envolventes se consiguieron los momentos máximos amplificados en las vigas y demás elementos que forman parte de la estructura.

Fuerza cortante en la base:

Utilizando las formulas de la norma E.030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas tanto para la dirección X e Y, se posee:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad (16)$$

Donde el valor mínimo para C/R debe ser:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 = \frac{2.5}{8} = 0.31 \quad \text{Cumple}$$

Tabla 19

Calculo del Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas

Factor	Valor	Descripción
Ip	1.00	Irregularidad en planta
Ia	1.00	Irregularidad en altura
Rox	8.00	Estructura conformada por Pórticos
Roy	8.00	Estructura conformada por Pórticos
R	8.00	Coeficiente de Reduccion de fuerzas sismicas

Fuente: Elaboración Propia

Luego se procedió a calcular el peso de la edificación, de acuerdo a los parámetros del artículo 26 de la norma E.030, se debe considerar que para edificaciones de categoría "A" se tomara el 50% de carga viva.

Tabla 20

Resultados cortante estático

Factor	Valor	Descripción
P (Tn)	472.60	Peso total de la edificación
V (Tn)	104.6748	Fuerza cortante en la base de la estructura
V (Tn)	104.6748	Fuerza cortante en la base de la estructura

Fuente: Elaboración Propia

Distribución de la fuerza sísmica en altura

Tabla 21

Fuerzas sísmicas por piso

Nivel	Pi	hi	$Pi(hi)^k$	α_i	Fi
Piso 2	194.4626	5.955	1158.02478	0.58324065	61.0505987
Piso 1	278.1432	2.975	827.47602	0.41675935	43.6242015
Total	472.6058				104.6748

Fuente: Elaboración Propia

Calculo de irregularidades

- Irregularidad de masa o peso

Tabla 22

Verificación de irregularidad de masa o peso

Story	Load Case/Combo	P (tonf)	Peso por nivel
Piso 2	Peso = 100%CM + 50% CV	194.4626	194.4626
Piso 1	Peso = 100%CM + 50% CV	476.4278	281.9652

Fuente: Elaboración Propia

$$281.9652/194.4626 = 1.44$$

$$1.44 > 1.50$$

No presente irregularidad de masa o peso.

La irregularidad de resistencia - piso débil se comprobó con los resultados de las fuerzas cortantes en los entrepisos, los resultados se muestran a continuación:

- **Irregularidad de resistencia - piso débil**

Tabla 23

Comprobación de irregularidades de resistencia - piso débil

Comprobación de irregularidad de resistencia - piso débil				
Piso	Carga	Fuerza Cortante "v"	0.8*Fuerza cortante "v" del entrepiso superior	Resultado
1	Sismo estático X	40.9726		No tiene irregularidad
2	Sismo estático X	40.8566	32.68528	
1	Sismo estático Y	40.9381		No tiene irregularidad
2	Sismo estático Y	40.8401	32.67208	

Fuente: Elaboración Propia

Luego se verifico la irregularidad torsional se comprobó con los valores de los desplazamientos de los cuatro puntos extremos de la estructura.

- **Irregularidad extrema de resistencia**

Dirección X: No se presenta

Dirección Y: No se presenta

- **Irregularidad extrema de rigidez**

Dirección X: No se presenta

Dirección Y: No se presenta

- **Irregularidad geométrica vertical**

Dirección X: No se presenta

Dirección Y: No se presenta

- **Irregularidad de sistemas resistentes**

Dirección X: No se presenta

Dirección Y: No se presenta

Se puede concluir que la edificación no presenta irregularidades.

Análisis Dinámico

Según la norma E.030 existen dos formas de realizar el análisis dinámico: por medio de procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia.

Aceleración Espectral

Para poder calcular la aceleración espectral para cada una de las direcciones analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (17)$$

Tabla 24

Cálculos para el espectro E.030

T	C	C/R	ZUCS/R
0	2.5	0.3125	0.253125
0.02	2.5	0.3125	0.253125
0.04	2.5	0.3125	0.253125
0.06	2.5	0.3125	0.253125
0.08	2.5	0.3125	0.253125
0.1	2.5	0.3125	0.253125
0.12	2.5	0.3125	0.253125
0.14	2.5	0.3125	0.253125
0.16	2.5	0.3125	0.253125
0.18	2.5	0.3125	0.253125
0.2	2.5	0.3125	0.253125
0.25	2.5	0.3125	0.253125

0.3	2.5	0.3125	0.253125
0.35	2.5	0.3125	0.253125
0.4	2.5	0.3125	0.253125
0.45	2.5	0.3125	0.253125
0.5	2.5	0.3125	0.253125
0.55	2.5	0.3125	0.253125
0.6	2.5	0.3125	0.253125
0.65	2.3076923	0.28846154	0.23365385
0.7	2.1428571	0.26785714	0.21696429
0.75	2	0.25	0.2025
0.8	1.875	0.234375	0.18984375
0.85	1.7647059	0.22058824	0.17867647
0.9	1.6666667	0.20833333	0.16875
0.95	1.5789474	0.19736842	0.15986842
1	1.5	0.1875	0.151875
1.6	0.9375	0.1171875	0.09492188
2	0.75	0.09375	0.0759375
2.5	0.48	0.06	0.0486
3	0.3333333	0.04166667	0.03375
4	0.1875	0.0234375	0.01898438
5	0.12	0.015	0.01215
6	0.0833333	0.01041667	0.0084375
7	0.0612245	0.00765306	0.00619898

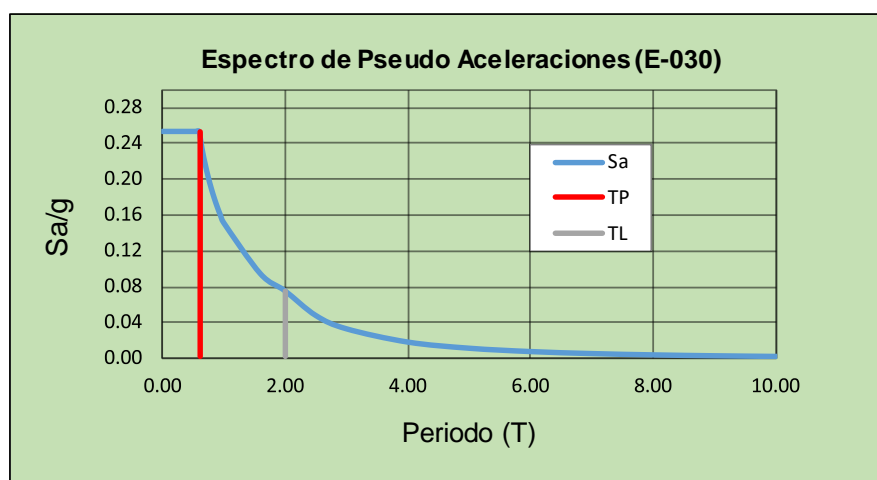
8	0.046875	0.00585938	0.00474609
9	0.037037	0.00462963	0.00375
10	0.03	0.00375	0.0030375

Fuente: Elaboración Propia

Con estos datos se puede generar un gráfico donde el valor C (factor de amplificación sísmica) es la variable en “x” y Sa (aceleración espectral).

Figura 20.

Espectro de pseudo aceleraciones E.030



Fuente: Elaboración Propia

Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

De acuerdo a la norma E.030, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

- Resultado de los desplazamientos provocados por el sismo estático

Tabla 25

Comprobación de derivas máximas por sismo estático en “X”

Pisos	Diafragma	Desplazamiento	Drift	Deriva máxima
2	D2	0.00335	0.00415	0.007
1	D1	0.00129	0.00256	0.007

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26

Comprobación de derivas máximas por sismo estático en “Y”

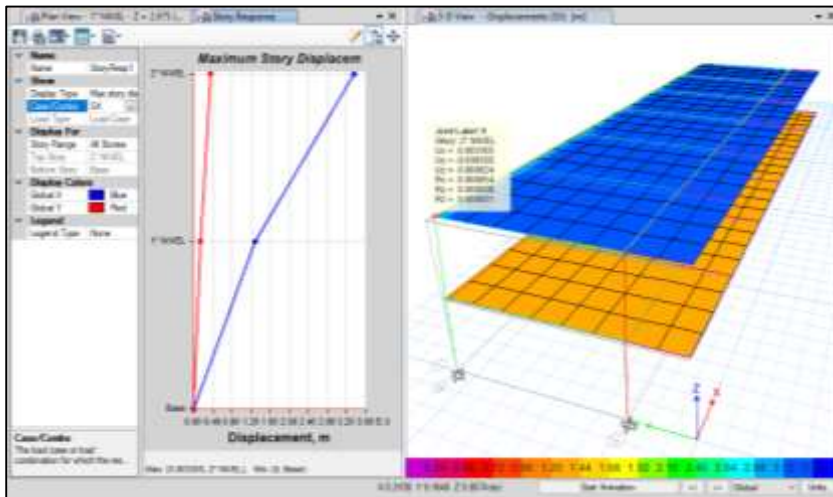
Pisos	Diafragma	Desplazamiento	Drift	Deriva máxima
2	D2	0.00271	0.00334	0.007
1	D1	0.00105	0.00212	0.007

Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestran los desplazamientos máximos tanto en la dirección “X” y en la dirección “Y” provocados por el sismo estático en “X” y “Y”.

Figura 21.

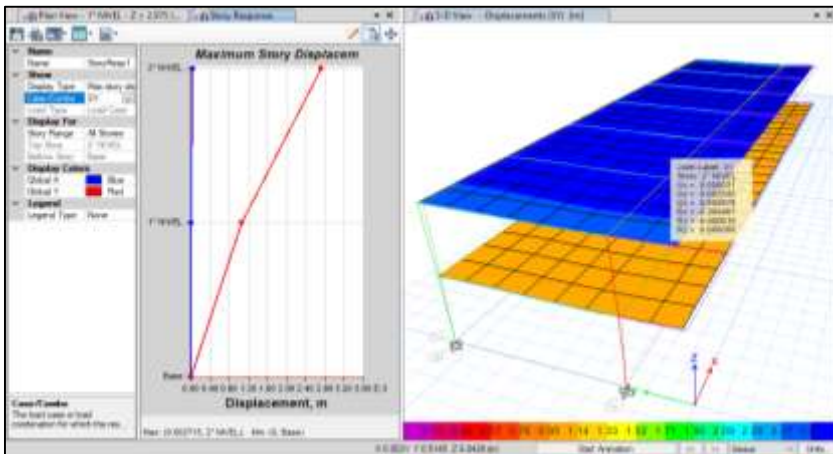
Desplazamiento en la dirección “X” provocados por el sismo estático “X”



Fuente: Elaboración Propia

Figura 22.

Desplazamiento en la dirección “Y” provocados por el sismo estático “Y”



Fuente: Elaboración Propia

Como pudimos observar en ninguna de las direcciones las derivas por sismo estático exceden lo máximo permitido por la norma E.030 que es 0.007 para estructuras de concreto armado.

- Resultado de los desplazamientos provocados por el sismo dinámico

Tabla 27

Comprobación de las derivas máximas por sismo dinámico en “X”

Pisos	Diafragma	Desplazamiento	Drift	Deriva máxima
2	D2	0.00237	0.00634	0.007
1	D1	0.00553	0.00455	0.007

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28

Comprobación de las derivas máximas por sismo dinámico “Y”

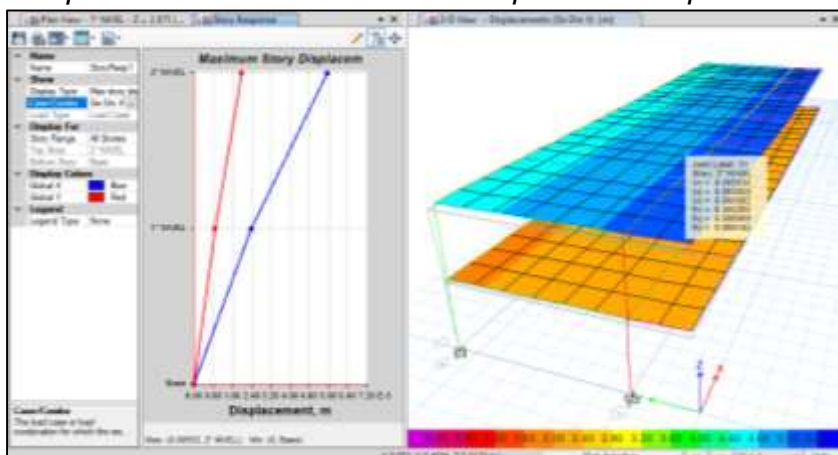
Pisos	Diafragma	Desplazamiento	Drift	Deriva máxima
2	D2	0.00434	0.00496	0.007
1	D1	0.00187	0.00378	0.007

Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestran los desplazamientos máximos tanto en la dirección “X” y en la dirección “Y” provocados por el sismo dinámico en “X” y “Y”.

Figura 23.

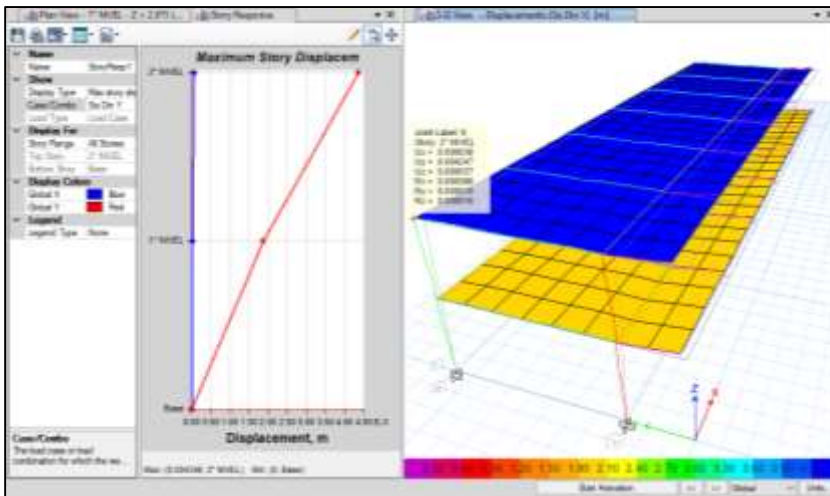
Desplazamiento en la dirección “X” provocados por el sismo dinámico “X”



Fuente: Elaboración Propia

Figura 24.

Desplazamiento en la dirección “Y” provocados por el sismo dinámico “Y”



Fuente: Elaboración Propia

Como pudimos observar en ninguna de las direcciones las derivas por sismo dinámico exceden lo máximo permitido por la norma E.030 que es 0.007 para estructuras de concreto armado.

Fuerza Cortante Mínima

Comparando cortantes:

Forma Regular V dinámico > 80% V estático en el primer entrepiso.

Forma Irregular V dinámico > 90% V estático en el primer entrepiso.

Tabla 29

Comparación de cortantes

Dirección de análisis	Cortante estático	Cortante dinámico	Factor de escala
Dirección X	104.6748	82.6513	No necesita
Dirección Y	104.6748	83.7344	1.000064967

Fuente: Elaboración Propia

En la dirección “Y” se necesitaba amplificar por el factor de escala para cumplir con lo estipulado en la norma E.030.

Finalizado el análisis sísmico tanto estático como dinámico de la estructura de estudio se procedió a definir las combinaciones de cargas de la norma E.060, para obtener los resultados (diagramas) para observar cómo se comporta la estructura.

Anexo 4: Diseño del reforzamiento de vigas

Como se mencionó las vigas debían ser reforzadas para aumentar su capacidad resistente a la flexión, para ello existen varias alternativas como:

- Sistema FRP: laminados o varillas

Para la estructura de estudio se decidió utilizar el sistema mencionado CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer).

4.1 Diseño del reforzamiento de vigas con CFRP

Marco Normativo:

Las siguientes son las normas que se utilizaran para elaborar los diseños estructurales en esta investigación.

- Norma Técnica E-020 Cargas (2006)
- Norma Técnicas E-030 Diseño Sismorresistente (2018)
- Norma Técnica E-060 Concreto Armado (2009)

También se utilizaran las siguientes normas internacionales:

- American Concrete Institute (ACI 440.2R) (2017): Fibras de Carbono.
- American Concrete Institute (ACI 369) (2011): Rehabilitación sísmica de edificios con estructuras de concreto existente.
- American Concrete Institute (ACI 318) (2014): Requisitos de reglamento para concreto estructural.

4.1.1 Diseño a flexión en vigas

El diseño del reforzamiento con CFRP se detalla en la norma "ACI 318-14", la cual menciona unos límites de diseño los cuales se imponen para evitar el posible colapso de la estructura, ya sea por despegue u otros fallos debidos, entre otros. Por ello la estructura sin refuerzo deberá resistir un determinado nivel de esfuerzos producidos por un combinación dentro la carga viva y muerta, en caso de que el CFRP tenga algún daño, la combinación de cargas que debe soportar es la siguiente:

$$(\Phi Rn)_{existente} \geq (1.1CM + 0.75CV)_{nuevas} \quad (18)$$

Lo que quiere decir que la resistencia nominal factorizada de la viga sin reforzar deberá ser mayor o igual a un 110% de la nueva carga muerta más un 75% de la nueva carga viva, en este caso no habrá un aumento de cargas muertas y vivas en la estructura, sino que se desea aumentar su capacidad resistente en caso de solicitaciones sísmica o algún evento extraordinario, por lo que se cumple ese límite de la norma.

4.1.1.1 Propiedades de diseño del CFRP

La exposición a diferentes condiciones ambientales reduce las propiedades de tensión, fractura y fatiga de las láminas de CFRP, por lo tanto, dichas propiedades deben ser limitadas en base a las condiciones de exposición ambiental, es decir, de acuerdo al lugar donde se vaya a colocar el refuerzo.

La norma ACI 440 hace referencia al factor de reducción C_E para limitar tanto la deformación unitaria y el esfuerzo en el CFRP mediante las siguientes expresiones:

- Resistencia última de diseño a tensión

$$f_{fu} = C_E * f^* f_u \quad (19)$$

Donde:

f_{fu} : Resistencia última de diseño a tensión.

C_E : Coeficiente de reducción ambiental.

$f^* f_u$: Resistencia última del material CFRP según fabricante.

- Deformación unitaria de ruptura de diseño

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon^* f_u \quad (20)$$

Donde:

ε_{fu} : Deformación de ruptura de diseño del refuerzo CFRP.

C_E : Coeficiente de reducción ambiental.

$\varepsilon^* f_u$: Deformación última de ruptura de refuerzo.

Debido a la elasticidad lineal de los materiales CFRP hasta la falla, el módulo de elasticidad de diseño para refuerzo CFRP unidireccional puede ser determinado por la ley de Hook, ya que no es afectado por las condiciones ambientales de exposición, por lo que será el mismo que da el fabricante. La ecuación es la siguiente:

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\epsilon_{fu}} \quad (21)$$

Donde:

E_f : Módulo de elasticidad del CFRP.

f_{fu} : Resistencia última de diseño a tensión.

ϵ_{fu} : Deformación unitaria del CFRP.

Los factores de reducción ambiental vienen dados en la siguiente tabla y tiene su fundamento en estimaciones conservadoras de la durabilidad relativa de la fibra de carbono.

Tabla 30

Factor de reducción ambiental

Condición de Exposición	Tipo de Fibra y resina	Factor de reducción ambiental, CE
Exposición interior	Carbono / Epóxico	0.95
	Vidrio / Epóxico	0.75
	Aramida / Epóxico	0.85
Exposición Exterior (puentes, muelles, aparcamientos no cerrados)	Carbono / Epóxico	0.85
	Vidrio / Epóxico	0.65
	Aramida / Epóxico	0.75
Ambientes agresivos (plantas químicas y plantas para el tratamiento residual)	Carbono / Epóxico	0.85
	Vidrio / Epóxico	0.50
	Aramida / Epóxico	0.70

Fuente: ACI 440.2R-17

Sin embargo, la deformación unitaria se debe reducir todavía más para prevenir una falla prematura por despegue de la lámina en el sustrato de concreto, esta deformación es la correspondiente al nivel al cual el despegue puede ocurrir y se lo define con la siguiente expresión obtenida mediante ensayos a flexión de vigas reforzadas que realiza el EMPA (Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology) en Suiza por encargo de SIKA:

$$\epsilon_{fd} = 0.41 * \sqrt{\frac{f'c}{n.Ef.Tf}} < 0.9 * \epsilon_{fu} \quad (22)$$

Donde:

ϵ_{fd} = deformación efectiva de diseño.

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto.

n = número de capas de FRP que sea necesario colocar.

Ef = módulo de elasticidad del FRP.

Tf = espesor del FRP.

La deformación obtenida de la ecuación anterior es la que se emplea para determinar el modo de falla y la deformación correspondiente en la fibra superior del concreto en estado último.

4.1.1.2 Posición del eje neutro para la sección con refuerzo CFRP

Una vez colocado la lámina de refuerzo en el elemento de concreto, la profundidad del eje neutro cambia hasta lograr el equilibrio de las fuerzas internas de compresión y tracción en la sección.

El procedimiento para determinar la profundidad del eje neutro es un proceso iterativo ya que implica asumir una profundidad inicial, calcular el nivel de deformación en cada material mediante compatibilidad de deformaciones, calcular el nivel de esfuerzo asociado a la deformación en cada material y verificar el equilibrio de las fuerzas internas.

Si las fuerzas internas resultante no se equilibran, se cambia la profundidad del eje neutro y se repite el procedimiento hasta que se igualen. A continuación, se indican los pasos que se deben seguir:

Paso 1

Asumir una posición inicial del eje neutro c ; una buena aproximación es empezar con el valor de c calculado anteriormente para sección fisurada. Varios investigadores también recomiendan un valor de c entre $0.15d$ y $0.2d$, donde d es la altura efectiva. Cualquiera sea el valor inicial debe ser ajustado durante el cálculo.

Paso 2

Calcular las deformaciones en la fibra superior del concreto para los dos modos de falla que son; falla por aplastamiento del concreto en compresión o falla del CFRP por delaminación o rotura.

- ✓ Aplastamiento del concreto

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 \quad (23)$$

Se toma la máxima deformación utilizable del concreto a compresión.

- ✓ Falla de CFRP por delaminación o rotura

$$\varepsilon_{cu} = \frac{(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot c}{h - c} \quad (24)$$

Donde:

ε_{bi} : deformación inicial en zona donde se colocará la fibra de carbono

ε_{cu} : máxima deformación axial del concreto sin confinar

h : espesor total o altura

c : distancia de la fibra de compresión al eje neutro

La menor de las dos deformaciones consideradas es la que se utiliza para el cálculo de deformaciones en estado último de los demás materiales y por lo tanto es la que se define cuál es el modo de falla que gobierna.

Paso 3

Determinar las deformaciones unitarias en estado último para el resto de los materiales en base a la deformación de la fibra superior del concreto (ε_{cu}):

✓ Acero en compresión

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c} \quad (25)$$

✓ Acero en tracción

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c} \quad (26)$$

✓ FRP

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{h - c}{c} - \varepsilon_{bi} \quad (27)$$

Paso 4

Calcular los esfuerzos en condiciones últimas para cada material en base a las deformaciones últimas.

Si se trabaja en el rango lineal de la curva tensión deformación del acero se dice que:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (28)$$

ε_{sy} = deformación del acero correspondiente al punto de fluencia

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

E_s = módulo de elasticidad del acero

✓ Acero en compresión

Si la deformación última en el acero a compresión es mayor que la deformación a fluencia, el esfuerzo en condiciones últimas es directamente el valor de f_y , esfuerzo de fluencia del acero.

$$f_{s'} = f_y, \text{ si } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{sy} \quad (29)$$

Pero si la deformación última del acero a compresión es menor que la de fluencia el esfuerzo generado es:

$$f_{s'} = E_s \cdot \varepsilon'_s \text{ si } \varepsilon'_s < \varepsilon_{sy} \quad (30)$$

✓ Acero en tracción

Para el acero en tracción se cumplen las mismas condiciones que en compresión por lo que se indican únicamente las ecuaciones.

$$f_s = f_y, \text{ si } \epsilon_s \geq \epsilon_{sy} \quad (31)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \text{ si } \epsilon_s < \epsilon_{sy} \quad (32)$$

✓ FRP

La lámina de carbono por tener un comportamiento netamente elástico se la considera como lineal-elástica hasta la rotura, entonces el esfuerzo en cualquier momento será:

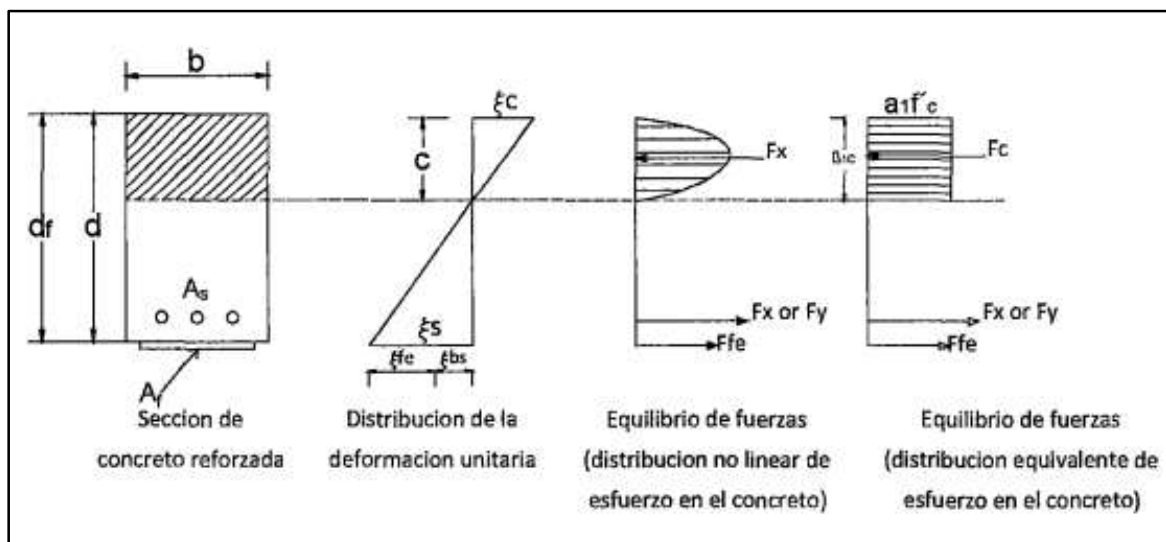
$$f_{fe} = E_f \epsilon_f \quad (33)$$

Paso 5

Calcular los parámetros α y β del bloque de esfuerzo equivalentes del concreto que se indican en la figura siguiente:

Figura 25.

Bloque de esfuerzo y deformación del concreto armado



Fuente: ACI 440.2R-17

Paso 6

Calcular las resultantes de fuerzas internas en la sección

- ✓ Fuerza de compresión en el concreto

$$C_c = \beta \cdot c \cdot \alpha \cdot f'_c \cdot b \quad (34)$$

- ✓ Fuerza de compresión en el acero

$$C'_s = f'_s \cdot A_s' \quad (35)$$

- ✓ Fuerza de tracción en el acero

$$T_s = f_s \cdot A_s \quad (36)$$

- ✓ Fuerza de tracción en el FRP

$$T_{fe} = f_{fe} \cdot A_f \quad (37)$$

Paso 7

Chequear el equilibrio, la fuerza resultante debe ser nula.

$$C_c + C'_s - T_s - T_{fe} = 0 \quad (38)$$

De no cumplirse esta última condición se regresa al paso 1 para modificar la profundidad del eje neutro y se desarrolla nuevamente todo el proceso hasta conseguir el equilibrio en el paso 7.

Debido a que es un proceso iterativo no complicado, pero quizás muy largo como para hacerlo a mano, se recurre a la ayuda de los ordenadores que aproximan y devuelven rápidamente el valor final del eje neutro que equilibra las fuerzas internas de tracción y compresión en el elemento.

4.1.1.3 Cálculo de la capacidad a flexión en condiciones últimas

Una vez se obtiene la profundidad del eje neutro real que satisface el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones, el nuevo momento último que resiste la sección reforzada con FRP se calcula mediante la siguiente ecuación que no es más que la suma de los momentos resistentes del acero a tracción y compresión y el FRP.

$$\phi Mn = \phi(Mns + Mns' + \psi f \cdot Mnf) \quad (39)$$

Donde:

ϕMn = Momento nominal.

Mns = Momento nominal del acero en tracción.

Mns' = Momento nominal del acero en compresión.

Mnf = Momento nominal de la fibra de carbono.

ψf = factor de reducción de resistencia de FRP.

$$\phi Mn = \phi \left[As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) + As' \cdot fs' \cdot \left(\frac{\beta \cdot c}{2} \cdot d' \right) + \psi f \cdot Af \cdot ffe \cdot \left(h - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) \right] \quad (10 - 13) \quad (40)$$

Donde:

As = Área de refuerzo de acero.

fy = Límite de fluencia.

d = Altura efectiva.

β = Relación de profundidad de tensión rectangular equivalente y profundidad eje neutral.

c = distancia de la fibra de compresión al eje neutro.

Af = Área de refuerzo externo de FRP.

ffe = Esfuerzo FRP en cualquier momento.

h = espesor total.

Todas las variables empleadas en la ecuación anterior ya se encuentran definidas anteriormente, solo falta indicar los valores de los coeficientes de reducción ϕ y ψf .

El factor de reducción adicional ψf que se aplica a la contribución del refuerzo FRP, está basado en las propiedades de la resistencia a la flexión, calibradas experimentalmente mediante estadística, se recomienda un valor de 0.85.

Al reforzar elementos estructurales con FRP adherido externamente, se reduce la ductilidad de las secciones, muchas veces de manera significativamente, pero cuando es muy baja se debe compensar con una alta reserva de resistencia que se logra a través de un factor de reducción de resistencia a flexión ϕ , el cual se determina según el nivel de deformación del acero en estado último.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{para } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{para } \varepsilon_t < \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

ε_s = deformación del acero en estado último.

ε_{sy} = deformación del acero correspondiente a la fluencia.

Esta ecuación establece un factor de reducción de 0.9 para secciones dúctiles, 0.65 para secciones frágiles y proporciona una transición lineal entre estos dos extremos.

4.1.1.4 Longitud de desarrollo

Muchas pruebas de laboratorio ya han demostrado que los elementos reforzados a flexión con Sika CarboDur, fallan por despegue de la lámina en zonas cercanas al final del refuerzo, por lo que es necesario tener una cierta longitud de adherencia para asegurar que la lámina no se despegue.

$$ldf = \sqrt{\frac{n \cdot Ef \cdot tf}{\sqrt{f'c}}} \quad (41)$$

Donde:

n = Número de capas

ldf = Longitud de desarrollo de la fibra de carbono

Ef = Modulo de elasticidad FRP

tf = Espesor de la capa de refuerzo de CFRP

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto

4.1.2 Diseño a corte en vigas

El método de cálculo y las ecuaciones necesarias son proporcionados por la norma ACI 440.2R-17, que es la norma que proporciona recomendaciones para el proceso de diseño. Según lo que se menciona, la expresión para calcular la resistencia última a corte de un elemento de concreto armado con fibra de carbono es:

$$V_u = \phi(V_c + V_s + \psi V_f) \quad (42)$$

Siendo V_c , V_s y V_f las resistencia a cortante del concreto, acero y FRP respectivamente, y ψ un coeficiente de reducción de tensiones que depende del tipo de esquema de refuerzo adoptado. Este coeficiente es 0.9 cuando se encamisa totalmente el elemento y 0.85 para refuerzo en U y aplicaciones en dos caras del elemento.

4.1.2.1 Nivel de deformación efectiva en el FRP a cortante

La deformación efectiva es la máxima que alcanza el FRP en la etapa de carga última y depende principalmente del tipo de envoltura que se adopte.

El refuerzo produce un efecto de confinamiento en el concreto que le permite alcanzar deformaciones mayores que su deformación última.

$$\varepsilon_{fe} = 0.04 \leq 0.75 \varepsilon_{fu} \quad (43)$$

Donde:

ε_{fe} : Deformación efectiva en el refuerzo de FRP

ε_{fu} : Deformación unitaria del FRP

Debido a concentraciones de esfuerzos en las esquinas y pérdidas de adherencia por delaminación en los extremos libres del refuerzo, la falla del sistema FRP puede ocurrir a deformaciones muy por debajo del valor último de 0.04 por lo que se utiliza un coeficiente de reducción de adherencia k_v el cual depende de varios parámetros como se indica.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \cdot \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (44)$$

Donde:

k_v : Coeficiente de reducción por adherencia del FRP

$$k_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (45)$$

Donde:

- k_1 y k_2 : coeficientes que depende de la resistencia del concreto y el tipo de envoltura respectivamente
- L_e : longitud efectiva de adherencia
- ϵ_{fu} : deformación última afectada por CE
- df : altura efectiva del refuerzo cortante

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (46)$$

$$L_e = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}} \quad (47)$$

$$k_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{df - L_e}{df}, \text{ para envoltura en U} \\ \frac{df - 2 \cdot L_e}{df}, \text{ para envoltura 2 caras} \end{array} \right\} \quad (48)$$

4.1.2.2 Contribución del FRP a la fuerza cortante

El aporte de la resistencia a corte del FRP, V_f , se determina con la siguiente expresión que se basa en un patrón de agrietamiento con fisuras a cortante inclinadas a 45° respecto al eje longitudinal del elemento y el esfuerzo efectivo.

$$v_f = \frac{Afv \cdot ffe \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \cdot df}{sf} \quad (49)$$

Afv = área del refuerzo FRP

ffe = esfuerzo efectivo

df = altura efectiva

sf = separación entre centros de bandas de FRP

α = ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento

De la misma forma que en los estribos se toma el área de la varilla por el número de ramas aquí el área del refuerzo es dos veces el área de la lámina de carbono.

$$Afv = 2 \cdot n \cdot tf \cdot wf \quad (50)$$

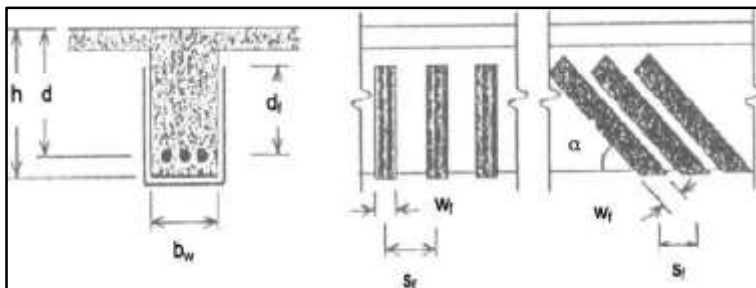
n = número de capas de refuerzo

tf = espesor del CFRP

wf = ancho del refuerzo

Figura 26.

Geometría del refuerzo a cortante



Fuente: ACI 440.2R-17

El esfuerzo efectivo de diseño es determinado a partir del módulo de elasticidad y la deformación efectiva.

$$ffe = Ef \cdot \epsilon fe \quad (51)$$

La contribución de las láminas de FRP al esfuerzo cortante es casi lineal con el producto del módulo elástico por la deformación de las fibras.

Cortante última de la sección reforzada

Finalmente hay que determina la capacidad última del elemento con refuerzo a cortante con FRP. El valor de ϕ es 0.75 según la norma ACI 318-14.

$$Vu = \phi(Vc + Vs + \psi Vf) \quad (52)$$

El análisis para definir si el diseño es correcto, consiste en comparar el cortante último actuante con el cortante último que se calcula; si el primero es menor entonces el refuerzo es adecuado.

4.1.3 Cálculos matemáticos para el diseño de reforzamiento estructural con CFRP

Análisis por cargas (Diagrama de momento flector y fuerzas cortante). Habiendo asignado todas las cargas correspondientes y las combinaciones de la norma E.060, se corre el programa ETABS para obtener los resultados de cómo se comporta la estructura.

Verificación de vigas

- **Flexión**

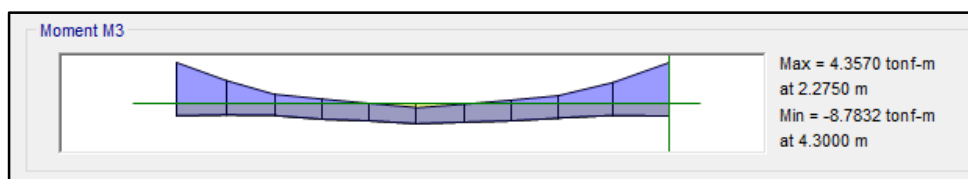
El artículo 8.1.1 de la norma de concreto armado E.060 menciona que para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado se utilizará el diseño por resistencia.

Para proceder al reforzamiento estructural de las vigas se comparó los momentos últimos obtenidos incorporando las cargas actuantes de la edificación vs los momentos resistentes iniciales.

Los momentos nominales o resultantes (ϕM_n) tienen que ser menores a los Momentos Últimos o Actuantes (M_u) brindados por el programa ETABS, para concluir que la viga necesita ser reforzada.

Figura 27.

Grafica de momento flector envolvente



Fuente: Elaboración Propia

Con el momento flector, los valores máximos se encuentran entre los ejes C y D del 1° piso por lo tanto no cumple con los requerimientos de sobrecarga.

Como ejemplo se desarrollara el reforzamiento de:

- VS - 100 del Eje Principal 3 - Tramo C-D.

Primero comenzaremos con el diseño de la VS - 100 con los siguientes datos:

Tabla 31

Datos para el diseño

Datos VS - 100	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia específica a la fluencia del acero
$\beta = 0.85$	Factor de resistencia del concreto hasta 30 MPa
$\phi = 0.90$	Factor de reducción de resistencia
$b = 25 \text{ cm}$	base de la sección de viga
$h = 40 \text{ cm}$	altura de la sección de viga
$d = 34.42 \text{ cm}$	peralte efectivo

Fuente: Elaboración Propia

- 1) Calculamos la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (a) mediante la siguiente formula:

$$a = \frac{A_s x f_y}{0.85 x f'c x b}, \text{ donde } A_s \text{ es el área de acero}$$

$$a^- = \frac{(3x1.29 + 2x1.29)x4200}{0.85x210x25} = 6.07$$

$$a^+ = \frac{(3x1.29)x4200}{0.85x210x25} = 3.64$$

- 2) Calculamos el momento de resistencia nominal que posteriormente será comparado con los momentos últimos obtenidos.

$$Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn^- = 0.9x6.45x4200 \left(34.42 - \frac{6.07}{2} \right)$$

$$Mn^- = 7.65 \text{ ton} - m$$

$$Mn^+ = 0.9x3.87x4200 \left(34.42 - \frac{3.64}{2} \right)$$

$$Mn^+ = 4.76 \text{ ton} - m$$

3) A continuación tenemos una comparación entre los momentos resistentes nominales y los momentos últimos obtenidos.

Tabla 32

Resultados de evaluación estructural a flexión

M (Ton.m)	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (-) (ton.m)	8.78	0	8.78
Mu (+) (ton.m)	0	4.35	0
Φ Mn (-) (ton.m)	7.65	4.76	7.65
Φ Mn (+) (ton.m)	4.76	4.76	4.76
a (-) (cm)	6.07	3.64	6.07
a (+) (cm)	3.64	7.28	3.64
A sup (cm ²)	6.45	3.87	6.45
A inf (cm ²)	3.87	3.87	3.87
As min (cm ²)	2.86	2.86	2.86
As max (cm ²)	11.64	11.64	11.64

Fuente: Elaboración Propia

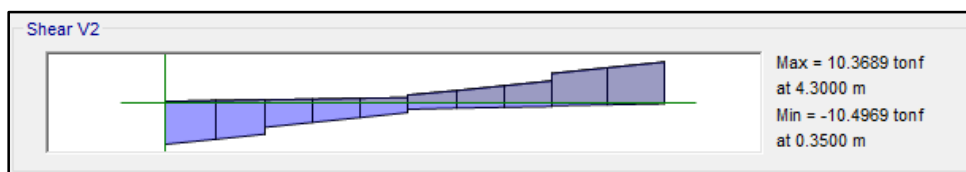
Se concluye que la VS - 100, necesita ser reforzada debido a que el: $\Phi Mn \geq Mu$

• **Cortante**

Para el análisis de la VS - 100, si los cortantes nominales o resultantes (V_n) eran menores a los cortantes últimos (V_u) se podría concluir que nuestro elemento está fallando por corte.

Figura 28.

Esfuerzo cortante



Fuente: Elaboración Propia

Para el análisis de cortantes se requiere saber la distribución de estribos en la viga. En esta edificación se utilizó la misma distribución para todas las VS por lo que el valor de V_n es constante.

Para el análisis se siguió el siguiente procedimiento de cálculos: Mediante una plantilla de Excel se procedió a calcular los cortantes nominales. Esta plantilla se llena con los datos que brinda el plano estructural.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (53)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (54)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'} \times b_w \times d \quad (55)$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad (56)$$

Solución:

Tabla 33

Cortante para acero

Cálculo VS	
Av	0.71 cm ²
Fy	4200 kg/cm ²
D	34.42 cm
S	15 cm
Vs	6842 kgf

Fuente: Elaboración Propia

El valor de Av es 0.71 por que el acero de estribos es 3/8". Fy=4200 kg/cm² es el valor de esfuerzo de fluencia del acero corrugado grado 60 que es el que se utilizó en esta edificación. Para el valor de "d" se restó el peralte de la viga (40cm) menos su recubrimiento menos el radio del eje de acero de refuerzo. S es el valor

del espaciamiento que es dato del plano estructural. Finalmente se obtiene como resultado $V_s = 6842$ kgf que es el cortante para el acero.

Tabla 34

Cortante para concreto

Cálculo Vc	
f'c	210 kg/cm ²
bw	25 cm
D	34.42 cm
Vc	6609 kgf

Fuente: Elaboración Propia

El valor de f'c es 210 kg/cm² que es la resistencia del concreto que se utilizó en la edificación, bw y d son datos de las dimensiones de la viga. Finalmente se obtiene como resultado $V_c = 6609$ kgf. Se calcula Vn que es la suma de Vc y Vs para finalmente multiplicarlo por el factor de reducción que es 0.75. Resultando $\phi V_n = 10.08$ tonf.

Tabla 35

Resumen del cortante último vs el cortante nominal

VS - 100 - Eje Principal 3 - Tramo C-D		
VS que fallan en los extremos	Vu (máximo) (tonf)	ΦV_n (tonf)
100	10.49	10.08

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la tabla 35, la VS - 100 no satisface los requerimientos de carga por lo que debe ser reforzado por cortante.

- **Flexión**

Para proceder al reforzamiento estructural de las vigas se comparó los momentos últimos obtenidos incorporando las cargas actuantes de la edificación vs los momentos resistentes iniciales.

Para proceder al diseño del reforzamiento estructural se realizara la misma verificación de los momentos flectores y los esfuerzos actuantes en la VP - 100.

Como ejemplo se desarrollara el reforzamiento de:

- VP - 100 del Eje Principal H - Tramo 1-3

Primero comenzaremos con el diseño de la VP - 100, con los siguientes datos:

Tabla 36

Datos para el diseño

Datos VP - 100	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia específica a la fluencia del acero
$\beta = 0.85$	Factor de resistencia del concreto hasta 30 MPa
$\phi = 0.90$	Factor de reducción de resistencia
$b = 30 \text{ cm}$	base de la sección de viga
$h = 60 \text{ cm}$	altura de la sección de viga
$d = 54.10 \text{ cm}$	peralte efectivo

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

- 1) Calculamos la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (a) mediante la siguiente formula:

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'c \times b}, \text{ donde } As \text{ es el área de acero}$$

$$a^- = \frac{(4 \times 2 + 3 \times 2.84) \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 12.95$$

$$a^+ = \frac{(3 \times 2.84) \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 6.68$$

2) Calculamos el momento de resistencia nominal que posteriormente será comparado con los momentos últimos obtenidos.

$$Mn = \Phi \cdot As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn^- = 0.9 \times 16.52 \times 4200 \left(54.10 - \frac{12.95}{2} \right)$$

$$Mn^- = 29.73 \text{ ton} - m$$

$$Mn^+ = 0.9 \times 8.52 \times 4200 \left(54.10 - \frac{6.68}{2} \right)$$

$$Mn^+ = 16.34 \text{ ton} - m$$

3) A continuación tenemos una comparación entre los momentos resistentes nominales y los momentos últimos obtenidos.

Tabla 37

Resultados evaluación estructural a flexión

M (Ton.m)	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (-) (ton.m)	30.27	0	22.21
Mu (+) (ton.m)	0	14.51	0
Φ Mn (-) (ton.m)	29.73	16.34	29.73
Φ Mn (+) (ton.m)	16.34	26.05	16.34
a (-) (cm)	12.95	6.68	12.95
a (+) (cm)	6.68	11.13	6.68
A sup (cm ²)	16.52	8.52	16.52
A inf (cm ²)	8.52	14.20	8.52
As min (cm ²)	4.47	4.47	4.47
As max (cm ²)	21.96	21.96	21.96

Fuente: Elaboración Propia

Se concluye que la VP - 100, necesita ser reforzada debido a que el: $\Phi Mn \geq Mu$

- **Cortante**

Para el análisis de cortantes se requiere saber la distribución de estribos en la viga. Se realizara el mismo procedimiento que en las VS - 100. Mediante una plantilla de Excel se procedió a calcular los cortantes nominales. Esta plantilla se llena con los datos que brinda el plano estructural.

Tabla 38

Cortante para acero

Cálculo VS	
Av	0.71 cm ²
Fy	4200 kg/cm ²
D	54.10 cm
S	10 cm
Vs	16132 kgf

Fuente: Elaboración Propia

El valor de Av es 0.71 por que el acero de estribos es 3/8". Fy=4200 kg/cm² es el valor de esfuerzo de fluencia del acero corrugado grado 60 que es el que se utilizó en esta edificación. Para el valor de "d" se restó el peralte de la viga (60cm) menos su recubrimiento menos el radio del eje de acero de refuerzo. S es el valor del espaciamiento que es dato del plano estructural. Finalmente se obtiene como resultado Vs = 16132 kgf que es el cortante para el acero.

Tabla 39

Cortante para concreto

Cálculo Vc	
f'c	210 kg/cm ²
bw	30 cm
D	54.10 cm
Vc	12465 kgf

Fuente: Elaboración Propia

El valor de $f'c$ es 210 kg/cm^2 que es la resistencia del concreto que se utilizó en la edificación, bw y d son datos de las dimensiones de la viga. Finalmente se obtiene como resultado $Vc = 12465 \text{ kgf}$.

Se calcula Vn que es la suma de Vc y Vs para finalmente multiplicarlo por el factor de reducción que es 0.75 . Resultando $\phi Vn = 21.44 \text{ tonf}$. Este es valor que se va a comparar con los resultados obtenidos.

Tabla 40

Resumen del cortante último vs el cortante nominal

VP - 100 - Eje Principal H - Tramo 1-3		
VP que fallan en los extremos	Vu (máximo) (tonf)	ϕVn (tonf)
100	21.82	21.44

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la tabla 40, la VP - 100 no satisface los requerimientos de carga por lo que debe ser reforzado por cortante.

4.1.3.1 Diseño del reforzamiento con fibra de carbono (CFRP)

Para la efectividad del reforzamiento y para cumplir con los requerimientos del código ACI 440.2R-17, se diseñó el refuerzo con fibras de carbono en todo el ancho de las vigas.

4.1.3.1.1 Diseño en VS - 100

- **Flexión**

Previamente se hizo el análisis para la verificación de la resistencia nominal a flexión de la VS - 100 y se concluyó que necesita ser reforzada debido a obtener un menor momento en comparación con el momento actuante obtenido del software ETABS.

A continuación, se explicara el diseño para la lámina de CFRP que se debe obtener para cumplir con las solicitaciones requeridas.

CÁLCULO POR FLEXIÓN DE VIGA REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO - VS 100 (0.25m x 0.40m)

1) VIGA EXISTENTE (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Concreto

$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a la compresión del concreto

$E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del concreto

Sección

$b = 25.00 \text{ cm}$ Base de la viga

$h = 40.00 \text{ cm}$ Altura de la viga

$d = 36.00 \text{ cm}$ Peralte efectivo

Acero de refuerzo

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del acero

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del acero

$A_{s'} = 6.45 \text{ cm}$ Acero superior

$A_s = 3.87 \text{ cm}$ Acero inferior

2) FIBRA DE CARBONO (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Modelo S1214

Especificaciones

$\epsilon(f_u)^* = 1.20\%$ Elongación a la rotura

$f(f_u)^* = 2.40 \text{ N/mm}^2$ Resistencia a la tracción

$E_f = 210 \text{ N/mm}^2$ Módulo de elasticidad

$T_f = 1.4 \text{ mm}$ Espesor por capa de FRP

$b_f = 250 \text{ mm}$ Ancho de la capa de FRP

$A_f = 3.50 \text{ cm}^2$ Área del refuerzo FRP

$N = 1$ Número de capa FRP

$f(f_u) = 2.28 \text{ N/mm}^2$

$CE = 0.95 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'c}}} = 142.4356 \text{ cm}$$

3) CÁLCULO

a) Primera aproximación a la profundidad del eje neutro

Parámetros utilizados

$\rho = 0.0043$

$n_s = 9.20$

$E_s = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$

$E_f = 210 \text{ N/mm}^2$

$\alpha = 0.85$

$\beta = 0.85$

$C = 8.0021$ (Proceso iterativo)

Donde:

$$C a_{cr} = d \cdot (\sqrt{(p \cdot n_s)^2 + (2 \cdot p \cdot n_s)} - (p \cdot n_s)) = 8.8016 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot C a_{cr}^3 + n_s \cdot A_s \cdot (d - C a_{cr})^2 = 32020.19 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_i \cdot (h - c)}{E_c \cdot I_{cr}} = 0.0035 \text{ cm}$$

b) Deformación y esfuerzos últimos del refuerzo

Deformación última efectiva

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \cdot \left(\sqrt{\frac{n \cdot E_t \cdot t_f}{f'c}} \right) < 0.9 * \varepsilon_{fu} = 0.00347$$

Falla del FRP

$$\varepsilon_{cu} = \frac{(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot C}{h - c} = 0.00174$$

c) Determinación de deformación unitaria en estado último

- Acero en compresión

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c} = 0.00087$$

- Acero en tracción

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c} = 0.00608$$

- FRP

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{h - c}{c} - \varepsilon_{bi} = 0.00345$$

d) Cálculo de esfuerzos últimos

- Acero en compresión

$$f_s' = f_y, \text{ si } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{sy}$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon'_s \text{ si } \varepsilon'_s < \varepsilon_{sy} = 1740.000$$

- Acero en tracción

$$f_s = f_y, \text{ si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = 4200$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \text{ si } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$$

- FRP

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_f = 7234.83$$

e) Cálculo resultante de fuerzas

- Compresión del concreto

$$C_c = \beta \cdot c \cdot \alpha \cdot f'c \cdot b = 30352.96$$

- Compresión en el acero

$$C'_s = f_s' \cdot A_s' = 11223.00$$

- Tracción en el acero
 $T_s = f_s \cdot A_s = 16254.00$
- Tracción en el FRP
 $T_{fe} = f_{fe} \cdot A_f = 25321.90$

f) Equilibrio de fuerzas

- $C_c + C'_s - T_s - T_{fe} = 0$
- $C_c + C'_s = 41575.96$
- $T_s + T_{fe} = 41575.90$

Diferencia no significativa por la cual el valor dado por "C" es correcto

4) CÁLCULO DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN EN CONDICIONES ÚLTIMAS

$$M_{ns} = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) = 5.29$$

$$M_{ns'} = A_{s'} \cdot f_{s'} \left(\frac{\beta \cdot c}{2} - d' \right) = -0.6723$$

$$\psi_f \cdot M_{nf} = \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) = 7.87$$

$$\phi M_n = \phi (M_{ns} + M_{ns'} + \psi_f \cdot M_{nf}) = 11.23$$

Finalmente se presenta un cuadro resumen para resumir el cumplimiento de las condiciones últimas a flexión.

Tabla 41

Resultados del reforzamiento a flexión con CFRP

VS - 100 - Eje Principal 3 - Tramo C-D			
M (Ton.m)	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (-) (ton.m)	8.78	0	8.78
Mu (+) (ton.m)	0	4.35	0
ϕM_n (-) (ton.m)	11.23	4.33	11.23
ϕM_n (+) (ton.m)	9.91	6.20	9.91

Fuente: Elaboración Propia

- **Cortante**

A continuación, se comenzara a realizar el nuevo diseño para que las vigas que estan fallando por corte puedan cumplir con el requerimiento es cual es:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (57)$$

Para el diseño de FRP en cortante se le agrega un factor más al cálculo del cortante nominal (V_n).

$$V_n = \phi(V_c + V_s + \psi V_f) \quad (58)$$

Después de realizar las distintas ecuaciones de diseño, las condiciones que llevan a cumplir a la viga por cortante son:

- # de capas: 1
- Df: 30.60 cm
- Sf = 5cm
- $\Theta = 90^\circ$

CÁLCULO POR CORTANTE DE VIGA REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO - VS 100 (0.25m x 0.40m)

1) VIGA EXISTENTE (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Concreto

$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a la compresión del concreto

$E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del concreto

Sección

$b = 25.00 \text{ cm}$ Base de la viga

$h = 40.00 \text{ cm}$ Altura de la viga

$d = 36.00 \text{ cm}$ Peralte efectivo

Acero de refuerzo

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del acero

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del acero

$A_{s'} = 6.45 \text{ cm}$ Acero superior

$A_s = 3.87 \text{ cm}$ Acero inferior

2) FIBRA DE CARBONO (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Modelo S512

Especificaciones

$\epsilon(f_u)^* = 1.01\%$ Elongación a la rotura

$f(f_u)^* = 0.662 \text{ N/mm}^2$ Resistencia a la tracción

$E_f = 51.724 \text{ N/mm}^2$ Módulo de elasticidad

$T_f = 0.508 \text{ mm}$ Espesor por capa de FRP

$b_f = 250 \text{ mm}$ Ancho de la capa de FRP

$A_f = 1.27 \text{ cm}^2$ Área del refuerzo FRP

$N = 1$ Número de capa FRP

$CE = 0.95 \text{ cm}$

$d_f = 30.60 \text{ cm}$

3) ANÁLISIS

- Cortante para concreto

$$V_c = 6609 \text{ kgf}$$

- Cortante para acero

$$V_s = 6842 \text{ kgf}$$

- Cortante último resistente

$$V_n = \emptyset(V_s + V_c) = 10.08 \text{ tonf}$$

$$Le \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} = 63.68$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} = 3.92$$

- Para refuerzos en U

$$k2 = \frac{df - le}{df} = -1.08$$

$$kv = \frac{(k1 k2 Le)}{11900 * \epsilon fu} = -2.355404408$$

$$\epsilon fe = 0.004$$

$$ffe = \epsilon fe * Ef = 2068.96$$

$$vf = \frac{Afv * ffe * (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) * df}{Wf} = 6432.313882 \text{ kg}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$\psi = 0.85$$

$$Vu = \phi (Vc + Vs + \psi * Vf) = 14.17 \text{ tonf}$$

Con los factores mencionados se obtiene la siguiente expresión como resultado:

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$14.17 \text{ tonf} \geq 10.46 \text{ tonf} \quad \text{CUMPLE}$$

Tabla 42

Resultado de cortante con CFRP

VS - 100 - Eje Principal 3 - Tramo C-D		
VS que fallan en los extremos	Vu (máximo) (tonf)	ϕVn con CFRP (tonf)
100	10.49	14.17

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.1.2 Diseño en VP - 100

- **Flexión**

De igual manera se realizó la verificación de la resistencia nominal a flexión de la VP - 100 y se concluyó que necesita ser reforzada. A continuación, se explicará el

diseño para la lámina de CFRP que se debe obtener para cumplir con las solicitaciones requeridas.

CÁLCULO POR FLEXIÓN DE VIGA REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO - VP 100 (0.30m x 0.60m)

1) VIGA EXISTENTE (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Concreto

$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a la compresión del concreto

$E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del concreto

Sección

$b = 30.00 \text{ cm}$ Base de la viga

$h = 60.00 \text{ cm}$ Altura de la viga

$d = 56.00 \text{ cm}$ Peralte efectivo

Acero de refuerzo

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del acero

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del acero

$A_{s'} = 16.52 \text{ cm}$ Acero superior

$A_s = 8.52 \text{ cm}$ Acero inferior

2) FIBRA DE CARBONO (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Modelo S1214

Especificaciones

$\epsilon(f_u)^* = 1.20\%$ Elongación a la rotura

$f(f_u)^* = 2.40 \text{ N/mm}^2$ Resistencia a la tracción

$E_f = 210 \text{ N/mm}^2$ Módulo de elasticidad

Tf = 1.4 mm Espesor por capa de FRP

bf = 300 mm Ancho de la capa de FRP

Af = 8.40 cm² Área del refuerzo FRP

N = 2 Número de capa FRP

f(fu) = 2.28 N/mm²

CE = 0.95 cm

Longitud de desarrollo

$$ldf = \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'c}}} = 165.6502 \text{ cm}$$

3) CÁLCULO

a) Primera aproximación a la profundidad del eje neutro

Parámetros utilizados

$$\rho = 0.0050$$

$$ns = 9.20$$

$$Es = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ef = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 0.85$$

$$\beta = 0.85$$

$$C = 12.1349 \text{ (Proceso iterativo)}$$

Donde:

$$Ca_{cr} = d \cdot (\sqrt{(p \cdot ns)^2 + (2 \cdot p \cdot ns)} - (p \cdot ns)) = 14.6038 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot bw \cdot Ca_{cr}^3 + ns \cdot As \cdot (d - Ca_{cr})^2 = 165468.0456 \text{ cm}^4$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{Mi \cdot (h - c)}{Ec \cdot I_{cr}} = 0.0039 \text{ cm}$$

b) Deformación y esfuerzos últimos del refuerzo

Deformación última efectiva

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \cdot \left(\sqrt{\frac{n \cdot E_t \cdot t_f}{f'c}} \right) < 0.9 * \varepsilon_{fu} = 0.00347$$

Falla del FRP

$$\varepsilon_{cu} = \frac{(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot C}{h - c} = 0.00186$$

c) Determinación de deformación unitaria en estado último

- Acero en compresión

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c - d'}{c} = 0.00124$$

- Acero en tracción

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c} = 0.00672$$

- FRP

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{h - c}{c} - \varepsilon_{bi} = 0.00343$$

d) Cálculo de esfuerzos últimos

- Acero en compresión

$$f_{s'} = f_y, \text{ si } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_{sy}$$

$$f_{s'} = E_s \cdot \varepsilon'_s \text{ si } \varepsilon'_s < \varepsilon_{sy} = 2480.000$$

- Acero en tracción

$$f_s = f_y, \text{ si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} = 4200$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \text{ si } \varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$$

- FRP

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_f = 7192.89$$

e) Cálculo resultante de fuerzas

- Compresión del concreto

$$C_c = \beta \cdot c \cdot \alpha \cdot f'c \cdot b = 55235.03$$

- Compresión en el acero
 $C's = f's'.As' = 40969.60$
- Tracción en el acero
 $Ts = fs.As = 35784.00$
- Tracción en el FRP
 $Tfe = ffe.Af = 60420.27$

f) Equilibrio de fuerzas

- $Cc + C's - Ts - Tfe = 0$
- $Cc + C's = 96204.63$
- $Ts + Tfe = 96204.27$

Diferencia no significativa por la cual el valor dado por "C" es correcto

4) CÁLCULO DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN EN CONDICIONES ÚLTIMAS

$$Mns = As . fs \left(d - \frac{\beta . c}{2} \right) = 18.19$$

$$Mns' = As' . fs' \left(\frac{\beta . c}{2} - d' \right) = 4.74$$

$$\psi f . Mn f = \psi f . Af . ffe . \left(h - \frac{\beta . c}{2} \right) = 28.16$$

$$\Phi Mn = \Phi (Mns + Mns' + \psi f . Mn f) = 45.98$$

Finalmente se presenta un cuadro resumen:

Tabla 43

Resultados del reforzamiento a flexión con CFRP

VP - 100 - Eje Principal H - Tramo 1-3			
M (Ton.m)	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (-) (ton.m)	30.27	0	22.15
Mu (+) (ton.m)	0	14.51	0
$\Phi Mn (-)$ (ton.m)	45.98	18.78	45.98
$\Phi Mn (+)$ (ton.m)	16.34	28.49	16.34

Fuente: Elaboración Propia

- **Cortante**

A continuación, se comenzara a realizar el nuevo diseño para que las vigas que estan fallando por corte puedan cumplir con el requerimiento es cual es:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (59)$$

Para el diseño de FRP en cortante se le agrega un factor más al cálculo del cortante nominal (V_n).

$$V_n = \phi(V_c + V_s + \psi V_f) \quad (60)$$

Para el diseño de la VP - 100 se utilizará el mismo procedimiento con el que se realizó el diseño en la VS - 100.

Después de realizar las distintas ecuaciones de diseño, las condiciones que llevan a cumplir a la viga por cortante son:

- # de capas: 1
- Df: 47.60 cm
- tf = 1.2mm
- Sf = 5cm

CÁLCULO POR CORTANTE DE VIGA REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO - VP 100 (0.30m x 0.60m)

1) VIGA EXISTENTE (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Concreto

$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia a la compresión del concreto

$E_c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del concreto

Sección

$b = 30.00 \text{ cm}$ Base de la viga

$h = 60.00 \text{ cm}$ Altura de la viga

$d = 56.00 \text{ cm}$ Peralte efectivo

Acero de refuerzo

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del acero

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del acero

$A_{s'} = 16.52 \text{ cm}$ Acero superior

$A_s = 8.52 \text{ cm}$ Acero inferior

2) FIBRA DE CARBONO (GEOMETRÍA Y PROPIEDADES)

Modelo S512

Especificaciones

$\epsilon(f_u)^* = 1.01\%$ Elongación a la rotura

$f(f_u)^* = 0.662 \text{ N/mm}^2$ Resistencia a la tracción

$E_f = 51.724 \text{ N/mm}^2$ Módulo de elasticidad

$T_f = 1.20 \text{ mm}$ Espesor por capa de FRP

$b_f = 300 \text{ mm}$ Ancho de la capa de FRP

$A_f = 3.60 \text{ cm}^2$ Área del refuerzo FRP

$N = 1$ Número de capa FRP

$CE = 0.95 \text{ cm}$

$d_f = 47.60 \text{ cm}$

3) ANÁLISIS

- Cortante para concreto

$$V_c = 12465 \text{ kgf}$$

- Cortante para acero

$$V_s = 16132 \text{ kgf}$$

- Cortante último resistente

$$Vn = \emptyset(Vs + Vc) = 21.44 \text{ tonf}$$

$$Le \frac{23300}{(nf \text{ } tf \text{ } Ef)^{0.58}} = 63.68$$

$$k1 = \left(\frac{f'c}{27}\right)^{2/3} = 3.92$$

- Para refuerzos en U

$$k2 = \frac{df - le}{df} = -0.3378$$

$$kv = \frac{(k1 \text{ } k2 \text{ } Le)}{11900 * \epsilon fu} = -0.736718156$$

$$\epsilon fe = 0.004$$

$$ffe = \epsilon fe * Ef = 2068.96$$

$$vf = \frac{Afv * ffe * (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) * df}{Wf} = 11817.899 \text{ kg}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$\psi = 0.85$$

$$Vu = \phi (Vc + Vs + \psi * Vf) = 28.97 \text{ tonf}$$

Con los factores mencionados se obtiene la siguiente expresión como resultado:

$$\emptyset Vn \geq Vu$$

$$28.97 \text{ tonf} \geq 21.82 \text{ tonf} \quad \text{CUMPLE}$$

Tabla 44

Resultados de cortante con CFRP

VP - 100 - Eje Principal H - Tramo 1-3		
VP que fallan en los extremos	Vu (máximo) (tonf)	Φ Vn con CFRP (tonf)
100	21.82	28.97

Fuente: Elaboración Propia

Anexo 5: Proceso de aplicación del CFRP

En este trabajo se trata de una estructura de pocos pisos, se trata el refuerzo en elementos estructurales tales como el refuerzo de vigas con láminas de fibras de carbono.

1) Reforzamiento de vigas con fibras de carbono

Al aplicarse en vigas, el sistema FRP incrementa sensitivamente la capacidad de resistencia a la flexión y al corte en estos elementos. La resistencia adicional es tal, que una viga agrietada por las cargas a las que ha sido sometida, reforzada de extremo a extremo posteriormente con este sistema, puede llegar a superar su capacidad de carga adicional.

Al aplicar este sistema FRP en la cara del fondo de la viga, en su longitud incrementamos su resistencia a la flexión, controlando mejor su deflexión, mientras que si se aplica en las caras laterales incrementamos su resistencia al corte.

Proceso constructivo

La colocación de las láminas de fibra de carbono deberá ser en la cara inferior del elemento a reforzar (vigas), este refuerzo se deberá colocar simétricamente en la sección y continuo en su longitud.

1. Preparación del soporte

Figura 29.

Reparación del elemento a reforzar viga



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

2. Preparación de las láminas de CFRP: Se deberá comprobar la longitud requerida de los laminados antes de ser cortado, estos deberán ser limpiados adecuadamente para garantizar una adecuada adherencia al elemento estructura.

Figura 30.

Medición del laminado requerido



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

Figura 31.

Limpieza del laminado



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

3. Se realizara las líneas de alineamiento de la lámina de CFRP

Figura 32.

Realización de líneas en zonas de colocación



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

4. Se procederá a realizar la preparación del adhesivo epóxico Sikadur 30, homogeneizando los componentes por separado, luego se mezclaran los componentes con una batidora eléctrica de bajas revoluciones por lo menos 3 minutos.

Figura 33.

Mezcla de los componentes a usar



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

Figura 34.

Uso de la mezcladora



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

5. Una vez obtenida la mezcla de adhesivo se aplicara una capa en el soporte y sobre el laminado, esto deberá realizar con la ayuda de la herramienta especifica.

Figura 35.

Colocación del adhesivo en el elemento estructural



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

Figura 36.

Colocación del adhesivo en el laminado



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

6. Para la aplicación de los laminados se deberá pasar un rodillo de goma haciendo presión sobre el laminado con el soporte, para así poder garantizar una mayor adherencia.

Figura 37.

Fijación del laminado



Fuente: (Rojas & Tito, 2018)

En caso de necesitar que el CFRP sea protegidos contra incendios para una mayor seguridad, se puede usar un mortero resistente al fuego como el Sikacrete-213F, el cual se puede usar para recubrir el CFRP y protegerlo contra incendios.

Anexo 6: Formato de evaluación del índice de vulnerabilidad

 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD FICHA DE EVALUACIÓN PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO		CLASE	ELEMENTO DE EVALUACIÓN
1	TIPO Y ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE	B	Completar y marcar según lo observado: Año de construcción mayor a 1997: <input checked="" type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Asesoría técnica: <input checked="" type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no
2	CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE	A	Marcar según lo observado: Estado de materiales: <input checked="" type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Malo Proceso constructivo: <input checked="" type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Malo
3	RESISTENCIA CONVENCIONAL	A	Especificar según lo observado en la estructura: N: Número de pisos: 02..... Ax: Área de muros en X (m ²): 102.912 m ² Ay: Área de muros en Y (m ²): 103.30 m ² h: Altura promedio de entrepiso (m): 2.78 m..... Ps: Peso del sistema resistente (ton/m ²): 463.860 ton/m ² Ac: Área de cubierta (m ²): 436.05 m ²
4	POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN	A	Marcar según lo observado: Presencia de sales <input type="checkbox"/> sí <input checked="" type="checkbox"/> no Presencia de filtraciones <input type="checkbox"/> sí <input checked="" type="checkbox"/> no
5	DIAFRAGMAS HORIZONTALES	A	Marcar según lo observado: Discontinuidades abruptas <input type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Buena conexión del diafragma <input checked="" type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Deflexión del diafragma <input type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no
6	CONFIGURACIÓN EN PLANTA	B	Especificar los siguientes parámetros: a: 9.20 m.....; b:..... L: 32.70 m.....
7	CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN	A	Especificar los siguientes parámetros: Presenta irregularidad en altura: <input type="checkbox"/> sí <input checked="" type="checkbox"/> no
8	DISTANCIAS MÁXIMA ENTRE COLUMNAS	A	Especificar: L(espaciamiento de columnas en metros): 4.55 m.....
9	TIPO DE CUBIERTA	B	Marcar según lo observado: Cubierta estable <input type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Conexión cubierta - elemento vertical <input type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Cubierta inestable de material liviano <input checked="" type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no Cubierta en malas condiciones <input type="checkbox"/> sí <input type="checkbox"/> no
10	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	A	Calificar con B(bueno), R(regular) y M(malo) según: Parapetos <input type="checkbox"/> B Tanques de agua <input type="checkbox"/> Balcones y volados <input type="checkbox"/>
11	ESTADO DE CONSERVACIÓN	B	Estructuras de concreto armado en: <input type="checkbox"/> Buen estado <input checked="" type="checkbox"/> Ligeramente dañado <input type="checkbox"/> Mal estado

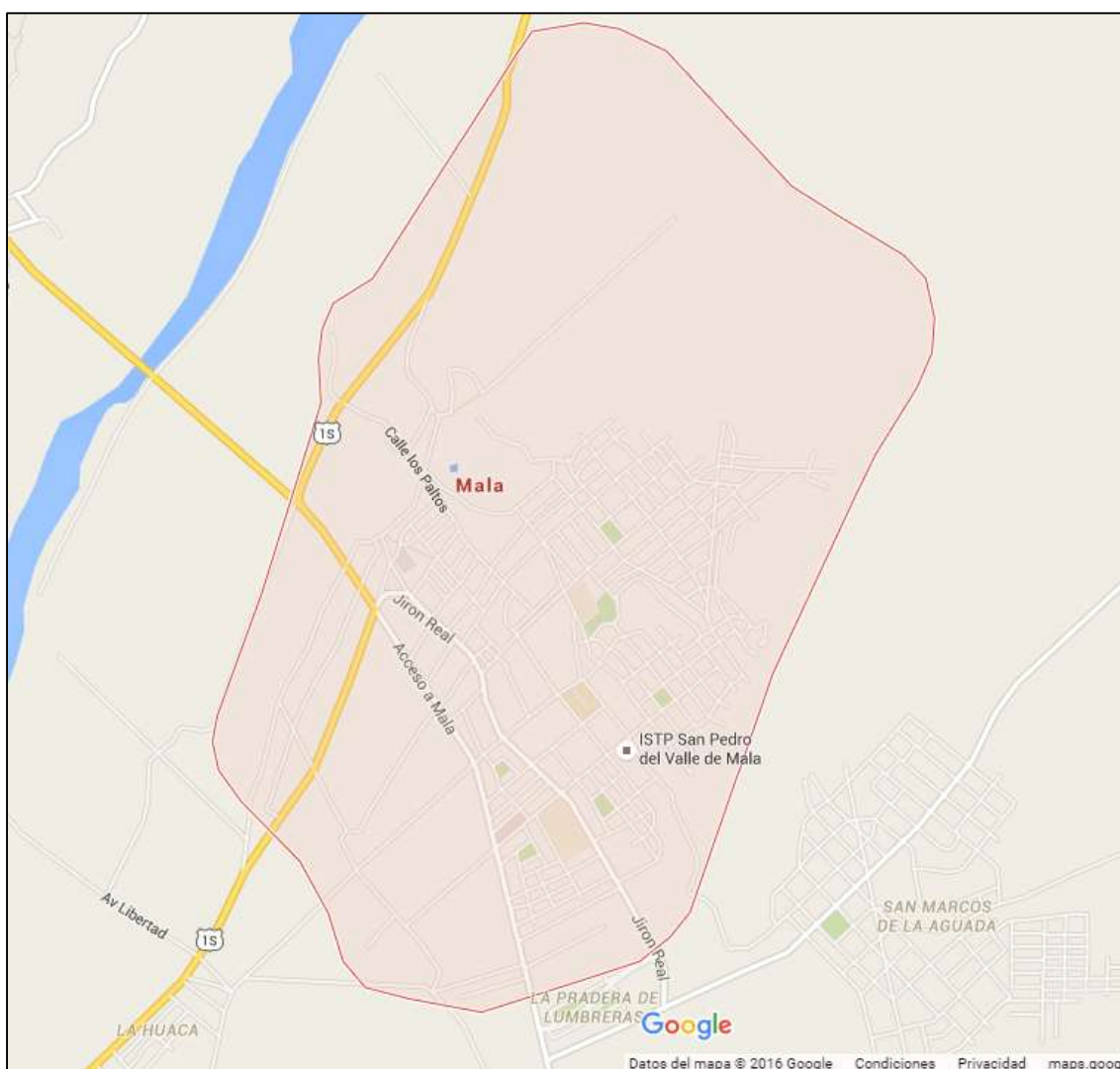
Anexo 7: Información de la Zonificación Sísmica - Geotectónica

Geotecnia: Para la ciudad de Mala se propone la siguiente Zonificación Sísmica - Geotécnica.

ZONA II: Considera las áreas de terreno conformado por estratos superficiales de suelos granulares finos y suelos arcillosos con espesores que varían entre 15 y 30 metros, subyaciendo a estos estratos se tiene grava. Los periodos predominantes del terreno son de 0.4 segundos, correspondiendo a suelos Tipo S2 de la norma sismorresistente peruana. La zona presenta suelos con capacidad portante de baja a media. (IGP, 2016).

Figura 38.

Ubicación de la zona de estudio



Fuente: Google Maps

A continuación se muestra el informe técnico sobre estudios de suelo realizado en el Valle de Mala, Provincia de Cañete, Departamento de Lima. (Vieljeux, 2016).

Tabla 45

Resumen de los ensayos estándar de clasificación de suelos

Calicata		C-1	C-2	C-3
Muestra		M-1	M-1	M-1
Profundidad (m)		0.00 - 3.00m	0.00 - 3.00m	0.00 - 0.40m
Granulometría (%)	Grava	34.8	38.1	2.7
	Arena	50.3	50.1	44.0
	Fino	14.9	11.7	53.3
Límites (%)	LL	-	-	28
	LP	NP	NP	25
	IP	NP	NP	3
Humedad natural (%)		6.10	6.69	1.96
Clasificación SUCS		SM	SW - SM	ML
Clasificación AASHTO		A-1-a	A-1-a	A-4
Índice de grupo		0	0	3
Nombre de Grupo		Arena limosa con grava	Arena bien gradada con limo y grava	Limo arenoso de baja plasticidad

Fuente: (Vieljeux, 2016)

Para la C-1 se ha utilizado los siguientes parámetros de resistencia, se recomienda para fines de cálculo de capacidad portante del suelo para una cimentación cuadrada $D_f = 1.20\text{m}$ y ancho de 1.00m es de 2.63 kg/cm^2 .

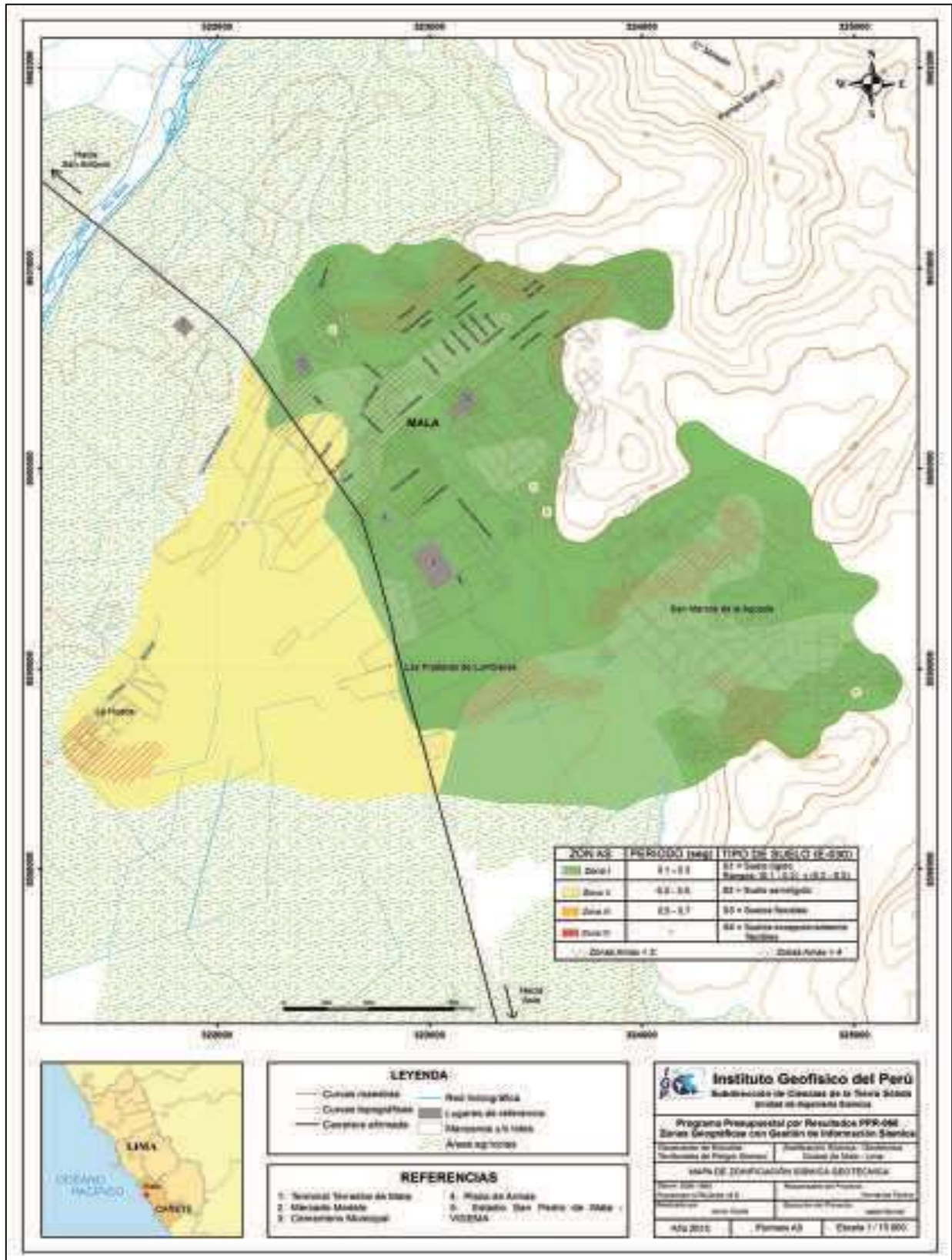
Cohesión (kg/cm^2) = 0,0

Ángulo de fricción $\phi = 30.7$

$Q_{adm} (\text{kg/cm}^2) = 2.63 \text{ kg/cm}^2$

Figura 39.

Mapa de zonificación sísmica - geotectónica



Fuente: (IGP, 2016)

Anexo 8: Autorización para la realización y difusión de resultados de la investigación

AUTORIZACIÓN PARA LA REALIZACIÓN Y DIFUSIÓN DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Por medio del presente documento, Yo JORGE I. QUISPE VALERIANO, identificado con DNI N° 10699303 y representante legal de I.E.S.T.P SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA autorizo a JOSE MANUEL DIAZ CHUMPITAZ identificado con DNI N° 70311432 a realizar la investigación titulada: “EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN PRINCIPAL EN EL INSTITUTO SAN PEDRO DE MALA, 2020” y a difundir los resultados de la investigación utilizando el nombre de I.E.S.T.P SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA.

Lima, 18 de junio de 2020

FIRMA



C.E. JORGE QUISPE VALERIANO
DIRECTOR GENERAL (e)
DNI n° 10699303

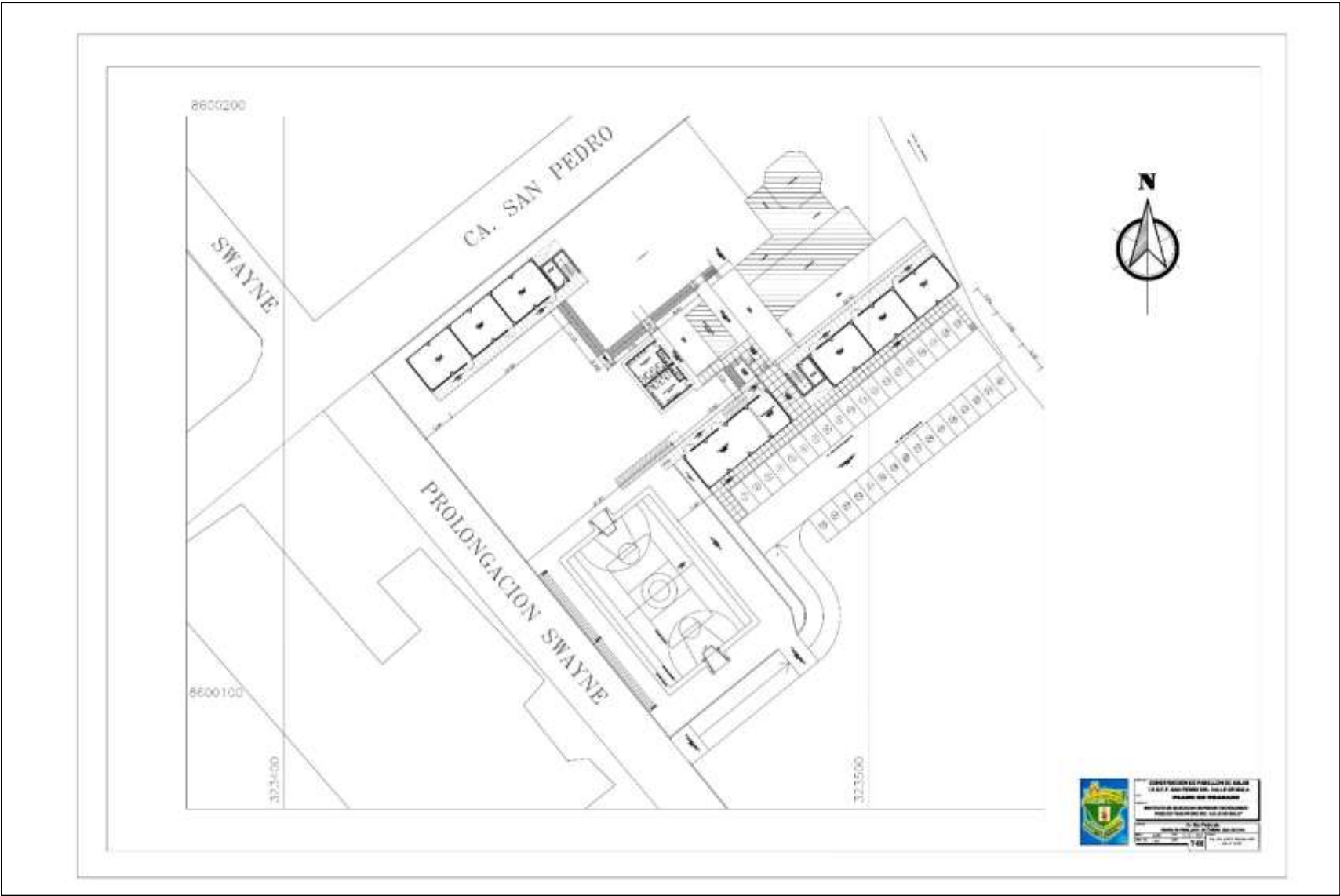
JORGE I. QUISPE VALERIANO

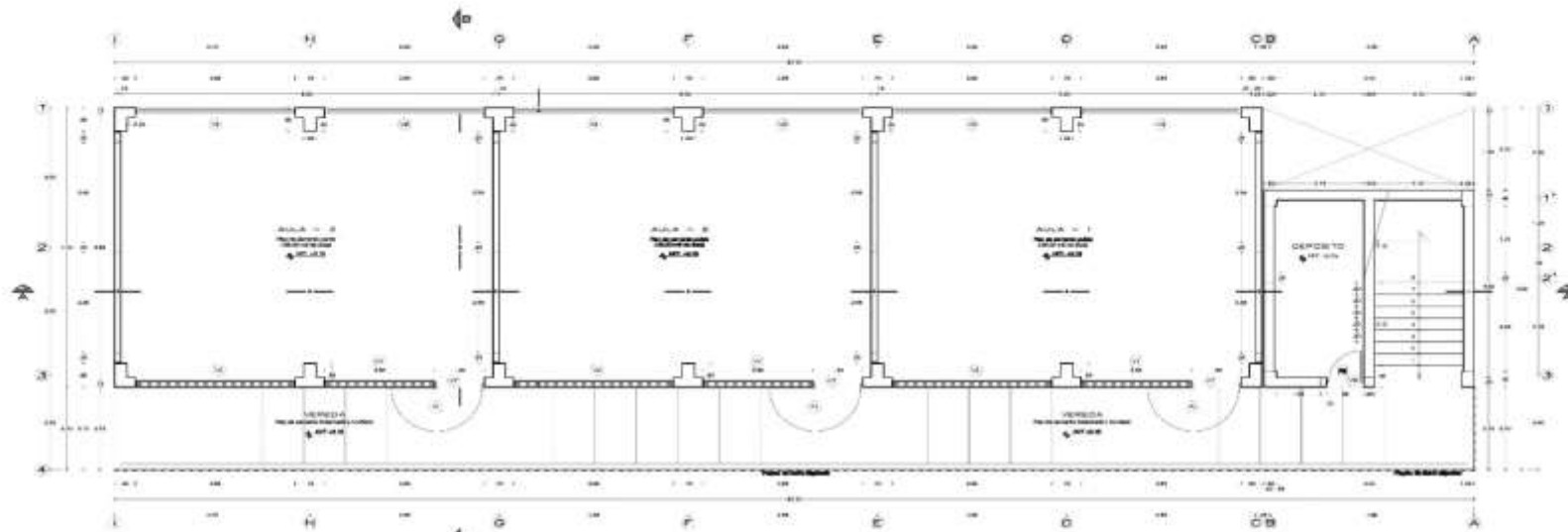
DNI N° 10699303

DIRECTOR GENERAL

I.E.S.T.P SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA

Anexo 9: Planos del pabellón principal del Instituto San Pedro de Mala





PRIMERA PLANTA

Esc. 1 : 50

CUADRO DE VANDOS - PUERTAS			
Nº	ANCHO	ALTO	REMARKS
15	1.20	2.05	— Puerta de madera aperturada
16	1.20	2.05	— Puerta de madera aperturada
18	1.20	2.05	— Puerta de madera aperturada, 2' triple

CUADRO DE VANDOS - VENTANAS			
Nº	ANCHO	ALTO	REMARKS
17	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
18	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
19	3.00	1.20	1.25 Ventana de madera con vidrios de seguridad
14	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
20	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
16	3.00	1.80	1.25 Ventana de madera con vidrios de seguridad
17	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
18	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
19	3.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
113	1.80	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad
111	2.00	0.875	2.00 Ventana de madera con vidrios de seguridad

CONSIDERACIONES GENERALES

LOS PISOS DE LAS AULAS SERÁN DE CONCRETO PULIDO BRILLANTE Y COLUMENADO CON LERE ANCHOS DE 15 CM. SE TENDRÁN LAS VENTANAS EN PUERTAS DE CONCRETO PULIDO Y BRILLANTE. EN TODAS LAS JUNTAS ENTRE ELLOS SE USARÁN SOLUCIONES TERNOCOR.

LOS PASOS DE CONCRETO DE LAS HERRAJES SERÁN DE 3" X 4" X 30 CM. CON CONCRETO DE P. C. 140 LBOS. Y JUNTAS ASFÁLTICAS 2" X 1".

TODAS LAS VENTANAS IRÁN CON PUNTOS A LAS VENTANAS Y PASADIZOS DE DIFUSIÓN PREVENTIVA PARA DE SEGURIDAD.

TODA LA CERRAJERIA METÁLICA PRESENTARÁ UN GRABADO EN ALUMINIO Y ACABADO DE BRONCE DE COLORES.

CONSIDERACIONES GENERALES

LOS MUEBLES PRESENTARÁN HOMOGENEO EN COLORES DE MADERA DE ORO.

TODAS LAS PUERTAS DE LAS AULAS SERÁN DE MADERA DE ORO ANILAS.

EN TODA LA CERRAJERIA SE USARÁ DE HERRAJES DE ORO.

EL CONTORNADO SERÁ PULIDO CON BRILANTE SUETIDO.

LA CERRAJERIA EXTERIOR SERÁ DE TIPO PUNTO O BARRA DE ORO.

SE COLOCARÁN JALISCONES DE 1" EN CADA HERRAJE DE PUERTA.

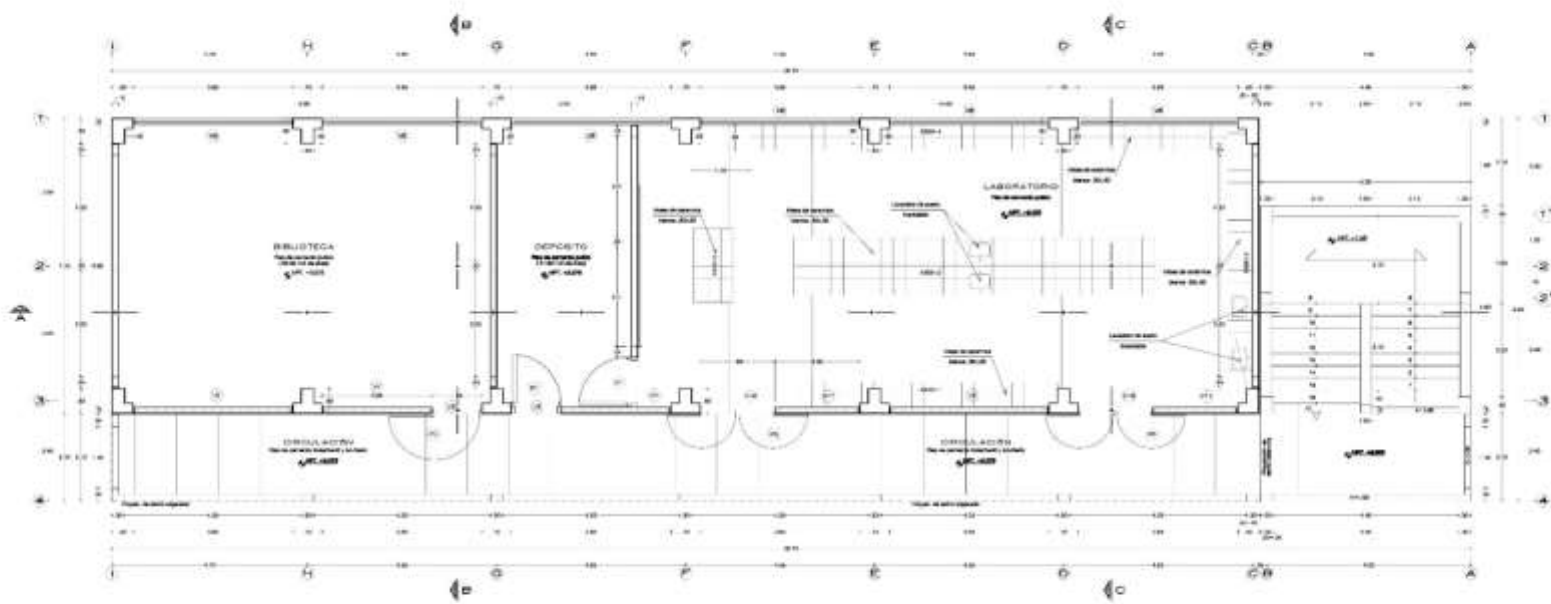
LOS BARRIOS EN PUERTAS SERÁN CAPUCHINES BRONCE DE 3" X 3" X 3" EN ALMIRANTE PRECISO DEBIL CON PUNTO DE BARRA DE ORO EN SU CERRAJERIA EN EL PLANO DE 18" POR HERRAJE DE PUERTA.

TODA INFORMACIÓN SERÁ COMPLEMENTADA EN LAS CONDICIONES TÉCNICAS Y MEMORIA DESCRIPCIÓN.



CONSTRUCCION DE PABELLON DE 03 AULAS LABORATORIO Y BIBLIOTECA
I.E.S.T.P. SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA
ARQUITECTURA - 1ra PLANTA
INSTITUTO EDUCACION SUPERIOR TECNOLÓGICO PUEBLO "SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA"

Ar. San Pedro s/n.
 Calle de Mala, prov. de Cañete, disto de Lima
 1994 1.000 1994 1994
 1994 1.000 1994 1994
A-01



SEGUNDA PLANTA
Eto. 1 / 50

CUADRO DE VAINOS - PUERTAS

TIPO	CANT.	ANCHO ALTO	ALUMBR.	OBSERVACIONES
P1	8	1.20 2.00	—	Puerta de madera acabada
P2	1	0.80 2.00	—	Puerta de madera acabada
P3	8	1.80 2.00	—	Puerta de madera acabada, 21000

CUADRO DE VAINOS - VENTANAS

TIPO	CANT.	ANCHO ALTO	ALUMBR.	OBSERVACIONES
V1	8	0.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V2	8	0.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V3	8	0.80 1.30	1.275	Ventana de madera con celofán de seguridad
V4	8	0.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V5	8	0.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V6	8	0.80 1.30	1.275	Ventana de madera con celofán de seguridad
V7	8	1.20 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V8	8	1.20 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V9	1	0.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V10	8	1.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad
V11	8	0.80 0.875	0.00	Ventana de madera con celofán de seguridad

CONSIDERACIONES GENERALES

LOS PISOS DE LAS ALAS SERÁN DE CEMENTO PULIDO BRANCO Y COLOREADO CON COBRE AMARILLO.

EL PISO DE TODAS LAS VENTANAS EXTENDIDAS SERÁN DE CEMENTO PULIDO Y BRANCO.

ENTRE LAS ALAS ENTRE EL DUEÑO DE TECNOLOGIA INGENIERIA.

LOS PISOS DE COBRE DE LAS VENTANAS SERÁN DE 2.5 CM. DE CEMENTO DE 1" O 1.50 CM. DE 1" JACAS ABREYADA DE 1"

TODAS LAS VENTANAS ALTAS CORRIENTE A LAS VENTANAS Y PASADIZOS DE CIRCULACION PRESENTARÁN REJES DE BARRIDO.

TODA LA CIMENTACION METALICA PRESENTARÁ UNA BASE DE ZINCADO Y 10 CM. DE BARRIDO Y ADOSADO DE BARRILETE DE COLOCH NEGRO.

CONSIDERACIONES GENERALES

LAS VENTANAS PRESENTARÁN AGUJONES EN CIMENTACION DE MADERA DE CEÑO.

TODAS LAS PUERTAS DE LAS ALAS PUEDAN SER DE MADERA DE COENO ANILASADO.

EN TODA LA CIMENTACION DE MADERA DE PUERTAS O DE 80 CM. DE 1"

EL CONTRAVAZO O BARRIDO PREVIADO CON BARRILETE BRANCO DE 2.5 CM. DE CEMENTO DE 1" O 1.50 CM. DE 1" JACAS ABREYADA DE 1"

LA CIMENTACION EXTERIOR SERÁN DE TIPO FORTE O BARRIL DE 80 CM. DE 1"

SE DOBLOQUEARÁN LAS ALAS DE 4" EN CADA VENTANA DE PUERTA.

LAS BRUNDAJES EN PUERTAS SERÁN CON UNOS DE 200 DE 3.0" x 3.0" ALUMBRACIONES REJES DOBLE CON PASADIZO BRANCO DEL TIPO 800 O 800 CM. EN EL CUADRO DE PUERTAS.

TODA INFORMACION COMPLEMENTARIA EN LAS OBSERVACIONES TÉCNICAS Y MEMORIA DESCRIPTIVA.



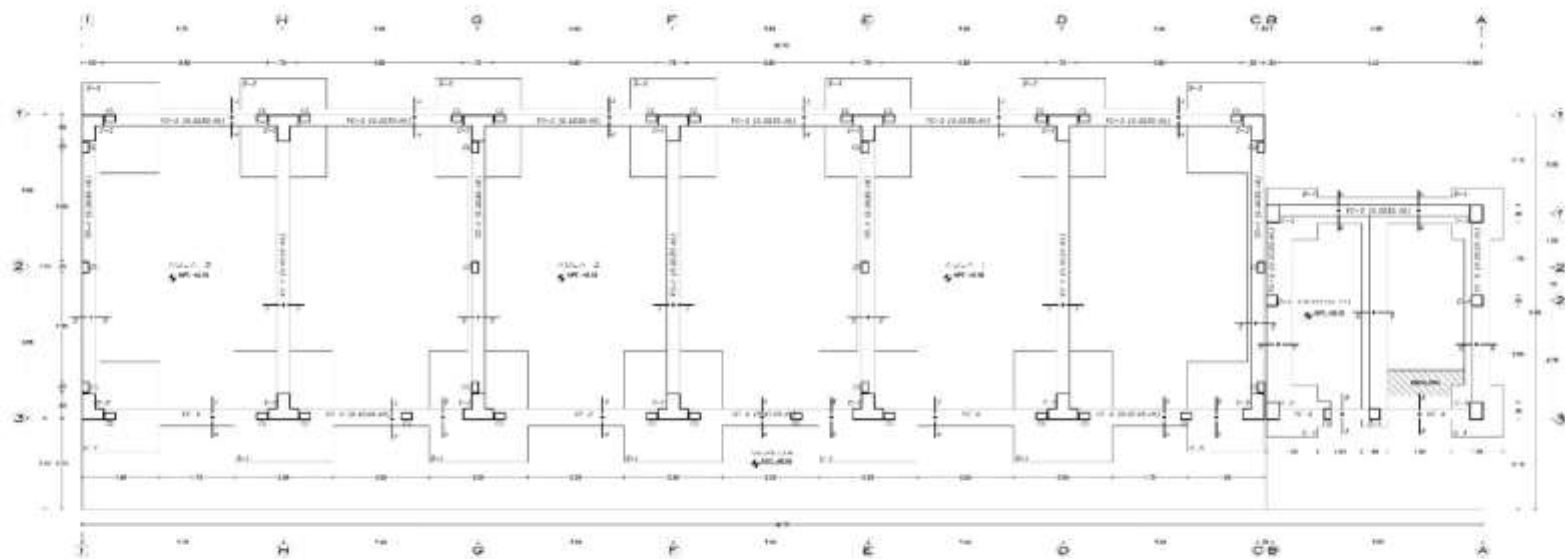
**CONSTRUCCION DE PABELLON DE 03 AULAS
LABORATORIO Y BIBLIOTECA
I.E.S.T.P. SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA
ARQUITECTURA - 2da PLANTA**

INSTITUTO DE EDUCACION SUPERIOR TECNOLÓGICO PÚBLICO "SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA"

Ar. San Pedro alh.
dpto de Mala, prov. de Cañete, dpto de Lima

Escala: 1/50
Fecha: Octubre 2011

Hoja: 02 de 02
A-02



CIMENTACIÓN

Wm. 1 : 50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:
Columnas: 1:2:0.4 + 20 % P.O. (Mín. 12)
Beambidas: 1:3:0.4 + 20 % P.O. (Mín. 12)
Palo pte: 1:2:0.4

CONCRETO VIBRADO:
Columnas y Vigas: 1:2:0.4
Vigas, Columnas, Losas Aligeradas: 1:2:0.4
Columnas y Vigas de armario: 1:2:0.4

REFUERZO:
En general: 1/4" - 500 kg/m³ (según especificaciones)
TRINCHOS:
Resistencia mínima: = 1.20 kg/cm²
Según detalle de detalles: a 1.00 m. de altura

CAJAS:
CAJAS ALIGERAS:
Losas aligeradas (10-20 cm): 1:0.4 + 20 kg/m³
Armadura: 1:0.4 + 20 kg/m³
Tejados: 1:0.4 + 150 kg/m³
CAJAS VIGAS: 1:0.4 + 150 kg/m³
Columnas y Vigas: 1:0.4 + 150 kg/m³
Columnas y Vigas: 1:0.4 + 150 kg/m³
Armas: 1:0.4 + 150 kg/m³

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

RECOMENDACIONES:
Columnas y Vigas: 1:2:0.4
Columnas y Vigas: 1:2:0.4
Columnas y Vigas: 1:2:0.4
Losas Aligeradas y tejados: 1:2:0.4

REQUISITOS:
 El acero para reforzar será A-41 (30%); 18% de la distribución con máx. 20% al ligero

PARAMETROS DE DISEÑO:
 Z = 0.45 D = 1.50 D = 2.0 D = 1.2

NOTAS:
 Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas Técnicas
 General Armas E-060, Normas de Diseño Sismorresistente
 E-060, A.C. 2000, NORMAS-TIENDAS VERSION 04.

RECOMENDACIONES:
 El cemento a utilizar en la preparación del concreto será PORTLAND (PC), para todos los elementos estructurales serán: vigas, columnas, losas aligeradas, columnas, beambidas, columnas y vigas.
 El tipo de acero de refuerzo deberá ser 1/4" de 50 kg.

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	COLUMNA 0-1	COLUMNA 0-2	COLUMNA 0-3	COLUMNA 0-4	COLUMNA 0-5
SECCION	4.00x4.00	4.00x4.00	3.00x3.00	3.00x3.00	3.00x3.00
REINAZO	18 Ø 16	14 Ø 16	12 Ø 16 + 2 Ø 12	12 Ø 16	12 Ø 16
ESTRIBOS	2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, No. Ø 12	2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, No. Ø 12	1 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, No. Ø 12	1 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, No. Ø 12	1 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, 2 Ø 16, No. Ø 12
DETALLE					



**CONSTRUCCION DE PABELLON DE 03 AULAS
 LABORATORIO Y BIBLIOTECA
 I.E.S.T.P. SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA
 INFRAESTRUCTURA - CIMENTACION**

**INSTITUTO DE EDUCACION SUPERIOR TECNOLÓGICO
 PÚBLICO "SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA"**

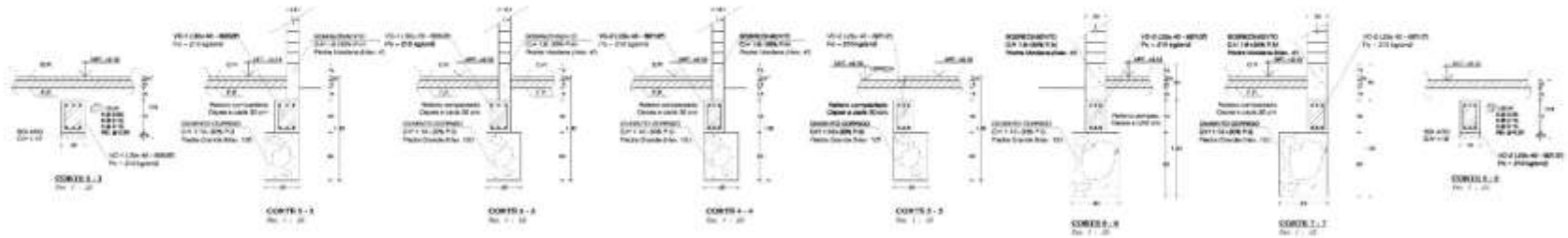
Av. San Pedro s/n.
 distrito de Mala, prov. de Cañete, dpto de Lima

1999 1/01 004 0000 2011 0000

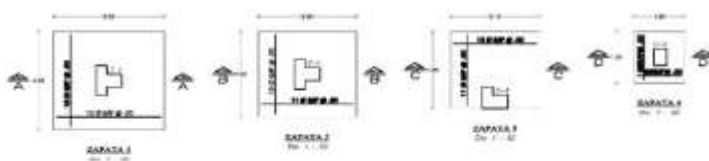
1999 1/01 004 0000 2011 0000

E-01

DETALLE DE CIMIENTO



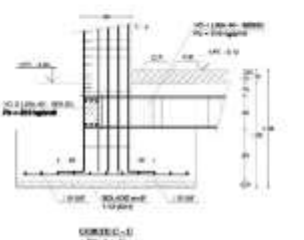
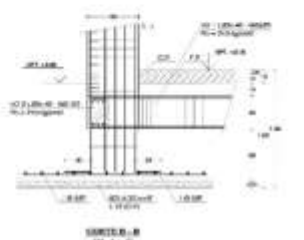
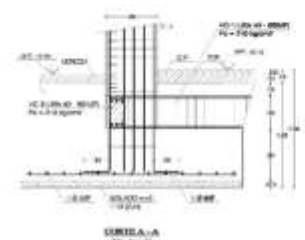
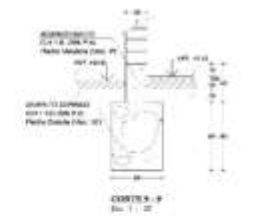
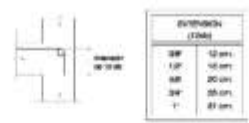
DETALLE DE ZAPATAS



DET. DE DOBLADO DE BASTIDO



LONGITUD DE ANCLAJE



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE

- Grado de resistencia: f'c = 20 MPa (200 kg/cm²)
- Admixtura: 1.0 litro/m³ de agua

CONCRETO ARMADO

- Grado de resistencia: f'c = 25 MPa (250 kg/cm²)
- Admixtura: 1.0 litro/m³ de agua

REFUERZO

- Grado de resistencia: fy = 420 MPa (4200 kg/cm²)
- Tipos: #10, #12, #14, #16, #18, #20
- Resistencia a la tracción: 1.0 MPa
- Resistencia a la compresión: 1.0 MPa

ACEROS

- Acero #10: 200 kg/m³
- Acero #12: 200 kg/m³
- Acero #14: 150 kg/m³
- Acero #16: 150 kg/m³
- Acero #18: 150 kg/m³
- Acero #20: 150 kg/m³

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACEROS

- Acero #10: 200 kg/m³
- Acero #12: 200 kg/m³
- Acero #14: 150 kg/m³
- Acero #16: 150 kg/m³
- Acero #18: 150 kg/m³
- Acero #20: 150 kg/m³

REQUISITOS

- El acero para barras debe ser E-60 (ASTM A615).
- El acero para barras debe ser E-60 (ASTM A615).

REQUISITOS DE DISEÑO

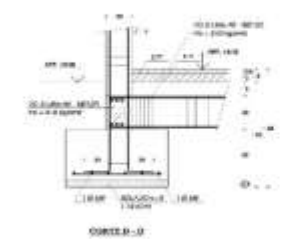
- φ = 0.90
- φ = 0.90
- φ = 0.90

REQUISITOS DE MATERIALES

- Requisitos de Materiales: Normas Técnicas
- Grado de Resistencia: 2.00, Normas de Diseño: Normas Técnicas
- Grado de Resistencia: 2.00, Normas de Diseño: Normas Técnicas

ACEROS

- El acero a utilizar en la preparación de concreto debe ser E-60 (ASTM A615).
- El acero a utilizar en la preparación de concreto debe ser E-60 (ASTM A615).



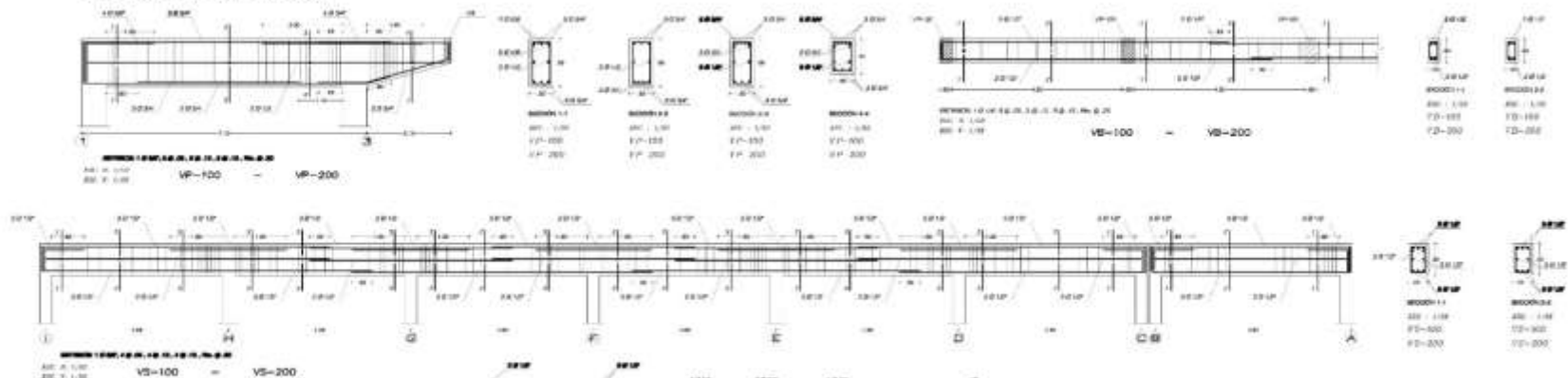
CUADRO DE COLUMNAS

NO.	COLUMNA C-1	COLUMNA C-2	COLUMNA C-3	COLUMNA C-4	COLUMNA C-5
SECCION	A y B	A y B	A y B	A y B	A y B
REFUERZO	10 #10	10 #10	10 #10	10 #10	10 #10
GEOMETRIA	0.30 x 0.30	0.30 x 0.30	0.30 x 0.30	0.30 x 0.30	0.30 x 0.30



CONSTRUCCION DE PABELLON DE 03 AULAS LABORATORIO Y BIBLIOTECA
LE.S.T.P. SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA
DETALLE DE ZAPATA Y CIMENTOS
INSTITUTO DE EDUCACION SUPERIOR TECNOLÓGICO PÚBLICO "SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA"
 Av. San Pedro s/n.
 distrito de Mala, prov. de Cañete, dpto de Lima
 2011
 2011
 Ing. José Antonio Rodríguez
E-02

DETALLE DE VIGAS



DETALLE AISLAMIENTO TERMO - PORTICO



NOTA:
 Este detalle debe ser construido tal como se muestra. No se permite la modificación de los materiales ni de las dimensiones. En caso de ser necesario, se debe consultar con el ingeniero responsable del proyecto. Este detalle debe ser construido tal como se muestra. No se permite la modificación de los materiales ni de las dimensiones. En caso de ser necesario, se debe consultar con el ingeniero responsable del proyecto.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO
 Densidad nominal: 1.70 (24 + 8) P.C. (Seg. 105)
 Modulo de elasticidad: 1.8 (24 + 8) x 10⁴ Kg./cm²
 Falso peso: 1.42 Gm

CONCRETO ARMADO
 Zapatas y Vigas Concreción: 17-210 Agnol
 Vigas, Columnas, Losas Aligeras: 17-210 Agnol
 Columnas y Vigas de anclaje: 17-210 Agnol

REBARROS
 En general: 17-400 Agnol para todo el proyecto
 Resistencia nominal: 4.80 Agnol
 (Segun Placote de Enlace) 4.7 (24 + 8) Agnol

BARROS
 CARGA MUERTA: 17-210 Agnol
 Losa aligerada 17-210 Agnol
 Alacabas: 17-210 Agnol
 Telescopio: 17-210 Agnol
 CARGA VIVA: 17-210 Agnol
 Carga en Hileras: 17-210 Agnol
 Columnas y Zapatas: 17-210 Agnol
 Anclas: 17-210 Agnol

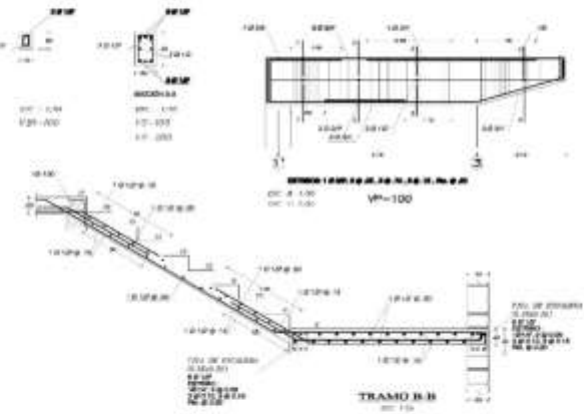
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACABADOS
 Zapatas y Vigas Concreción: 17-210 Agnol
 Columnas y Vigas: 17-210 Agnol
 Columnas y Vigas: 17-210 Agnol
 Losas Aligeradas y Telescopio: 17-210 Agnol

TABLEROS
 El tablero debe ser construido tal como se muestra. No se permite la modificación de los materiales ni de las dimensiones.

PARQUETES DE DRENAJE
 2 x 30 x 30 x 10 mm D = 30 x 30 x 10

ISOLACION
 Revestimiento de estribos, formas fibrosas
 Densidad nominal: 0.050, espesor de 100 mm
 E-800, A-CI 800, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000

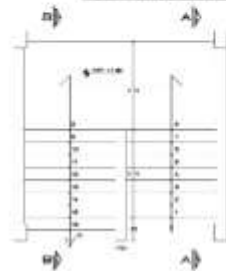


DET. DE DOBLADO DE ESTRIBO



LONGITUD DE ANCLAJE

CONDICIÓN	LONGITUD (cm)
1	12 cm
2	15 cm
3	20 cm
4	25 cm
5	30 cm



DETALLE DE EMPALMES



CONDICIÓN	LONGITUD (cm)
1	12 cm
2	15 cm
3	20 cm
4	25 cm
5	30 cm



CONSTRUCCION DE PABELLON DE 03 AULAS LABORATORIO Y BIBLIOTECA
L.E.S.T.P. SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA
DETALLE DE VIGAS - ESCALERA
INSTITUTO DE EDUCACION SUPERIOR TECNOLÓGICO PÚBLICO "SAN PEDRO DEL VALLE DE MALA"

Av. San Pedro s/n.
 Distrito de Mala, prov. de Cañete, Depto de Lima
 E-05

Anexo 10: Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente



PERU
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

Normativa de Construcción y Saneamiento

Dirección General de Estudios y Regulación en Construcción y Saneamiento

Dirección de Construcción

CAPÍTULO II PELIGRO SÍSMICO

Artículo 10.- Zonificación

10.1. El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo II contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.



FIGURA N° 1. ZONAS SÍSMICAS





- 10.2. A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Artículo 11.- Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

11.1. Microzonificación Sísmica

11.1.1. Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

11.1.2. Para los siguientes casos deben ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- a) Áreas de expansión de ciudades.
- b) Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

11.2. Estudios de Sitio

11.2.1. Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

11.2.2. Los estudios de sitio se realizan, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

11.2.3. No deben emplearse parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.





Artículo 12.- Condiciones Geotécnicas

12.1. Perfiles de Suelo

- 12.1.1. Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades se determinan para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 12.2.
- 12.1.2. Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.
- 12.1.3. Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más desfavorable.
- 12.1.4. Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a) Perfil Tipo S₀: Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones corresponden al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

b) Perfil Tipo S₁: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- b.1) Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- b.2) Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- b.3) Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.





c) Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- c.1) Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} , entre 15 y 50.
- c.2) Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d) Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- d.1) Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.
- d.2) Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- d.3) Cualquier perfil que no corresponda al tipo S₄ y que tenga más de 3m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P_f mayor que 20, contenido de humedad w mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

e) Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo es necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo.

Tabla N° 2
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		





12.2. Definición de los Perfiles de Suelo

Las expresiones de este numeral se aplican a los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice *i* se refiere a uno cualquiera de los *n* estratos con distintas características, *m* se refiere al número de estratos con suelos granulares y *k* al número de estratos con suelos cohesivos.

- a) **Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, \bar{V}_s**
La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determina con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

donde *d_i* es el espesor de cada uno de los *n* estratos y *V_{si}* es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

- b) **Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración, \bar{N}_{60}**
El valor \bar{N}_{60} se calcula considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

donde *d_i* es el espesor de cada uno de los *m* estratos con suelo granular y *N_{60i}* es el correspondiente valor corregido del SPT.

- c) **Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada, \bar{s}_u**
El valor \bar{s}_u se calcula considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{s}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{s_{ui}} \right)}$$

donde *d_i* es el espesor de cada uno de los *k* estratos con suelo cohesivo y *s_{ui}* es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).





12.3. Consideraciones Adicionales

12.3.1. En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

12.3.2. En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo es el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

Artículo 13.- Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo *S* y de los períodos *T_p* y *T_L* dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

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

	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



Artículo 14.- Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (*C*) por las siguientes expresiones:

$T < T_p \quad C = 2,5$

$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$

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

T es el período de acuerdo al numeral 28.4, concordado con el numeral 29.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.





FFCJ

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

Ministerio de Construcción y Saneamiento

Dirección General de Políticas y Programas en Construcción y Saneamiento

Dirección de Construcción

CAPÍTULO III CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

Artículo 15.- Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Cada estructura está clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usa según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar $U = 1$.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnan gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.





Artículo 16.- Sistemas Estructurales

16.1. Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente cumplen con lo previsto en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- a) **Pórticos.** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- b) **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.
- c) **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio.
- d) **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

16.2. Estructuras de Acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos:

- a) **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**
Estos pórticos proveen una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas son diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.
- b) **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**
Estos pórticos proveen una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- c) **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**
Estos pórticos proveen una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- d) **Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)**
Estos pórticos proveen una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.
- e) **Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)**
Estos pórticos proveen una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.





f) **Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)**

Estos pórticos proveen una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

16.3. Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o de albañilería armada.

16.4. Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

16.5. Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

Artículo 17.- Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta se proyecta empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 6 (*)
CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Artículo 18.- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R₀)

18.1. Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7.





- 18.2. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Exocéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

- 18.3. Para construcciones de tierra se remite a la Norma E.080 "Diseño y Construcción con Tierra Reforzada" del RNE. Este tipo de construcción no se recomienda en suelos S_3 , ni se permite en suelos S_4 .

Artículo 19.- Regularidad Estructural

- 19.1. Las estructuras se clasifican como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

- 19.2. **Estructuras Regulares** son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9. En estos casos, el factor I_s e I_p es igual a 1,0.

- 19.3. **Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

Artículo 20.- Factores de Irregularidad (I_s , I_p)

- 20.1. El factor I_s se determina como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis.

- 20.2. El factor I_p se determina como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

- 20.3. Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_s o I_p para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.



Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_r
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,60
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como Irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60





MTA

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

Departamento de Construcción y Saneamiento

División General de Política y Regulación en Construcción y Saneamiento

Dirección de Construcción

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_r
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90



Artículo 21.- Restricciones a la Irregularidad

21.1. Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a su categoría y la zona donde se ubique, la edificación se proyecta respetando las restricciones a la Irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones





PERU

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

Vice ministerio de Construcción y Saneamiento

Dirección General de Política y Regulación en Construcción y Saneamiento

Dirección de Construcción

A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

21.2. Sistemas de Transferencia

- 21.2.1. Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.
- 21.2.2. En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25% de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

Artículo 22.- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_s , I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 \cdot I_s \cdot I_p$$

Artículo 23.- Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

- 23.1. Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del capítulo II de esta Norma y, en la medida que sean aplicables, los requisitos del documento siguiente:

"Minimum Design Loads for Building and Other Structures", ASCE/SEI 7, vigente, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.

- 23.2. La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía se somete a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.





- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Artículo 27.- Procedimientos de Análisis Sísmico

- 27.1. e utiliza uno de los procedimientos siguientes:
 - a) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (artículo 28).
 - b) Análisis dinámico modal espectral (artículo 29).
- 27.2. El análisis se hace considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.
- 27.3. El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el artículo 30, puede usarse con fines de verificación, pero en ningún caso es exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los artículos 28 y 29.

Artículo 28.- Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

28.1. Generalidades

- 28.1.1. Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.
- 28.1.2. Pueden analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. En las otras zonas sísmicas puede emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares, según el artículo 19, de no más de 30 m de altura, y para las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.



28.2. Fuerza Cortante en la Base

- 28.2.1. La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

- 28.2.2. El valor de C/R no se considera menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$



28.3. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

- 28.3.1. Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$





$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

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

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

28.4. Período Fundamental de Vibración

28.4.1. El período fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ 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.

$C_T = 45$ 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.

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

28.4.2. Alternativamente puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restrigiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calculan suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de





estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

28.4.3. Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T se toma como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

28.5. Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supone que la fuerza en cada nivel (Fi) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y se considera además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplica un momento torsor accidental (Mi) que se calcula como:

Mi = ± Fi · ei

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (ei), se considera como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se consideran únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

28.6. Fuerzas Sísmicas Verticales

28.6.1. La fuerza sísmica vertical se considera como una fracción del peso igual a 2/3 Z · U · S.

28.6.2. En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requiere un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 29.2.

Artículo 29.- Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

29.1. Modos de Vibración

29.1.1. Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

29.1.2. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.





29.2. Aceleración Espectral

29.2.1. Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

29.2.2. Para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 14, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considera:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

29.3. Criterios de Combinación

29.3.1. Mediante los criterios de combinación que se indican, se puede obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

29.3.2. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) puede determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

29.3.3. Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas, los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{2/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

29.3.4. Alternativamente, la respuesta máxima puede estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$





29.4. Fuerza Cortante Mínima

- 29.4.1. Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.
- 29.4.2. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

29.5. Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considera mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso se considera el signo más desfavorable.

Artículo 30.- Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis dinámico tiempo - historia puede emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los artículos 28 y 29. En este tipo de análisis se utiliza un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

30.1. Registros de Aceleración

- 30.1.1. Para el análisis se usan como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales.
- 30.1.2. Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consiste en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración son obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se pueden usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.
- 30.1.3. Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambas componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre 0,2 T y 1,5 T (siendo T el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 29.2 con $R = 1$.
- 30.1.4. Para la generación de registros simulados se consideran los valores de C , definidos en el artículo 14, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considera:





$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right)$$

30.2. Modelo para el Análisis

- 30.2.1. El modelo matemático representa correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.
- 30.2.2. El comportamiento de los elementos es modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y toma en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.
- 30.2.3. La resistencia de los elementos es obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.
- 30.2.4. Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.
- 30.2.5. Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5% del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.
- 30.2.6. Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

30.3. Tratamiento de Resultados

- 30.3.1. En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evalúan a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso son evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.
- 30.3.2. Las distorsiones máximas de entrepiso no exceden de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 11.
- 30.3.3. Las deformaciones en los elementos no exceden de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30%.
- 30.3.4. Para verificar la resistencia de los elementos se dividen los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.





CAPÍTULO V REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Artículo 31.- Determinación de Desplazamientos Laterales

- 31.1. Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 *R* los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 *R* los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.
- 31.2. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de *C/R* indicados en el numeral 28.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 29.4.

Artículo 32.- Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo 31, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_w)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

Artículo 33.- Separación entre Edificios (*s*)

- 33.1. Toda estructura está separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima *s* para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.
- 33.2. Esta distancia no es menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:
 $s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$
Donde *h* es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar *s*.
- 33.3. El edificio se retira de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el artículo 31 ni menores que *s*/2 si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.
- 33.4. En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio se separa de la edificación existente el valor de *s*/2 que le corresponde más el valor *s*/2 de la estructura vecina.





Declaratoria de Originalidad del Autor / Autores

Yo (Nosotros), JOSE MANUEL DIAZ CHUMPITAZ estudiante(s) de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA y Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO, declaro (declaramos) bajo juramento que todos los datos e información que acompañan al Trabajo de Investigación / Tesis titulado: "EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN PRINCIPAL EN EL INSTITUTO SAN PEDRO DE MALA, 2020.", es de mi (nuestra) autoría, por lo tanto, declaro (declaramos) que el Tesis:

1. No ha sido plagiado ni total, ni parcialmente.
2. He (Hemos) mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicado ni presentado anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo (asumimos) la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Apellidos y Nombres del Autor	Firma
JOSE MANUEL DIAZ CHUMPITAZ DNI: 70311432 ORCID 0000-0001-7336-0873	Firmado digitalmente por: JDCHUMPI10 el 28 Jul 2020 10:09:18

Código documento Trilce: 41342