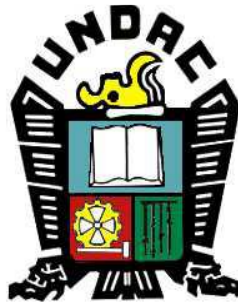


UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**Análisis estructural para determinar el estado de habitabilidad del
proyecto mejoramiento de los servicios de la Escuela de Post Grado de
la UNDAC**

Para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil.

Autor: Bach. Uver Nilton YALICO JARA

Asesor: Arq. José German RAMÍREZ MEDRANO

Cerro de Pasco – Perú – 2020

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**Análisis estructural para determinar el estado de habitabilidad del
proyecto mejoramiento de los servicios de la Escuela de Post Grado de
la UNDAC**

Sustentada y probada ante los miembros de jurados:

Mg Eusebio ROQUE HUAMAN

PRESIDENTE

Mg Luis Villar REQUIS CARBAJAL

MIEMBRO

Ing. Pedro YARASCA CÓRDOVA

MIEMBRO

DEDICATORIA

A mis padres quienes me dieron vida, educación, apoyo y consejos. A mis compañeros de estudio, a mis maestros y amigos, quienes sin su ayuda nunca hubiera podido hacer esta tesis. A todos ellos se los agradezco desde el fondo de mi alma. Para todos ellos hago esta dedicatoria.

RECONOCIMIENTO

A todo el plantel de docentes de la escuela de formación profesional de ingeniería, quienes me apoyaron y guiaron durante mi camino universitario.

RESUMEN

Los movimientos sísmicos no matan personas, las personas mueren por la construcción mal realizada, diseños inadecuados, procesos constructivos decadentes. en regiones de nuestro país, existe edificaciones públicas con muchos años de antigüedad, sin embargo, estas edificaciones no necesariamente pueden ser demolidas para iniciar con un nuevo proyecto, ya que a la fecha existen diversas formas de determinar si las estructuras aún pueden continuar en funcionamiento o no. actualmente las prácticas de construcción son de baja calidad donde los movimientos sísmicos podrían ser la causa principal del colapso de estas, en particular las de mampostería no reforzada, dejando como resultado decenas de usuarios accidentados u hasta un fatal fallecimiento, así como cientos de miles de desamparados y desplazados. La ubicación, mecanismo, magnitud, y movimiento del suelo son distintos en cada movimiento sísmico de la tierra, así como la respuesta de cada edificación a los distintos movimientos del suelo. Hasta las edificaciones que sobreviven a los eventos sísmicos podrían estar en riesgo de colapsar en un terremoto subsiguiente. Es por ello que evaluare estructuralmente el Pabellón de la escuela de Post Grado mediante normas vigentes que me ayudara a determinar la sostenibilidad del pabellón. Las vulnerabilidades existentes se identifican como deficiencias en el procedimiento de evaluación. A la fecha la UNDAC elaborará un estudio de inversión con la finalidad de realizar el expediente técnico del Proyecto de Post Grado sin embargo dentro del estudio de pre inversión se evidencia la solicitud de que la estructura debe de ser demolida, en tal sentido en este proyecto de investigación determinaremos si es factible o no mencionada demolición.

Palabras Claves: Demolición, Estructura, Análisis sísmico.

ABSTRACT

Seismic movements do not kill people, people die from poor construction, inadequate designs, decaying construction processes. In regions of our country, there are public buildings that are many years old, however, these buildings cannot necessarily be demolished to start a new project, since to date there are various ways to determine if the structures can still continue in operation or not. Currently, construction practices are of low quality where seismic movements could be the main cause of their collapse, particularly those of unreinforced masonry, leaving as a result dozens of users in accidents or even a fatal death, as well as hundreds of thousands of homeless and displaced. The location, mechanism, magnitude, and movement of the ground are different in each seismic movement of the earth, as well as the response of each building to the different movements of the ground. Even buildings that survive seismic events could be at risk of collapse in a subsequent earthquake. That is why I will structurally evaluate the Pavilion of the Postgraduate school through current regulations that will help me determine the sustainability of the pavilion. Existing vulnerabilities are identified as deficiencies in the assessment procedure. To date, the UNDAC will prepare an investment study in order to carry out the technical file of the Postgraduate Project, however within the pre-investment study the request that the structure must be demolished is evidenced, in this sense in this project Investigation will determine if demolition is feasible or not mentioned.

Keywords: Demolition, Structure, Seismic Analysis

INDICE

CONTENIDO

DEDICATORIA	I
RECONOCIMIENTO	II
RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
INDICE.....	V
INTRODUCCION.....	X
CAPÍTULO I	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. IDENTIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
<i>1.3.1. Problema Principal.....</i>	<i>3</i>
<i>1.3.2. Problemas Específicos</i>	<i>3</i>
1.4. OBJETIVOS.....	3
<i>1.4.1. Objetivos Generales</i>	<i>3</i>
<i>1.4.2. Objetivos Específicos</i>	<i>3</i>
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	4
CAPITULO II.....	5
MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO	5

2.2. BASES TEÓRICAS – CIENTÍFICAS.....	11
2.2.1. <i>Metodologías De Evaluación De Vulnerabilidad.....</i>	<i>15</i>
2.2.2. <i>Generalidades</i>	<i>16</i>
2.2.3. <i>Fenómenos geológicos.....</i>	<i>16</i>
2.2.3.1. <i>Sismos.....</i>	<i>16</i>
2.2.3.2. <i>Orígenes De Los Sismos</i>	<i>17</i>
2.2.3.3. <i>Característica De Los Movimientos Sísmicos.....</i>	<i>18</i>
2.2.4. <i>Deslizamiento por suelos inestables.....</i>	<i>20</i>
2.2.5. <i>Deslizamiento por saturación del suelo.....</i>	<i>20</i>
2.2.5.1. <i>Propiedades geotécnicas del suelo.....</i>	<i>20</i>
2.2.5.1.1. <i>Licuación.....</i>	<i>20</i>
2.2.5.1.2. <i>Suelo arcilloso.....</i>	<i>20</i>
2.2.5.1.3. <i>Talud inestable.....</i>	<i>21</i>
2.2.6. <i>Interacción suelo – estructura.....</i>	<i>21</i>
2.2.6.1. <i>Suelo – cimentación.....</i>	<i>23</i>
2.2.6.2. <i>Clasificación de las cimentaciones.....</i>	<i>23</i>
2.2.6.3. <i>Interacción inercial.....</i>	<i>24</i>
2.2.6.4. <i>Interacción cinemática.....</i>	<i>25</i>
2.2.6.5. <i>Análisis sísmico espectral.....</i>	<i>26</i>
2.2.7. <i>Diseño estructural.....</i>	<i>27</i>
2.2.8. <i>Descomposición del movimiento suelo – estructura.....</i>	<i>27</i>
2.2.9. <i>¿Por qué una Norma de Reparación?</i>	<i>28</i>
2.2.10. <i>Objetivos del ACI 562</i>	<i>29</i>
2.2.11. <i>ACI 562 – Norma para Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto (Contenido).....</i>	<i>30</i>

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BASICOS	30
2.3.1. <i>Procedimiento</i>	30
2.3.2. <i>Proceso</i>	30
2.3.3. <i>Normas</i>	31
2.3.4. <i>Normalización</i>	31
2.3.5. <i>Certificación</i>	31
2.3.6. <i>Proyecto de construcción</i>	31
2.3.7. <i>Ingeniería Estructural</i>	32
2.3.8. <i>Vulnerabilidad</i>	32
2.3.9. <i>Sismo</i>	32
2.3.10. <i>Sistema Nacional de Programación Multianual y Gestión de Inversiones INVIERTE.PE</i>	33
2.3.11. <i>5 novedades que trae el invierte.pe para la gestión de inversiones</i>	34
2.3.12. <i>Antecedentes de estrategia BIM PERU</i>	36
2.3.13. <i>¿Qué es BIM para invierte PE?</i>	36
2.3.14. <i>Ventajas del uso de BIM para InviertePE</i>	37
2.3.15. <i>BIM en el Mundo</i>	37
2.3.16. <i>BIM En Latinoamérica</i>	38
2.3.17. <i>BIM en el Perú</i>	38
2.3.18. <i>Objetivo del Plan BIM PERU</i>	38
2.3.19. <i>Primeras acciones de InviertePE en relación a BIM</i>	39
2.4. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	40
2.4.1. <i>Hipótesis General</i>	40
2.4.2. <i>Hipótesis Específicas</i>	40
2.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES	40

2.5.1.	<i>Variable independiente</i>	40
2.5.2.	<i>Variable dependiente</i>	40
2.5.3.	<i>Variables intervinientes</i>	41
2.6.	DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES E INDICADORES	41
CAPITULO III		42
METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN		42
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	42
3.2.	MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN	43
3.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	43
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA	43
3.4.1.	<i>Población</i>	43
3.4.2.	<i>Muestra</i>	44
3.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	44
3.6.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	44
3.6.1.	<i>Resumen Ejecutivo del Proyecto evaluado</i>	44
3.6.2.	<i>Análisis Técnico Del Proyecto</i>	49
3.6.3.	<i>Análisis estructural</i>	53
3.6.4.	<i>Interacción Suelo - Estructura</i>	56
3.6.5.	<i>Análisis de Suelo</i>	71
3.6.6.	<i>Descripción De Los Elementos Estructurales Empleados</i>	75
3.6.7.	<i>Método De Diseño Y Reglamentos De Diseño</i>	75
3.6.8.	<i>Software De Modelación</i>	76
3.6.9.	<i>Parámetros de Diseño</i>	76
3.6.10.	<i>Cargas De Diseño</i>	77
3.6.11.	<i>Cálculo De Las Solicitudes</i>	80

3.6.12. <i>Modelamiento De La Estructura En El SAP2000</i>	82
3.6.13. <i>prueba de índice de rebote</i>	88
3.6.14. <i>Sobre el estado de conservación</i>	103
3.7. TRATAMIENTO ESTADÍSTICO	104
3.8. SELECCIÓN, VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN	104
3.9. ORIENTACIÓN ÉTICA	106
CAPÍTULO IV	107
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	107
4.1. DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO	107
4.2. PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	110
4.2.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	110
4.2.2. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	113
4.3. PRUEBA DE HIPÓTESIS	114
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	115
CONCLUSIONES	
RECOMENDACIONES	
BIBLIOGRAFÍA	
ANEXOS	

INTRODUCCION

Es evidente que en la ciudad de Pasco y en el Perú, aparte de la minería, la industria de la construcción se ha convertido en uno de los sectores más dinámicos en los últimos tiempos.

La Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) elevó sus expectativas de crecimiento de la actividad constructora para este año 2019 a 6.22% en su más reciente Informe Económico de la Construcción, luego de que en febrero proyectó un crecimiento de 4.75%. Guido Valdivia quien es director ejecutivo de CAPECO en la revista Gestión indicó que este crecimiento estará sustentado principalmente en el desempeño del subsector infraestructura. La expectativa de crecimiento del subsector infraestructura se elevó a 7.98% en mayo, tras situarse en 5.51% en febrero. El mayor impulso del subsector infraestructura responde sobre todo a un mayor crecimiento de la inversión privada, una tendencia que se mantendrá a lo largo del año y que puede mitigar el impacto de una previsible desaceleración en la inversión pública. En el 2019, la inversión pública representará el 4.4% del PBI y la inversión privada el 18.6%, según estimaciones del Banco Central de Reserva (BCR). Comentando todo esto, consideramos que el crecimiento del sector construcción es importante, en tal sentido es necesario determinar mejoras en la construcción, por el bien del cliente que en el caso del sector público es el estado.

Cuando hablamos de proyectos de pre inversión, se define como aquellos proyectos donde inicia con identificar la idea de acuerdo a las necesidades de la población, en muchos de los casos estas necesidades no son bien planteadas es por ello que en la elaboración del estudio de pre inversión se tiene problemas ya que las necesidades que se plantea en el perfil son distintas a las verdaderas necesidades de la población. ¿Esto que significa? Que los proyectos de pre inversión no son formulados ni evaluados

correctamente, esto tiene una consecuencia que es de no satisfacer correctamente las necesidades de la población.

Durante los últimos años la UNDAC ha planificado con la ejecución de diversos proyectos para mejorar la calidad educativa, uno de esos proyectos es el de la escuela de post grado con la finalidad de mejorar la calidad educativa de aquellos profesionales que eligen estudiar alguna especialización que bringa postgrado UNDAC

Sin embargo, dentro de este proyecto en el perfil técnico se ha considerado la demolición de la edificación que actualmente usa la escuela de post grado de la UNDAC, considerando que un edificio no puede ser demolido sin que esta se declare inhabitable, por lo tanto, este proyecto de investigación se dedicara exclusivamente a determinar en base a diferentes criterios si esta edificación es posible su demolición.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y Determinación del problema

Entre los riesgos de renovar Edificaciones viejas está la presencia de materiales peligrosos, vapores de productos químicos tóxicos, polvo y líneas activas de servicios de gas o electricidad, así como potenciales fallas estructurales.

Riesgos por servicios públicos

Las líneas activas de servicio público en edificios, tales como gas natural y electricidad son unos de los principales riesgos de renovar casas viejas. En casi todos los proyectos de renovación no se corta la electricidad, para poder usar temporalmente luces y herramientas eléctricas sin necesidad de generadores portátiles. Durante la demolición es imperativo cortar el suministro de energía eléctrica. Muchas veces resulta difícil estar 100 por ciento seguro de cómo diversos dispositivos están conectados al circuito

eléctrico, especialmente en las viviendas más viejas donde los propietarios o contratistas menos calificados pudieron haber hecho renovaciones sin cumplir con los códigos correspondientes. En caso de duda, asegúrese de comprobar todos los dispositivos para garantizar que no hay corriente eléctrica antes de comenzar cualquier tarea de demolición.

Uno de los riesgos que puede tener las edificaciones es de determinar si la edificación es habitable, ya que muchas de las edificaciones del sector público son antiguas, esta edificación que está destinada para la escuela de posgrado está destinada a la demolición de acuerdo al estudio de pre inversión realizada por la unidad formuladora de la UNDAC, con antecedentes de que esta edificación cuenta con una antigüedad de más de 30 años, sin embargo dentro de los requerimientos de nuestro reglamento nacional de edificaciones, las demoliciones de edificaciones del sector público es un tema muy complicado, en tal sentido determinaremos en base a varias estrategias estructurales si es posible su demolición.

1.2. Delimitación de la investigación

Cuando hablamos de proyectos de pre inversión nos enmarcamos en aquellos estudios que determinen la factibilidad para la ejecución de un proyecto. Para nuestro caso se realizara la evaluación de un proyecto que a la fecha se encuentra en la etapa de pre inversión, sin embargo por las necesidades de la UNDAC y las programaciones multianuales de mencionada entidad se ha programado para el año 2020 la elaboración del expediente técnico, sin embargo sigue siendo necesario la determinación de la condición de demolición, en tal sentido nos delimitaremos a aquellos proyectos que son exclusivamente edificaciones con una vida útil de aproximadamente treinta años.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema Principal

- ¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el análisis estructural del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?

1.3.2. Problemas Específicos

- ¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el análisis funcional de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?
- ¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el análisis de la estructura mediante normas ACI de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?
- ¿Cuál es el estado de habitabilidad al calcular la resistencia de las columnas de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivos Generales

Determinar el estado de habitabilidad al realizar el análisis estructural del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar el estado de habitabilidad al realizar el análisis funcional de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC
- Determinar el estado de habitabilidad al realizar el análisis de la estructura mediante normas ACI de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC

- Determinar el estado de habitabilidad al realizar el Modelamiento estructural de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC

1.5. Justificación de la Investigación

La presente investigación tiene como fin mejorar y determinar la sostenibilidad estructural del proyecto, identificando la condición necesaria de habitabilidad para determinar si es posible su demolición o no del edificio que pertenece a la escuela de postgrado de la UNDAC.

Dichos ambientes han sido remodelados y por ser edificaciones antiguas existe una incertidumbre de saber si existe la estabilidad estructural ya que albergara a más de 250 estudiantes, por tal motivo es importante determinar la sostenibilidad estructural de dichos ambientes

1.6. Limitaciones de la Investigación

Las limitaciones de esta investigación son:

- Proyectos de otras entidades públicas
- Proyectos de inversión
- Evaluación social en proyectos de pre inversión.

Capítulo II

Marco teórico

2.1. Antecedentes de Estudio

Análisis De La Vulnerabilidad Sísmica De Las Viviendas Informales En La Ciudad De Trujillo

Autor: Johan Edgar Laucata Luna

La investigación genera una metodología simple para determinar el riesgo sísmico de viviendas informales de albañilería confinada en la ciudad de Trujillo. Para ello se ha analizado las características técnicas, así como los errores arquitectónicos, constructivos y estructurales de viviendas construidas informalmente. La mayoría de las viviendas informales carecen de diseño arquitectónico, estructural y se construyen con materiales de baja calidad. Además, estas viviendas son construidas generalmente por los mismos pobladores de la zona, quienes no poseen los

conocimientos, ni medios económicos necesarios para una buena práctica constructiva. Para recolectar la información para este trabajo de tesis se encuestaron 30 viviendas en 02 distritos de la ciudad de Trujillo, que se seleccionaron por sus características morfológicas y por la presencia de viviendas informales de albañilería. La información de campo se recolectó en fichas de encuesta, en las que se recopiló datos de ubicación, proceso constructivo, estructuración, y calidad de la construcción. Posteriormente el trabajo de gabinete se procesó la información en fichas de reporte donde se resume las características técnicas, elaborando un análisis sísmico simplificado por medio de la densidad de muros, determinando la vulnerabilidad y peligro y riesgo sísmico de las viviendas encuestadas. Luego con la información obtenida se detalló los principales defectos constructivos encontrados en las viviendas encuestadas. Los resultados obtenidos contribuyeron a la elaboración de una cartilla para la construcción y mantenimiento de las viviendas de albañilería confinada de la costa peruana, zona de alto peligro sísmico.

Donde Concluyo:

- La ciudad de Trujillo sufrió durante su historia varios eventos naturales, entre sismos e inundaciones. El fenómeno del Niño, los constantes sismos, la cercanía al mar y el suelo arenoso, generan un ambiente de riesgo permanente.
- El Porvenir y Víctor Larco son distritos altamente poblados y representativos de Trujillo, de características morfológicas diferentes. En ambos distritos se construye a través de la construcción informal y el autoconstrucción. Los recursos limitados de los propietarios, incidieron en la adquisición de materiales de baja calidad y contratación de mano de obra no capacitada.

- Los materiales utilizados en la construcción de las viviendas encuestadas son de regular a deficiente calidad. Existe un inadecuado control de calidad sobre los materiales. Las unidades de albañilería artesanales utilizadas en todas las viviendas, poseen una baja resistencia, una alta variabilidad dimensional y una gran absorción de agua. Esto es debido a la falta de uniformidad de la cocción de las unidades de albañilería de origen artesanal.
- La calidad de la mano de obra es regular a mala. Esto es generado por la poca capacitación y reducida inversión de los propietarios en mano de obra capacitada. Se observa la poca supervisión durante el proceso constructivo, inclusive en los proyectos asesorados por el Banmat, donde la supervisión es escasa.
- Los problemas estructurales encontrados la mayoría de las viviendas poseen tabiques sin arriostre, siendo un problema importante al interior de la vivienda. Además, en las azoteas donde se observó tabiques a media altura sin ningún tipo de arriostre, generando un peligro latente durante un sismo pudiendo afectar el escape de los moradores. Ninguna de las viviendas posee una junta sísmica. Además, las losas de techo están a desnivel en zonas con pendiente, siendo un riesgo de daño entre las viviendas en un evento sísmico.
- Se encontró una mala distribución de los elementos estructurales en la vivienda. Debido a una falta de orientación de los constructores y diseñadores. La rigidez de las viviendas es mayor en el sentido perpendicular a la calle presentando una mayor densidad de muros. En cambio, en el sentido de la calle existe una insuficiente cantidad de muros para soportar un evento sísmico. Los daños en estos muros pueden afectar importantemente en la estructura de la vivienda.

- Los altos valores de densidad de muros en la dirección perpendicular a la fachada encontrados, están muy por encima de lo requerido. Esto ha demostrado que es la falta de conocimiento técnico y asesoría oportuna de profesionales, la causa principal que exista la deficiencia en la otra dirección. Existen viviendas que han tenido asesoría en la etapa de diseño, pero en algunos diseños no se ha considerado la sismo resistencia de la vivienda. En otros casos ha faltado una adecuada supervisión durante la construcción resultando una la construcción distinta al diseño original de la vivienda.
- La construcción informal en Trujillo ante un sismo severo podría colapsar la mayoría de sus viviendas ante un sismo severo. De acuerdo a los resultados obtenidos en los reportes de vulnerabilidad.

Vulnerabilidad Sísmica Estructural En Viviendas Sociales, Y Evaluación Preliminar De Riesgo Sísmico En La Región Metropolitana

Autor: Natalia Andrea Silva Bustos

El objetivo principal de esta tesis es estimar el riesgo sísmico en una muestra de viviendas sociales construidas entre los periodos 1980 y 2001, distribuidas en 12 comunas de la Región Metropolitana (RM). Para ello se abordan, en un análisis extenso, los dos factores involucrados, vulnerabilidad y peligro sísmico desde la perspectiva de la ingeniería y sismología aplicada respectivamente. La vulnerabilidad se abordó mediante dos enfoques: 1) asignación de clases de vulnerabilidad según distribución de daños dados por la Escala MSK-64; y 2) cálculo del Índice de densidad de muros (índice de primer nivel). Para ambas metodologías, se empleó el catastro detallado de daños experimentados tras el terremoto del 03/03/1985 (Ms 7.8). Se optó por emplear para el análisis cuantitativo de vulnerabilidad el índice de

densidad de muros normalizado por número de pisos (d/n) % propuesto por Meli (1991), principalmente por dos razones: a) ha sido concebida para este tipo de estructuras (albañilería reforzada) y ha sido adaptada a la realidad peruana, y b) permite una evaluación masiva de estructuras dado que requiere información estructural básica. Se establece una relación entre este índice y el grado de daño observado en las viviendas, verificando los límites anteriormente propuestos y calibrados por Küpfer (1993). Se recomienda esta metodología para esta tipología pues permite estimar de buena manera, y en primer orden, el comportamiento sísmico esperado ante un evento de intensidades entre VI y VIII. Se propone un (d/n) % de 1.15 para el cual se esperaría un nivel de daño leve (G0 y G1). Se optó por establecer límites conservadores, es decir, que el grado de daño esperado sea mayor que el observado, subestimando la real respuesta de las viviendas sociales. Se evaluó el peligro sísmico en la RM, abordándolo mediante los enfoques probabilístico y determinístico. En el primero, se emplea la metodología propuesta por Algermissen & Perkins (1976), caracterizando las tres fuentes sismogénicas presentes en Perú Central, mediante relaciones de Gutenberg Richter (G-R) y leyes de atenuación, obteniendo isosistas para distintos periodos de retorno de interés. Se incorpora, además, el efecto de sitio, que amplifica hasta en un grado la intensidad según el tipo de suelo dado por la geología superficial (Leyton et al. 2010). Se obtiene que el efecto conjunto y el aporte individual de la fuente interplaca thrust, son las que generan las mayores intensidades en la zona, observando que, para la cuenca de Santiago, la presencia de las fuentes cortical cordillerana (dada su cercanía), e intraplaca de profundidad intermedia, son influyentes. El enfoque determinístico generó los escenarios más desfavorables y creíbles a la vez para las fuentes inter e intraplaca, y para el caso cortical se barajan distintos largos de ruptura de la Falla San Ramón,

dejando en evidencia la importancia de dicho sistema de fallas. Se observa que un análisis probabilístico, a grandes periodos de retorno, tiende a asemejarse a los resultados obtenidos mediante la metodología determinística. Se propone, como alternativa a la distribución dada por la Escala MSK, una relación funcional dependiente de la amenaza sísmica (intensidades del enfoque probabilista, para 475 años de periodo de retorno) y de la vulnerabilidad (índice de densidad de muros), que estime el riesgo sísmico expresado a través del grado de daño promedio esperado, obteniéndose escenarios para los conjuntos habitacionales considerados. En este sentido, el escenario más severo se obtiene producto del efecto conjunto de las fuentes sismogénicas (IMM levemente superiores a IX, considerando efecto de sitio), el que genera cerca de un 25% de nivel de daño leve (G0 y G1) en las viviendas estudiadas, y cerca de un 50% de nivel de daño grave (G4 y G5), comprometiendo estas últimas su nivel de habitabilidad, consideración hecha a partir del nivel de daño severo, G3.

Donde Concluye:

Uno de los primeros comentarios que la autora pretende destacar, es el beneficio de las herramientas SIG para la elaboración de mapas de riesgo. Esta técnica ampliamente usada a nivel mundial, permite no solo recolectar información y datos georreferenciados (para conocer sus distribuciones espaciales), sino que además agregar ordenadamente capas de información de diferente naturaleza (geología, ingeniería, economía, demografía, etc.), favoreciendo un análisis integrado de las variables que se ven involucradas en todo estudio de riesgo, permitiendo además generar escenarios dinámicos a los cuales se les puede actualizar información, a medida que esta se va construyendo, haciendo más robustas las bases de datos y por ende más confiables los estudios generados, para usos como por ejemplo en planificación territorial. En relación a la creación y empleo de los arboles lógicos, se

comenta que es posible extender el árbol incorporando un nuevo nodo que indique la función de densidad de probabilidad empleada para el análisis de PS, considerando por ejemplo tres ramas: Poisson, Weibull Truncada y Weibull paramétrica. Se deja planteada esta recomendación para trabajos futuros en los que se pueda caracterizar mejor las últimas dos metodologías. Se asume, entonces, que los arboles antes presentados son representativos de la primera metodología probabilística, que emplea la función de densidad de Poisson. Otro nodo que se aconseja incluir es la modelación de las fuentes, pues se puede considerar la grilla propuesta por Gudmunson & Sambridge (1998) (con un menor peso asociado, dada su resolución mundial) y la rama de la referencia dada por Tassara (2006), la que tendría una mayor probabilidad asociada debido a la escala continental empleada y a las técnicas geofísicas y de mecanismos focales con los cuales se construyó la grilla de isopropundidades del slab subductado. Esta elección a la que se enfrenta quien realice el estudio de PS, modifica los escenarios generados, producto de las diferencias en la ubicación de la zona de contacto, kilómetros que no son despreciables para las leyes de atenuación empleadas.

2.2. Bases teóricas – Científicas

El Perú forma parte del cinturón de fuego del Pacífico, por consiguiente, la costa peruana está en una zona de alta actividad tectónica y sísmica. Los terremotos de gran intensidad azotaron en repetidas ocasiones las ciudades ubicadas en esta región. Los sismos más recientes ocurridos en la costa central-norte fueron Chimbote el 31 de mayo de 1970 y en Lima el 03 de octubre de 1974. En definitiva, los terremotos de gran intensidad volverán a afectar las ciudades costeras (Kuroiwa 2002).

Es necesario conocer el estado en que se encuentran las viviendas de la región de la costa, especialmente las de mayor riesgo como son las viviendas autoconstruidas.

Con los resultados se busca plantear mejoras en su estructuración y proceso constructivo, con el propósito de procurar disminuir la vulnerabilidad sísmica de este tipo de viviendas en el futuro

En muchos países en desarrollo, las viviendas informales son construidas sin asesoramiento técnico ni profesional. Estas viviendas muchas veces presentan serios problemas respecto a su ubicación, configuración estructural y proceso constructivo, que las hacen muy vulnerables ante los sismos (Flores 2002, Blondet et al. 2003).

La vulnerabilidad sísmica es el nivel de daño que pueden sufrir las edificaciones realizadas por el hombre durante un sismo. La vulnerabilidad refleja la falta de resistencia de una edificación frente a los sismos (Bommer et al. 1998) y depende de las características del diseño de la edificación, de la calidad de materiales y de la técnica de construcción (Kuroiwa 2002). El peligro sísmico es la probabilidad de ocurrencia de movimiento sísmicos de cierta intensidad en una zona determinada durante un tiempo definido. El peligro también puede incluir otros efectos que el mismo sismo genera, como derrumbes y licuefacción de suelos (Bommer et al. 1998). El riesgo sísmico es el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica (Bonett 2003, Barbart 1998). También, el riesgo sísmico es definido como una función de la vulnerabilidad sísmica y del peligro sísmico, que de forma general se puede expresar como: $\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$ (Fourier d'Albe 1988, Kuroiwa 2002). Esta evaluación de riesgo es en forma individual para cada estructura. Cuando se desea calcular el riesgo sísmico de una determinada zona, entonces la ecuación del riesgo sísmico se ve afectada por la densidad poblacional: $\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Exposición} \times \text{Vulnerabilidad} \times \text{Costo}$ (Bommer et al. 1998). En este caso el riesgo sísmico es medido en términos de pérdidas de vidas o económicas.

La exposición es el número de personas o viviendas de la zona, o el valor productivo del comercio del lugar. El costo está relacionado al número de personas en cada vivienda o valor monetario de reparación de cada vivienda (Bommer et al. 1998). En la actualidad, los procedimientos y herramientas para el análisis de la vulnerabilidad y peligro sísmico se encuentran muy avanzados. Las teorías para el análisis de la vulnerabilidad van desde técnicas directas de campo, basada en observaciones, hasta técnicas probabilísticas con análisis computacionales no lineales de las estructuras (Bonett 2003). Las teorías para el análisis del peligro sísmico involucran la evaluación de fuentes sismogénicas del área de estudio (Sarria 1995). En este trabajo se propone una metodología simple para evaluar de forma rápida el riesgo sísmico en viviendas de albañilería confinada. En base a la ecuación propuesta por Fourier d'Albe (1988) y a lo sustentado por Kuroiwa (2002), se ha establecido al riesgo sísmico como la suma de la evaluación de la vulnerabilidad y del peligro sísmico: $\text{Riesgo} = (0,5 \times \text{Vulnerabilidad}) + (0,5 \times \text{Peligro})$. El riesgo sísmico ha sido dividido en tres niveles: alto, medio y bajo. La metodología fue aplicada a 270 viviendas ubicadas en 5 ciudades de la costa peruana: Chiclayo, Trujillo, Lima, Ica y Mollendo. Aunque no se siguió una metodología estadística para seleccionar las viviendas encuestadas, se asume que las construcciones en estas ciudades son representativas de toda la costa. En la evaluación de la vulnerabilidad (alta, media o baja) se ha considerado el análisis de la densidad de muros, la calidad de mano de obra y materiales, y la estabilidad de tabiques y parapetos

La calidad de mano de obra y de materiales (buena, regular, o mala calidad) fueron evaluados directamente por la persona que realizó el levantamiento de información en campo. La evaluación de la estabilidad de parapetos y tabiques se basa en la comparación del momento actuante debido a cargas perpendiculares al plano del

muro (San Bartolomé 1998) y el momento resistente paralelo al plano del muro. En la evaluación del peligro sísmico (alto, medio o bajo) se está considerando el análisis de la sismicidad, del tipo de suelo y de la topografía de la zona sobre la que está construida la vivienda. En la metodología planteada, la sismicidad y tipo de suelo se clasifica de acuerdo a la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E- 030 (MTC 2003), donde se establece que la costa es una zona de sismicidad alta. La evaluación de la topografía (plana, media o pronunciada) es realizada durante el trabajo de campo. Con la evaluación de la vulnerabilidad y peligro sísmico es posible determinar si el riesgo es alto, medio o bajo.

El riesgo sísmico alto significa que la vivienda sufrirá daños importantes ante un sismo raro (0,4g). Existe gran probabilidad que la vivienda colapse ya que no tiene adecuada densidad de muros y se encuentra sobre suelo blando. El riesgo sísmico medio significa que la vivienda tiene aceptable densidad de muros y se encuentra sobre un suelo rígido o flexible. Los muros de la vivienda podrían sufrir daños menores y algunos parapetos podrían colapsar parcial o totalmente. El riesgo sísmico bajo significa que la vivienda tiene adecuada densidad de muros y la calidad de construcción es regular a buena. La vivienda se encuentra sobre suelo rígido sin pendiente y solo podría sufrir el colapso parcial o total de los parapetos. Los resultados obtenidos de la evaluación del riesgo sísmico serán indicadores del comportamiento sísmico y de la calidad constructiva de las viviendas informales de la costa peruana. A nivel mundial, y en especial en Latinoamérica, existen cartillas que muestran el adecuado proceso constructivo de viviendas. La finalidad de las cartillas es que a través de ellas se enseñe la forma correcta de construcción a las personas auto constructoras, quienes no tienen posibilidades económicas de contratar a un profesional (Taucer F y Papanikolaou 2003). En este trabajo también

se ha desarrollado una cartilla de recomendaciones técnicas constructivas y de mantenimiento para viviendas sismo resistentes de albañilería confinada

2.2.1. Metodologías De Evaluación De Vulnerabilidad

La vulnerabilidad sísmica estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o los componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo. Este daño sísmico estructural, comprende el deterioro físico de aquellos elementos que forman parte del sistema resistente. Según el Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT, 1993) de Italia, la multiplicidad de factores que deben ser estudiados desde el punto de vista de la vulnerabilidad conduce a 3 tipos diversos de metodología de evaluación:

- Directa: Definida de acuerdo a la propensión de un elemento aislado (simple o complejo) de sufrir colapso. Por ejemplo, la vulnerabilidad de un edificio, de un viaducto o de un asentamiento urbano.
- Inducida: Definida de acuerdo a los efectos de crisis de la organización del territorio generados por uno de sus elementos físicos. Por ejemplo, la crisis del sistema de transporte debido a la obstrucción de una autopista.
- Diferida: De acuerdo a los efectos que se manifiestan en las fases inmediatamente sucesivas al evento, capaces de modificar el comportamiento de la población de un asentamiento durante la emergencia.

Existen otros enfoques de evaluación de vulnerabilidades, por ejemplo:

- Predefinida: Se estima en función de las variables que intervienen en el diseño y construcción, como son las bases de cálculo, los métodos constructivos, mano de obra, inspección, entre otros aspectos

- Observada: Se estima utilizando la base estadística de los daños causados por terremotos pasados

En los capítulos siguientes, se observará que la metodología de vulnerabilidad seleccionada, es una mezcla de los últimos dos enfoques mencionados.

2.2.2. Generalidades

Una inspección preliminar de la zona donde está ubicada la infraestructura educativa provee información rápida sobre el impacto general que podrían causar las amenazas.

En este proceso se debe observar el terreno alrededor de la edificación con la finalidad de identificar fallas o anomalías en el suelo o de taludes cercanos, espejos de agua próximos a la infraestructura que puedan elevar el nivel freático, entre otros. Este punto de la evaluación no es susceptible a medición, ni forma parte del cálculo del nivel de seguridad. Sin embargo, sirve para valorar adecuadamente cada una de las variables, considerando el entorno y contexto del área donde está ubicado.

Es necesario analizar esta información para evaluar la seguridad de la infraestructura educativa en su entorno de amenazas y debe ser tomada en cuenta al momento de establecer el grado de seguridad de los aspectos evaluados.

2.2.3. Fenómenos geológicos.

2.2.3.1. Sismos.

Son el resultado de movimientos de la corteza terrestre, que se generan de formaciones en las rocas del interior de la tierra y acumulan energía que es liberada súbitamente en forma de ondas que sacuden la superficie.

2.2.3.2. Orígenes De Los Sismos

Con el objeto de entender el fenómeno sísmico conviene recordar dos puntos asociados: La corteza terrestre es muy delgada en relación con el tamaño del globo terrestre. Los conocimientos actuales indican que las únicas partes sólidas del planeta son la corteza y el núcleo interno.

El material que forma las capas subyacentes a la primera se encuentran en estado más o menos plástico, según su profundidad y composición. La corteza terrestre, que descansa sobre el manto superior de material plástico (magma) tiene apenas un espesor medio de 30 km, con un mínimo de 10 y un máximo de 80 km. Como se sabe, el radio medio de la tierra es de aproximadamente 6,370 km, por lo tanto, la relación entre el radio del planeta y el espesor medio de la corteza es de 210. Así, el radio es doscientas diez veces mayor que el espesor medio de la última.

La escala humana del tiempo es corta al compararla con la escala geológica. A partir de la primera, esperamos que el suelo sea firme como una roca, pero resulta que el suelo tiembla e inclusive puede abrirse, elevarse o hundirse. En la escala de tiempo geológica se vería el movimiento a la deriva de los continentes, la migración de pedazos inmensos de corteza, la aparición y la desaparición de cordilleras y la elevación o hundimiento del lecho marino. En la escala humana, estos cataclismos se ven como en cámara muy lenta puesto que, generalmente, somos testigos de sólo una de las manifestaciones más temidas; los terremotos. Son muchos y muy variados los fenómenos que provocan los sismos tales como: impactos de meteoritos, eventos volcánicos, explosiones tanto naturales como causadas por el hombre, colapsos de formaciones geológicas y, principalmente, los que tienen como origen el movimiento propio del planeta en su evolución (terremotos de origen tectónico).

2.2.3.3. Característica De Los Movimientos Sísmicos

El punto dónde se inicia la ruptura de una falla recibe el nombre de Foco centro o hipocentro. Su proyección sobre la superficie terrestre se denomina epifoco o epicentro. Las distancias desde el foco o el epicentro hasta el lugar de observación del sismo son las distancias focal y epicentral respectivamente.

La liberación súbita de energía en la zona de ruptura de una falla provoca la propagación de ondas de cuerpo, las cuales al alcanzarla superficie de la corteza y reflejarse en ella originan ondas de superficie. las ondas de cuerpo se producen debido a las de formaciones longitudinales (de compresión) o transversales (de corte) de la roca. Estas viajan alejándose de la falla y su amplitud generalmente se atenúa con la distancia. Las ondas longitudinales se transmiten por compresión directa y se transmite a mayor velocidad; éstas son las que se registran en primer lugar en una estación sismográfica, por ello, se les llama primarias o de forma simplificada, ondas P.

Por otro lado, las transversales se deben a efectos de cortante y por ser captadas después de las ondas se les llama secundarias, o bien, ondas S. se representa esquemáticamente la forma en que se transmiten las ondas P y S. hay varias clases de ondas de superficie, las de mayor importancia dentro de la ingeniería son las ondas L (ondas de Love) y las K (ondas de Rayleigh). Las ondas L tienen lugar en las formaciones estratificadas y vibran en un plano paralelo a la superficie de la tierra y perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda. Por su parte, S se transmiten en un plano perpendicular al borde de la tierra.

El registro de las ondas sísmicas permite caracterizar al temblor que las produjo, así como estudiar aspectos relacionados con la estructura interna de la tierra. Asimismo,

la diferencia en tiempo entre la llegada de las ondas P y las ondas S permite calcular la distancia epicentral. Las diferentes velocidades de transmisión, así como la manera en que son reflejadas dentro de las capas internas de la tierra han permitido establecer teorías sobre la estructura interna del planeta. Por ejemplo, las ondas J', por su naturaleza, no se transmiten en líquidos, ya que éstos no tienen resistencia al correr, por lo que al observar que en el núcleo externo de la tierra estas ondas no se envían, se infiere que su estado es similar al de un líquido.

Las Ondas sísmicas se generan en la zona de ruptura y se extienden en todas direcciones, por lo que en un punto cualquiera podría existir una combinación particular de ellos. No se puede establecer que un temblor sea oscilatorio o trepidatorio con base en lo que las personas hayan sentido en un lugar particular. El movimiento del terreno durante un terremoto tiene seis componentes (tres de traslación y tres de rotación).

Al caracterizar un sismo, se deben distinguir los parámetros generales y los locales. Entre los primeros están la localización, el tipo de falla que lo causó y la energía que liberó, los parámetros locales incluyen el tipo y tiempo de arribo de las ondas sísmicas que determinaron ciertos niveles de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno.

De particular importancia son los valores máximos y las direcciones de estas cantidades. Recuérdese que la teoría de Newton indica que la fuerza es igual a la masa por la aceleración, por lo que contar con datos de la aceleración del terreno causada por un temblor, permite estimar las fuerzas que se producen en las estructuras. A su vez, lo anterior ayuda a discernir el poder destructivo de un sismo en un lugar

específico. En el apartado siguiente se describen de manera general algunas de las formas de medir un terremoto.

2.2.4. Deslizamiento por suelos inestables.

Movimiento lento o rápido de material superficial de la corteza terrestre (suelo, arena, roca) pendiente abajo, debido a un aumento de peso, pérdida de la consistencia de los materiales u otro factor que genere un desequilibrio en la ladera.

2.2.5. Deslizamiento por saturación del suelo.

Movimiento lento o rápido de material superficial de una ladera, debido a la presencia extrema de humedad.

2.2.5.1. Propiedades geotécnicas del suelo.

2.2.5.1.1. Licuación.

La licuefacción (o licuación) es un fenómeno típico de suelos saturados del tipo arenas finas y flojas y limos mal graduados, que ocurre cuando estos se someten a acciones dinámicas y que consiste en una pérdida de fuerza y rigidez debido a que la presión del agua aumenta de forma rápida hasta el punto de que las partículas quedan sueltas, se mueven libremente y pierden la capacidad de transmisión de esfuerzos. Su nombre deriva del hecho de que en ese momento el suelo se comporta como si se tratara de un líquido.

2.2.5.1.2. Suelo arcilloso.

Las arcillas depositadas por el viento guardan entre sus partículas grandes vacíos, por lo que un pequeño incremento de humedad puede destruirlas (la ligazón entre ellas, perdiendo cohesión o disolviéndose, ocasionando hundimientos. Por otro lado, suelos

arcillosos, secos o compactos, al ser humedecidos se hinchan, es decir que incrementa significativamente su volumen, levantando entre otras cosas losas y muros con pocas cargas.

2.2.5.1.3. Talud inestable.

La estabilidad de un talud depende de las características geológicas del terreno, del tipo de material que lo constituye, de la inclinación de la pendiente, de las condiciones hidrológicas y climáticas y de la intensidad sísmica en la zona.

También puede influir, la presencia de rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería. Los taludes inestables son considerados una potencial amenaza ya que se relacionan directamente con los fenómenos de remoción en masa.

2.2.6. Interacción suelo – estructura.

La interacción sísmica suelo estructura como: "cuando la base es considerada como un semi-espacio elástico y la acción sísmica como un proceso ondulatorio, se resolvieron varios problemas de difracción de ondas en la cimentación, el cual ha determinado el carácter de la acción sísmica en la edificación" (Villareal, 2006).

La interacción sísmica suelo estructura: "Otra orientación más cercana a los métodos ingenieriles, se relación con determinados parámetros de rigidez de la cimentación, que se determinan en base a investigaciones experimentales o procesos teóricos - experimentales, que consideran el carácter ondulatorio de la acción sísmica." (Villareal D. G., interacción suelo estructura en edificios altos, 2007)

La interacción sísmica suelo estructura como: "el lograr que el suelo de fundación interactúe de manera conjunta con la estructura, nos permite obtener resultados que describe el verdadero comportamiento de este frente a un evento sísmico, mediante

la utilización de los parámetros que nos brinda el estudio de mecánica de suelos y que muchas veces algunos de ellos no se toman en cuenta en un modelamiento común que no considera interacción". (León, 2007).

El término "interacción suelo estructura es utilizado hoy en día para caracterizar las situaciones donde el comportamiento de una estructura no puede ser evaluado de modo preciso sin considerar también el comportamiento del suelo en contacto y de su interface". (Gabriel, 2012).

Dependiendo de la posición del periodo de la estructura con respecto al pico en el espectro de respuestas, los efectos de interacción pueden ser favorables o desfavorables; resultando en general benéfico para estructuras con periodo mayor a la dominante y perjudiciales en caso contrario. (Rocha P. y., 2011), Citado en (Solano, 2011).

Segundo, la presencia de la cimentación modifica el movimiento en la base, filtrando los componentes de alta frecuencia de la excitación. La cimentación experimenta un desplazamiento horizontal promedio, debido a que la cimentación al ser más rígida no puede deformarse como el suelo, así como una componente de capeco. Este movimiento de cuerpo rígido resulta en aceleraciones que varían a lo largo de la altura del edificio (causando fuerzas inerciales), a diferencia de las aceleraciones presentadas en el caso base empotradas. (Wolf, 2011).

Tercero, las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura conducirán a un momento de volteo y un cortante transversal en la base. Esto provocara la deformación del suelo generando una vez más la modificación de los movimientos en el sistema completo. (Wolf, 2011)

El lograr que el suelo de fundación interactúe de manera conjunta con la estructura nos permite obtener resultados que describen el verdadero comportamiento de este frente a un evento sísmico, mediante la utilización de los parámetros que nos brinda el estudio de mecánica de suelos y que muchas veces algunos de ellos no se toman en cuenta en un modelamiento común que no considera interacción. (Abanto, 2004).

2.2.6.1. Suelo – cimentación.

El suelo o terreno desde la selección de la implantación de la zapata hasta como soporte del Edificio juega un papel determinante, bien como elemento estructural-soporte de lo que se le coloca encima, bien como material aprovechable para terraplenes y/o rellenos, bien incluso como material de construcción en diques, presas u otras obras de tierras comunes en nuestras Obras.

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura. (E.U.I.T.A.C.R).

2.2.6.2. Clasificación de las cimentaciones.

Una primera clasificación divide las cimentaciones en dos grupos:

- Superficiales: cuando el nivel de cimentación es inferior a cuatro veces la dimensión menor del cimiento.

Profundas: cuando el nivel es superior a diez veces la dimensión menor.

Entre ambos grupos evidentemente hay gran cantidad de casos intermedios. Dentro de las cimentaciones superficiales nos encontramos a su vez los diferentes tipos que aparecen en las figuras

2.2.6.3. Interacción inercial.

Referente a la cita textual, (Soriano A., Modificación del movimiento, 1989) señala:

El caso más simple de interacción suelo estructura se da cuando la cimentación, esto es, la zona de contacto terreno estructura, es pequeña y superficial; pequeña, de manera que puede considerarse puntual respecto a las longitudes de ondas sísmicas que lo van a solicitar y superficial, de manera que no exista una zona de terreno que tenga que guardar cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura en otra zona que no sea puntual.

(Soriano A., Modificación del Movimiento, 1989) Explica la teoría de interacción inercial como "si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos que se generan en la cimentación provocaran una deformación variable, es decir un movimiento que obligara al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre"

Define la interacción inercial como "el alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento y la reducción de la ductilidad, con respecto a los valores que tendría la estructura supuesta sobre base rígida" (Rocha P. y., 2011).

(solano, 2012) Define interacción inercial como "La interacción inercial se modela por medio de las funciones de impedancia del suelo (rigideces y amortiguamiento del conjunto suelo - cimentación dependientes de las frecuencias) y mediante el análisis

del sistema suelo estructura completo con matrices de rigidez, amortiguamiento y masa que contienen todos los elementos del sistema".

2.2.6.4. Interacción cinemática.

(Soriano, 1978) Define la interacción cinemática como "Normalmente, las cimentaciones están suficientemente enterradas y son de extensión tal que las hipótesis que se hace en los apartados precedentes para suponerla puntual y en superficie". referente a la cita textual, (solano, 2012) señala:

La interacción cinemática se refiere a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, y es especialmente importante para cimentaciones enterradas. En este efecto se origina por que la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causado por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimientto. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas es la razón principal de este efecto. Depende de la geometría de la cimentación, la estratificación del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Define la interacción cinemática como "la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación, fenómeno conocido como filtrado de la excitación sísmica, así como la generación de cabeceo y torsión de la cimentación" (Wong, 1987), citado en (Solano, 2012).

2.2.6.5. Análisis sísmico espectral.

Para describir el análisis sísmico aplicado en edificaciones es importante analizar los conceptos físicos como normativos de nuestra presente norma.

En el modelo físico el edificio vibra junto con el suelo de fundación. El límite entre el modelo y el medio externo, sucede en el suelo de fundación y será mayor la influencia cuando el suelo blando y la edificación rígida; en un inicio elástico no - lineal, luego elastoplástico como consecuencia de la acumulación de los daños en el proceso de cambio hasta los estados límites, exceptuándose en la carga sísmica de cálculo la aplicación de superposición. (Villareal, 2006).

En el modelo de cálculo normativo no existe el suelo de fundación. El modelo está orientado solo a describir el trabajo de la edificación. La base de fundación se toma como un medio externo absolutamente rígido – mesa vibratoria, en la cual la cimentación esta empotrada en la base; se analiza la edificación como linealmente elástica, no considerándose el cambio de los parámetros del modelo en el proceso de acumulación de daños desde un inicio hasta el final de la acción sísmica y se orienta al cálculo de las reacciones sísmicas de la edificación por la adición de las formas de vibración libre de su modelo linealmente elástico por el principio de superposición. (Villareal, 2006).

(Villareal, 2006;) Fundamentalmente son tres errores conceptuales presentes en la norma de diseño sismo resistente por el método espectral, los cuales traen consigo el peligro en la aplicación de dicha norma en el análisis y diseño de edificaciones o construcciones especiales. El primero, es el uso del modelo lineal invariable desde un inicio hasta el final de la acción sísmica; el segundo es la aplicación de la aceleración sísmica del suelo, como una medida normativa de la intensidad del sismo;

la tercera es la falta de comprobación práctica e insuficiente fundamento del coeficiente empírico normativos, utilizados para medir la fuerza sísmica.

2.2.7. Diseño estructural.

(Abanto, 2004) El diseño de estructuras en general está basado en un delicado balance entre resistencia y capacidad de deformación de una estructura. De esta forma, las estructuras que tienen mayor resistencia son capaces de soportar las fuerzas y deformaciones inducidas por eventos sísmicos, comportándose en el rango lineal, esto es, sin daño permanente de los componentes estructurales principales. Por otra parte, estructuras que tienen una mayor capacidad de deformación son diseñadas para soportar un sismo a través de la disipación de energía que resulta de la generación de trabajo en la plastificación de los elementos estructurales.

Tal disipación está asociada al daño permanente de la estructura. Sin embargo, debido a razones de costo, este último procedimiento es preferido hoy en día frente al aumento de resistencia necesario para mantener a una estructura elástica.

2.2.8. Descomposición del movimiento suelo – estructura.

El movimiento total de un sistema estructural es considerando como la suma del movimiento de cuerpo rígido de la cimentación, el movimiento debido a la flexibilidad del suelo y los desplazamientos generados por la flexibilidad de la estructura. (Wolf, 2011).

2.2.9. ¿Por qué una Norma de Reparación?

- Normas para el diseño de estructuras nuevas se usan para reparación de estructuras existentes
 - ✓ 1. 50% de su uso es para reparación de estructuras existentes
 - ✓ 2. Usado para reparar estructuras convencionales (ej. edificios, parqueaderos) y no convencionales
- Necesidad para la industria de la reparación y protección del concreto: calidad y seguridad
 - ✓ El costo anual de reparación y protección de estructuras de concreto es de alrededor de \$20 billones de dólares en los Estados Unidos
 - ✓ No existen normas que definan los estándares de diseño y construcción
 - ✓ Métodos de evaluación, rehabilitación y reparación varían ampliamente
- Desempeño de las reparaciones
 - ✓ Errores de diseño
 - ✓ Errores de construcción
 - ✓ Errores en la selección de materiales
- Objetivo común de los miembros de la industria de reparación de concreto
- Crear una norma para reparar y rehabilitar:
 - ✓ Establecer procedimientos para evaluación, diseño, materiales y construcción
 - ✓ Elevar el nivel del desempeño de las reparaciones
 - ✓ Establecer responsabilidades
- Falta de requerimientos específicos lleva a:
 - ✓ Variaciones en las prácticas y métodos de reparación
 - ✓ Diferentes niveles de calidad

- ✓ Ausencia de una dirección clara para los Building Officials
- ✓ (Interventoría y Curaduría)

2.2.10. Objetivos del ACI 562

- Establecer requerimientos para evaluación y reparación
- Elevar la calidad de las reparaciones
- Extender la vida útil de la estructura y mejorar la seguridad de vida
- Sostenibilidad: “reparar y mantener en vez reemplazar”
- ¿Como?:
 - ✓ Fomentando la creatividad y flexibilidad
 - Arte (creatividad) + Ciencia (análisis) = Reparación exitosa
 - Variedad de alternativas de evaluación y reparación
 - ✓ Enfatizando un diseño basado en el desempeño más que en requerimientos prescriptivos
 - La norma contiene ciertos requerimientos prescriptivos
 - No incluye procedimientos de diseño
 - ✓ Promoviendo la innovación
 - Uso de materiales no tradicionales o nuevos
 - Sistemas de reforzamiento adheridos: FRP, FRCM
 - ✓ Estableciendo responsabilidades
 - Ingeniero: evaluación de la estructura y diseño de la reparación
 - Constructor: ejecución de requerimientos identificados por el Ingeniero

2.2.11. ACI 562 – Norma para Evaluación, Reparación y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto (Contenido)

- Chapter 1 – General Requirements
- Chapter 2 – Notation and Definitions
- Chapter 3 – Referenced Standards
- Chapter 4 – Basis for Compliance
- Chapter 5 – Loads, Load Combinations, and Strength-Reduction Factors
- Chapter 6 – Evaluation and Analysis
- Chapter 7 – Design of Structural Repairs
- Chapter 8 – Durability
- Chapter 9 – Construction
- Chapter 10 – Quality Assurance
- Chapter 11 – Commentary References

2.3. Definición de Términos básicos

2.3.1. Procedimiento

manera o forma especificada de realizar una actividad. Por lo general es el listado de una serie de pasos claramente definidos, disminuyendo la probabilidad de errores o accidentes.

2.3.2. Proceso

es la forma y orden de ejecutar las actividades o procedimientos de una tarea, en especial trata de prever la calidad del producto de dicho proceso. Se puede señalar que el uso de los procedimientos escritos podría mejorar enormemente el resultado de los procesos.

2.3.3. Normas

es un documento que establece las condiciones mínimas que debe reunir un producto o servicio para que sirva al uso al que está destinado, establecido por consenso y aprobado por un organismo reconocido que establece; para usos comunes y repetidos; reglas, criterios o características para las actividades o sus resultados. Las normas son un instrumento de transferencia de tecnología, aumentan la competitividad de las empresas y mejoran y clarifican el comercio internacional.

2.3.4. Normalización

consiste en la elaboración, difusión y aplicación de normas. La normalización de las diversas herramientas de gestión, así como las de calidad, favorece el progreso técnico, el desarrollo económico y la mejora de la calidad de vida. Para el caso de esta tesis estudiaremos la normalización de las herramientas de gestión utilizadas en la industria.

2.3.5. Certificación

la certificación es la forma de demostrar que una empresa cumple con los requisitos de la norma.

2.3.6. Proyecto de construcción

Es una célula o parte de un todo que conforma la organización o empresa, en este caso particular sería una parte de la gerencia de operaciones de una empresa constructora. Su característica empresarial es operar con autonomía a base de objetivos y resultados. Dentro de esa autonomía debe poder perfeccionar y propiciar el perfeccionamiento del personal humano que la compone, así como planear su

futuro y programar sus actividades de acuerdo a sus estrategias para alcanzar sus objetivos

2.3.7. Ingeniería Estructural

La ingeniería estructural es una rama clásica de la ingeniería civil que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural en elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles y otras obras civiles. Su finalidad es la de conseguir estructuras seguras, resistentes y funcionales. En un sentido práctico, la ingeniería estructural es la aplicación de la mecánica de medios continuos para el diseño de estructuras que soporten su propio peso (cargas muertas), más las cargas ejercidas por el uso (cargas vivas), más las cargas producidas por eventos de la naturaleza, como vientos, sismos, nieve o agua.

2.3.8. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad de las edificaciones está directamente relacionada a los conceptos de arquitectura sustentable, construcciones seguras, análisis de riesgo y gestión integral de costos/beneficios. El nivel de vulnerabilidad de una edificación se define como el riesgo de recibir daños a causa de amenazas naturales, humanas o tecnológicas.

2.3.9. Sismo

Es un fenómeno de sacudida brusca y pasajera de la corteza terrestre producida por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas. Los más comunes se producen por la actividad de fallas geológicas. También pueden ocurrir por otras causas como, por ejemplo, fricción en el borde de placas tectónicas, procesos

volcánicos, impactos de asteroides o cometas, o incluso pueden ser producidas por el ser humano al realizar pruebas de detonaciones nucleares subterráneas.

2.3.10. Sistema Nacional de Programación Multianual y Gestión de Inversiones

INVIERTE.PE

El Perú necesita crecer con mayor agilidad y mediante procesos más simples. Para mejorar, cambiamos mediante la entrada en vigencia del Sistema Nacional de Programación Multianual y Gestión de Inversiones, conocido en adelante como INVIERTE.PE, cuyo Ente Rector es la Dirección General de Inversión Pública del Ministerio de Economía y Finanzas.

El nuevo sistema nació mediante el Decreto Legislativo N° 1252 el 01 de diciembre de 2016, y entró en vigencia desde el 24 de febrero del año 2017, un día después de la publicación oficial de su respectivo Reglamento.

2.3.10.1. Principios rectores:

- La programación multianual de la inversión debe ser realizada considerando como principal objetivo el cierre de brechas de infraestructura o de acceso a servicios públicos para la población
- La programación multianual de la inversión vincula los objetivos nacionales, regionales y locales establecidos en el planeamiento estratégico en el marco del Sistema Nacional de Planeamiento
- Estratégico, con la priorización y asignación multianual de fondos públicos a realizarse en el proceso presupuestario, y debe realizarse en concordancia con las proyecciones del Marco Macroeconómico Multianual.
- Los fondos públicos destinados a la inversión deben relacionarse con la efectiva prestación de servicios y la provisión de la infraestructura necesaria para el

desarrollo del país, con un enfoque territorial.

Los recursos destinados a la inversión deben procurar el mayor impacto en la sociedad

- La inversión debe programarse teniendo en cuenta la previsión de recursos para su ejecución y su adecuada operación y mantenimiento, mediante la aplicación del Ciclo de Inversión.
- La gestión de la inversión debe realizarse aplicando mecanismos que promuevan la mayor transparencia y calidad a través de la competencia.

2.3.11. 5 novedades que trae el invierte.pe para la gestión de inversiones

Desde febrero del 2017, entró en vigencia el nuevo Sistema Nacional de Programación Multianual y Gestión de Inversiones, o también conocido como Invierte.pe. A través de este nuevo sistema se busca generar mayor eficiencia y agilidad en la inversión pública con la finalidad de cerrar las grandes brechas sociales del país.

Sin embargo, la transición del antiguo Sistema Nacional de Inversión Pública (SNIP) al Invierte.pe implica una serie de retos para los que un gestor público debe estar capacitado.

A continuación, el profesor Anthony Moreno, catedrático de la Universidad Continental, explicará las implicancias de algunos de los principales de cambios que trae el Invierte.pe. Estos son los 5 aspectos que debes tener en cuenta en el manejo del invierte.pe:

2.3.11.1. Invierte.pe es la continuación del SNIP

El profesor Moreno de la Universidad Continental explica que invierte.pe y SNIP no son dos sistemas radicalmente distintos. Por el contrario, invierte.pe es el sucesor natural del SNIP y recoge los logros de este antiguo sistema. Invierte.pe también logra corregir los errores del SNIP y, además, asume tres retos pendientes de este último.

“Específicamente, las 3 principales mejoras son: la creación de la fase de programación multianual y su vínculo con la programación presupuestal; el establecimiento de 7 tipos de gastos de capital, es decir los proyectos de inversión y las IOARR; y la eliminación de la verificación de viabilidad y del esquema del manejo de las modificaciones en fase de ejecución. Estos últimos han sido reemplazados por la gestión del cambio ya establecida en la normatividad contractual y presupuestal”, sostiene el profesor Anthony Moreno.

2.3.11.2. Enfoque en brechas de servicio público

Una de las principales características del *invierte.pe* es que sus metodologías de planificación y las carteras de proyectos están elaboradas de manera estratégica con el objetivo de satisfacer las necesidades más sensibles de la población, es decir cuenta con un enfoque en el cierre de brechas sociales.

“Ahora las inversiones se programan siguiendo el enfoque de brechas de servicio público. No todo tiene que ser proyecto de inversión, sino también existen las Inversiones en optimización, ampliación marginal, reposición y rehabilitación (IOARR)”, explica el catedrático de la Universidad Continental, Anthony Moreno. Con *Invierte.pe*, la ejecución de las inversiones tiene mayor dependencia de la gestión presupuestal y contractual.

“Por lo tanto, no hay gestión exitosa de inversiones sin la capacidad de gestionar los contratos de obras, bienes y servicios”, comenta el profesor Moreno.

2.3.11.3. Agilización de la ejecución

Según explica el profesor Anthony Moreno, Invierte.pe si permite agilizar la ejecución de las inversiones, pues ha eliminado y simplificado las reglas de inversiones que tenía el SNIP. Sin embargo, explica que hay otros factores que también podrían retrasar los tiempos de ejecución de una inversión.

“La ejecución depende de otros muchos sistemas más allá del sistema de inversiones. El sistema de seguimiento del SNIP articulaba todos estos sistemas con el SNIP y propiciaba su simplificación y el destrabe. Invierte.pe dejó de hacer esto y lo reemplazó por un sistema tradicional de seguimiento anual de inversión

2.3.12. Antecedentes de estrategia BIM PERU

Con fecha 9 de diciembre de 2018 se publicó el Decreto Supremo N° 284-2018-EF, que aprueba el Reglamento del Decreto Legislativo 1252, Decreto Legislativo que crea el Sistema Nacional de Programación Multianual y Gestión de Inversiones, estableciendo como función de la Dirección General de Inversión Pública (DGPMI) del Ministerio de Economía y Finanzas (MEF) la emisión de metodologías colaborativas de modelamiento digital de la información, para mejorar la transparencia, calidad y eficiencia de las inversiones.

2.3.13. ¿Qué es BIM para invierte PE?

Es una metodología de trabajo colaborativo, sustentada en el modelamiento digital de la información, aplicable a las fases de formulación y evaluación, ejecución y funcionamiento de proyectos de inversión que contienen componentes de infraestructura.

Su objetivo es centralizar toda la información del proyecto en un modelo de información digital creado por todos los agentes involucrados en las distintas fases

del ciclo de inversión, permitiendo una gestión integrada de la misma, aportando eficiencia, transparencia y la calidad de la inversión en infraestructura.

2.3.14. Ventajas del uso de BIM para InviertePE

BIM supone la evolución de los sistemas de formulación y ejecución de proyectos de infraestructura tradicionales basados en la elaboración de planos, ya que incorpora información geométrica (3D), de tiempos (4D), de costos (5D), ambiental (6D) y de mantenimiento (7D)

Al ser una metodología que usa una plataforma de trabajo colaborativa y concurrente, permite detectar interferencias, desde el diseño, reduciendo retrasos y sobrecostos en obra, aportando calidad, transparencia y trazabilidad al proyecto además de ser un potente modelo digital para la operación y mantenimiento de activos.

2.3.15. BIM en el Mundo

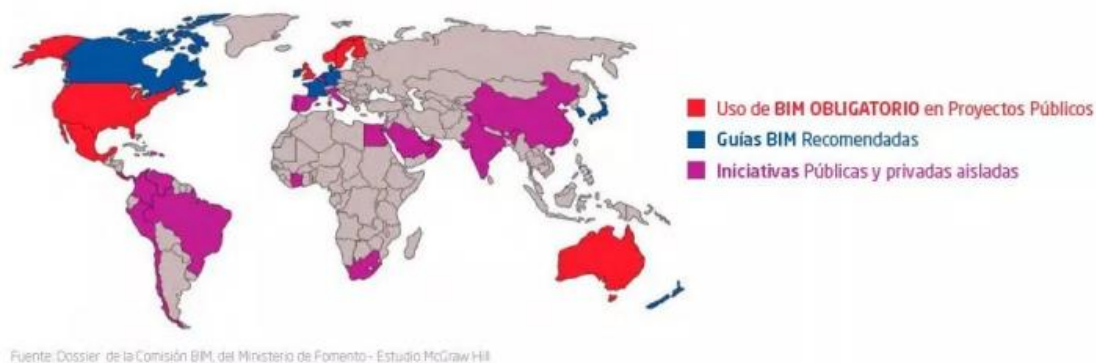


Ilustración 1: BIM en el Mundo (Fuente: InviertePE)

2.3.16. BIM En Latinoamérica

La aplicación de BIM en los grandes proyectos latinoamericanos no es homogénea. En países como Colombia se viene usando, en proyectos privados, habiendo iniciativas en proyectos públicos importantes. En Chile se cuenta con un Plan BIM Nacional en marcha que considera el uso obligatorio del BIM en obras públicas a partir del 2020.

2.3.17. BIM en el Perú

En Perú se han identificado diversas iniciativas desde el sector privado y el sector público, sin contar con una guía, manual y/o estándares únicos para la aplicación adecuada del BIM.

2.3.18. Objetivo del Plan BIM PERU

El objetivo principal es contar con elementos técnicos necesarios para la toma de decisiones, respecto del uso de metodologías colaborativas de modelamiento digital de la información, aplicables a las fases de Formulación y Evaluación, Ejecución y Funcionamiento de la inversión en infraestructura pública.

Teniendo como objetivos específicos:

- Definir y ejecutar un plan de acción (Plan BIM Perú) que establezca metas de corto, mediano y largo plazo que determine actividades y recursos para la implementación de procesos, adopción de herramientas informáticas, generación de capacidades y fortalecimiento del marco institucional, técnico y normativo
- Establecer la institucionalidad que se requiere para la implementación del Plan BIM Perú
- Diseñar y operativizar la estrategia de comunicación y articulación de los diferentes actores relevantes

- Construcción de una línea de base que nos permita medir impactos posteriores de la aplicación de metodologías BIM

2.3.19. Primeras acciones de InviertePE en relación a BIM

- Desarrollar el marco normativo para la implementación efectiva de la metodología BIM.
- Publicar los instrumentos metodológicos para el desarrollo del plan BIM
- Elaborar el diagnóstico de la implementación de la metodología de BIM en el Perú.
- Diseñar el plan de acción de corto, mediano y largo plazo para la adopción de la metodología BIM.
- Dar inicio al plan BIM Perú
- Implementar el plan BIM - Primer Grupo

2.4. Formulación de Hipótesis

2.4.1. Hipótesis General

- Al realizar el análisis estructural determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.

2.4.2. Hipótesis Específicas

- Al realizar el análisis funcional de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.
- Al realizar el Modelamiento estructural de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.
- Al realizar el análisis de la estructura mediante el uso del esclerómetro determinaremos el estado de habitabilidad estructural del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.

2.5. Identificación de las variables

2.5.1. Variable independiente

La variable independiente “X” es: Formas de Evaluación

Dimensiones

- Análisis Funcional de la estructura
- Análisis de la estructura mediante normas ACI
- Modelamiento estructural.

2.5.2. Variable dependiente

La variable dependiente “Y” es: Estado de Habitabilidad

Dimensiones

- Habitabilidad

2.5.3. Variables intervinientes

- Funcionarios de la UNDAC
- Responsable de la Unidad Formuladora
- Responsable de la Unidad Ejecutora.

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

Variable independiente	Definición Operacional	Indicadores
Análisis Funcional de la estructura	Se verificará el análisis funcional de la estructura de acuerdo a las características de la edificación	Instalaciones de la estructura de acuerdo a las normas actuales.
Análisis de la estructura mediante normas ACI	Se verificará la estabilidad de la estructura en base a normas ACI	Resultados de identificación visual
Modelamiento estructural.	Se evaluará de acuerdo a resultados del modelamiento estructural.	Se evaluará las derivas y otros datos del modelamiento estructural.

Capítulo III

Metodología y Técnicas de Investigación

3.1. Tipo de investigación

Por el tipo de investigación, el presente estudio reúne las condiciones metodológicas de una INVESTIGACIÓN EXPLORATORIA.

Investigación exploratoria:

Este tipo de investigación se centra en analizar e investigar aspectos concretos de la realidad que aún no han sido analizados en profundidad (Estudios de Pre inversión de la UNDAC para determinar si la edificación es posible su demolición). Básicamente se trata de una exploración o primer acercamiento que permite que investigaciones posteriores puedan dirigirse a un análisis de la temática tratada.

Por sus características, este tipo de investigación no parte de teorías muy detalladas, sino que trata de encontrar patrones significativos en los datos que deben ser

analizados para, a partir de estos resultados, crear las primeras explicaciones completas sobre lo que ocurre, en nuestro caso verificaremos si lo propuesto por la Unidad ejecutora está dentro de los márgenes técnicos.

3.2. Métodos de Investigación

El método aplicado en este trabajo de investigación es el de Método lógico-deductivo, que Consiste en aplicar principios generales a casos particulares, a partir de ciertos enlaces de juicios. Esto pasa por: 1) encontrar principios desconocidos a partir de los ya conocidos, y 2) descubrir consecuencias desconocidas de principios ya conocidos.

3.3. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación se representa de la siguiente manera:

$$C = I \rightarrow D \rightarrow S$$

Donde:

- C = Conclusiones
- I = Inicio de Problema
- D = Diagnostico
- S = Solución y Conclusiones

3.4. Población y Muestra

3.4.1. Población

La población objeto del estudio está constituida por edificaciones del sector público antiguas propuesta para demolición.

3.4.2. Muestra

Proyecto de la escuela de Post Grado donde se ha programado la demolición de la edificación.

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Revisión de datos técnicos en la edificación	<ul style="list-style-type: none"> - Modelador estructural SAP 2000 - Instrumentos de laboratorio como esclerómetro.

Las técnicas serán: Preparar las mediciones obtenidas siendo analizadas correctamente, medir el proceso de vincular conceptos abstractos con indicadores empíricos, mediante clasificación y/o cuantificaciones, comparación de datos y medir las variables contenidas en la hipótesis.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

3.6.1. Resumen Ejecutivo del Proyecto evaluado

3.6.1.1. Nombre del proyecto

“Mejoramiento de los Servicios de la Escuela de Postgrado de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión – Distrito de Yanacancha – Provincia y Región Pasco”.

3.6.1.2. A.2 Localización del Proyecto

Los detalles de la ubicación exacta de dicho tramo son los siguientes:

Localización y datos:

Región	Pasco
Provincia	Pasco
Distrito	Yanacancha
Localidad	San Juan Pampa
Dirección de la I.E.	Av Los Proceres s/n Urb San Juan Pampa Mz H Lote 03
Teléfono de la I.E.	063-421202
Jurisdicción	SUNEDU
Zona (urbana o rural)	Urbana
Región Natural	Sierra
Ubicación Geográfica	10°39'55.76"S Latitud Sur. 76°15'10.51"O Longitud Oeste.
Altitud	4,358 m.s.n.m.
Ley de Creación	Ley Nº 15527
Fecha de Creación	12 de abril de 1965
Nivel de Servicio	Escuela de Postgrado

Tabla 1: Ubicación de proyecto:

3.6.1.3. Institucionalidad

Unidad Formuladora

Nombre	Dirección de la Oficina de la Oficina de inversiones
Sector	Universidades
Pliego	Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión
Responsable	Econ Celedonio Carbajal Requiz
Cargo	Directos de la Oficina de Proyectos de inversiones
Teléfono	(063) 423576
Email	unidadformuladoradpcundac@gmail.com
Dirección	Ciudad Universitaria de la UNDAC – Yanacancha - Cerro de Pasco
Responsable de Formulación del PIP	Ing. Percy Rojas Naupay Celular: 962694425 / RPM #962694425 e-mail: percyrojasn@hotmail.es

Tabla 2: Unidad Formuladora

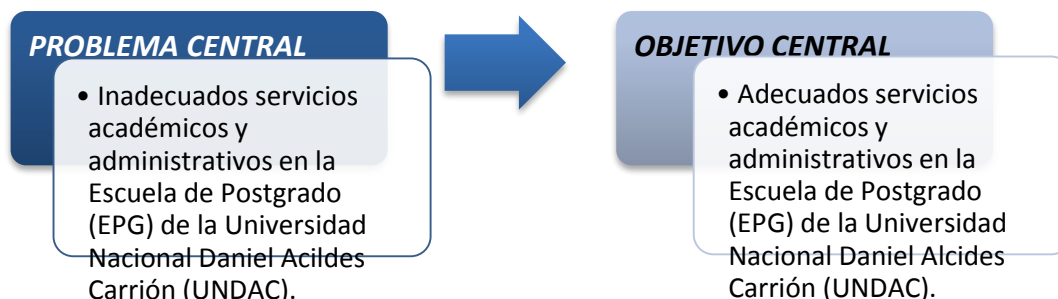
Unidad Ejecutora

Nombre	Dirección de Proyectos y Construcciones
Sector	Universidades
Pliego	Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión
Responsable	Ing. Walter S. Bermúdez Alvarado
Cargo	Directos de Proyectos y Construcciones
Teléfono	(063) 423576
Email	unidadformuladoradpcundac@gmail.com
Dirección	Ciudad Universitaria de la UNDAC – Yanacancha - Cerro de Pasco

Tabla 3: Unidad Ejecutora

3.6.1.4. Planteamiento del Proyecto

B.1. Definición del Objetivo Central



B.2. Alternativas de Solución

Sobre la base de las acciones definidas líneas arriba, se propone las alternativas que permitirán alcanzar el objetivo central:

Nº de Acciones	Acciones del Proyecto Alternativo 01
Acción 1.1a	: Construcción de Infraestructura para los servicios académicos bajo el "Sistema constructivo convencional de estructura aporcado - noble (tipo "A"), con techo aligerado".
Acción 2.1a	: Construcción de Infraestructura para oficinas y atención al usuario bajo el "Sistema constructivo convencional de estructura aporcado - noble (tipo "A"), con techo aligerado".
Acción 3.1a	: Construcción de Infraestructura complementaria bajo el "Sistema constructivo convencional de estructura aporcado - noble (tipo "A"), con techo aligerado".
Acción 4.1	: Adquisición de mobiliarios requeridos, según especificaciones técnicas.
Acción 5.1	: Adquisición de equipos especializados, informáticos y periféricos requeridos, según especificaciones técnicas.
Acción 6.1	: Gestión de presupuesto para capacitación y entrenamiento permanente con cargo a gastos corrientes.
Acción 6.2	: Implementación de nuevos servicios académicos para asumir gastos de capacitación y entrenamiento permanente.
Acción 7.1	: Contratación de Consultoría para la elaboración del plan de capacitación institucional de ejecución anual permanente.
Acción 8.1	: Contratación de servicios especializados para el diseño del sistema de gestión de calidad.
Acción 8.2	: Contratación de servicios especializados para la implantación progresiva del sistema de gestión de calidad.
Acción 9.1	: Contratación de servicios especializados para el diseño de la plataforma, adquisición de software y equipos necesarios.
Acción 10.1	: Contratación de servicios especializados para el diseño de la plataforma, adquisición de software, equipos y servicios virtuales.

Ilustración 2: Acciones del proyecto

3.6.1.5. Tipos de Sistemas Constructivos Planteados, para el componente o acción N°1 – Alternativa 1:

Sistema constructivo	
"Sistema constructivo convencional de estructura aporticado - noble (tipo "A"), con techo aligerado".	
Cimentación	: Concreto simple
Estructura	: Sistema aporticado, con columnas y vigas principales, vigas de cimentación y cimientos corridos para muros y tabiques, de concreto armado.
Muros	: Muros de ladrillo kin-kon arriostrada con columnetas de concreto armado y vigas de confinamiento.
Pisos	: De piso de cerámico, y piso de cemento pulido con falso piso de concreto.
Techos	: <i>Cobertura con losas aligeradas de concreto armado.</i>

3.6.1.6. Determinación de la brecha:

El objetivo del balance oferta demanda es determinar la brecha existente entre la demanda efectiva y la oferta optimizada. Tomándose en cuenta que éste balance se debe realizar teniendo una misma unidad de medida.

C.1. Balance Oferta-Demanda de infraestructura, mobiliarios y equipos

En los cuadros siguientes estimaremos el déficit de áreas (unidades m²) que existe de infraestructura por construir, así como el número de mobiliario y equipos que requiere para poder satisfacer la demanda de servicios durante el desarrollo de las clases de enseñanza académica, docentes con fines académicos y de investigación.

Por lo tanto, tomando en cuenta los resultados del análisis de la demanda y los resultados de la oferta optimizada, se obtuvo el siguiente resultado, el cual se muestra en los cuadros siguientes:

3.6.1.7. Beneficiarios Directos del Proyecto:

1) Usuarios de la comunidad Universitaria

- Alumnos de postgrado de la Maestría.
- Alumnos de postgrado de Doctorado.
- Alumnos de postgrado de la Segunda Especialización
- Administrativos de la EPG-UNDAC.

3.6.2. Análisis Técnico Del Proyecto

3.6.2.1. Estudio técnico

- Tipo de Sistema Estructural y Materiales.

Consideraciones para seleccionar el Sistema Constructivo y Estructural para Edificaciones de Infraestructura Educativa

Parámetro de sitio/ Zonificación (Norma sismorresistente E-030. Cap. 2, Artº 2)

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, basadas en la distribución de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como información neotectónica.

El terreno de la Escuela de Post Grado de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, se considera considerado en la zona 2, basada en la distribución espacial de la sismicidad observada.

Categoría la de Edificación, para estructuras educativas debe ser calificada de acuerdo a las categorías Tipo A: Edificaciones Esenciales según la Norma sismorresistente E-030. Artº 10 Cuya función no debe interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, ya que pueden servir de refugio después de un desastre.

Sistema Estructural/ constructivo, se clasifican según materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección según norma sismorresistente E-030. Artº 12

- El tipo de sistema estructural para la alternativa 01:

SISTEMA CONSTRUCTIVO y ESTRUCTURAL

“ESTRUCTURA DUAL (APORTICADO CON MUROS DE CORTE)

CON LOSA ALIGERADA Y COBERTURA LIVIANA.

Cimentación	Platea de Cimentación y vigas de cimentación.
Estructura	Sistema dual (aporticado y muros de Corte) con columnas y placas, vigas principales y vigas de cimentación de concreto armado, muros de sótano.
Muros	Muros de ladrillo de arcilla arriostradas con columnetas y vigas de concreto armado.
Techos	Losa aligerada en dos sentidos con ladrillos huecos y Loza maciza del 1er nivel al 7mo nivel
Cobertura	La azotea con cobertura liviana.

- Acabados

Tarrajeo

Tarrajeo en muros interiores y exteriores y contra zócalos en general, con mortero de cemento–arena.

Pisos

Piso para los ambientes con falso piso y piso de porcelanato.

Cielorrasos

Cielorraso tarrajado con cemento arena.

Pintura

Los muros, columnas, vigas y cielo raso con pintura látex; las puertas de madera con pintura barniz económico, y ventanas pintura esmalte y anticorrosivo.

Puertas

Las puertas serán de madera cedro con marco.

Ventanas Y Mamparas

Ventanas metálicas con cristales templados.

- Instalaciones Sanitarias (Desagüe Pluvial)

Se ha considerado servicios higiénicos en todos los niveles, con instalaciones de agua fría y desagüe, con tuberías de PVC.

Las instalaciones para evacuar aguas de lluvia se han considerado canaletas de recolección y montantes para evacuar al exterior con tubería de PVC.

- Instalaciones Eléctricas

Las instalaciones eléctricas de todo el edificio, es trifásica, con una sub estación eléctricas, sistema de bombeo y sistema eléctrico del ascensor, las instalaciones de los interiores de del tipo monofásico empotradas y cumplir con las especificaciones técnicas existentes.

3.6.2.2. Metas de productos

Teniendo en consideración la brecha oferta-demanda y el estudio técnico señalado en el párrafo anterior establecer las metas concretas de productos que se generarán en la fase de ejecución.

DESCRIPCION	CANT.	AREA	
		PARCIAL	TOTAL
INFRAESTRUCTURA			3,698.06
Construcción Aulas pedagógicas, Talleres y laboratoios			
Segundo Nivel: Aula magica, Lab Taller Idiomas	2	608.76	
Tercer Nivel: Lab Computo, Servidor Informatico, Lab Investigación	4	608.76	
Cuarto Nivel: Aulas	5	608.76	
Quinto Nivel	5	608.76	
Construcción Auditorio, Sala Espera, Vestibulos, Cocineta y Topico			
Primer Nivel	1	608.76	
Construcción Oficinas de Dirección y Administración			
Sexto Nivel: Dirección Post Grado, Oficinas admstrativas	8	608.76	
Tanque Elevado, Caseta de maquinas de ascensor			
Azotea	1	45.50	

Elaboración: Equipo Consultor

3.6.2.3. Costos del proyecto:

DESCRIPCION	Costo S/.	
	Alternativa 1	Alternativa 2
Estructuras	4,104,755.81	4,431,438.19
Arquitectura	1,821,061.57	1,837,926.43
Instalaciones Sanitarias	201,792.80	203,023.78
Instalaciones Electricas y Sub Estacion	812,876.72	812,729.57
Plan de Manejo Ambiental	84,839.89	84,566.69
Costo Directo	7,025,326.79	7,369,684.66
Gastos Generales 10%	702,532.68	736,968.47
Utilidades 10%	702,532.68	736,968.47
Sub Total	8,430,392.15	8,843,621.59
Impuesto IGV 18%	1,517,470.59	1,591,851.89
Costo Total de Obra	9,947,862.73	10,435,473.49
Costo de Supervisión de Obra 4.85% Obras Civiles	482,393.14	491,773.67
Costo de Expediente Tecnico 2.49% Obras Civiles	247,814.51	282,318.93
Gestión del proyecto	150,100.00	150,100.00
Liquidación	15,000.00	15,000.00
COSTO DE INFRAESTRUCTURA	10,843,170.38	11,374,666.09
Costo de Equipamiento y Mobiliario Incl. Transporte	572,800.38	572,800.38
TOTAL DE COSTO DE PROYECTO	11,415,970.76	11,947,466.47

DESCRIPCION	Costo S/.	
	Alternativa 1	Alternativa 2
Mano de Obra Calificada	1,406,513.58	1,483,493.24
Mano de Obra No calificada	937,716.14	988,995.49
Materiales	4,107,395.99	4,313,172.11
Equipos y Herramientas	573,701.08	584,023.82
Costo Directo	7,025,326.79	7,369,684.66
Gastos Generales 10%	702,532.68	736,968.47
Utilidades 10%	702,532.68	736,968.47
Sub Total	8,430,392.15	8,843,621.59
Impuesto IGV 18%	1,517,470.59	1,591,851.89
Costo Total de Obra	9,947,862.73	10,435,473.49
Costo de Supervisión de Obra 4.85% Obras Civiles	482,393.14	491,773.67
Costo de Expediente Tecnico 2.49% Obras Civiles	247,814.51	282,318.93
Gestión del proyecto	150,100.00	150,100.00
Liquidación	15,000.00	15,000.00
COSTO DE INFRAESTRUCTURA	10,843,170.38	11,374,666.09
Costo de Equipamiento y Mobiliario Incl. Transporte	572,800.38	572,800.38
TOTAL DE COSTO DE PROYECTO	11,415,970.76	11,947,466.47

3.6.3. Análisis estructural.

3.6.3.1. Análisis Estático.

Se efectuó un análisis estructural estático para poder comprobar que el cortante en la base determinada por el método dinámico no sea menor que el 80% del cortante lineal por el método estático de la edificación evaluada.

3.6.3.2. Cálculo De Masas De Pesos

Se efectuó el Metrados de cargas de la estructura se consideró los pesos unitarios y cargas mínimas repartidas de la Norma E 0.20, para el presente análisis de tesis.

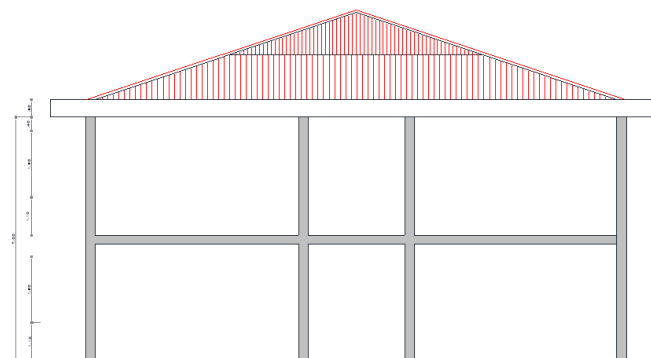


Imagen 1. Cargas verticales por piso

Peso de la edificación $\{P\} = 97\ 4.24\ \text{Tn}$

El peso (P) se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación el 50% de la carga viva, considerando una edificación de categoría A.

3.6.3.3. Cálculo De Masas De Pesos

Para el cálculo de rigidez lateral se tomó en consideración las fórmulas de Mutto y Wilburt, las que se consideran para un análisis estático, teniendo en cuenta el empotramiento de la base.

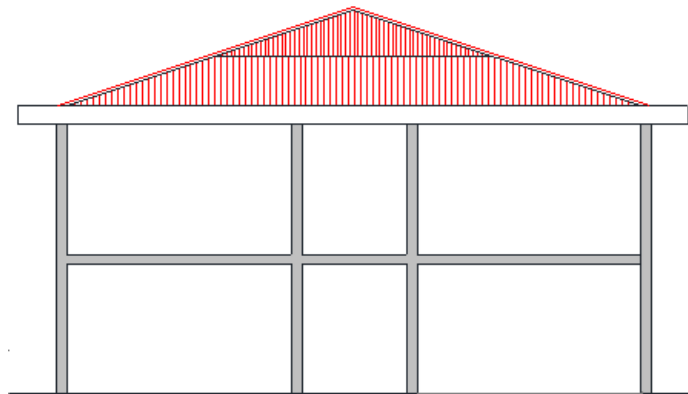


Imagen 2. Rigideces laterales en dirección del eje X-X

3.6.3.4. Regularidad De La Edificación

Se presentan las verificaciones de la regularidad de la estructura en la altura y en planta, según lo indicado en el Art. 11 de la Norma E.030.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	PISO	I		II		Obs.
	PARAMETROS	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	
PISO FLEXIBLE	Rigidez Lateral	476.47	240.96	332.65	209.59	Cumple
IRREGULARIDAD DE MASAS	Masas (Tn)	289.43		284.25		Cumple
IRREGULARIDAD GEOMETRICA	Area Planta (m2)	353.44		353.44		Cumple
DISCONTINUIDAD DEL SISTEMA	Elementos Verticales	No		No		Cumple

IRREGULARIDAD EN PLANTA	PISO	I		II		Obs.
IRREGULARIDAD TORSIONAL	Desplazamiento (mm)	22.8	12	49.2	27.6	Cumple
ESQUINA ENTRANTES	Longitud	33.7		33.7		Cumple
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Area Total	15.2		15.2		Cumple

Tabla 4. Configuración estructural (Fuente: Propio)

3.6.3.5. Evaluación De La Estructura

De la norma sismo resistente (E.030) se tiene los siguientes factores para la evaluación de la cortante basal sísmica:

- Factor de zona (Z) : 0.3
- Parámetros de suelo : $S_1 = T_p(s) = 0.4$; $S = 1$
- Categoría de Edificación (U) : 1.5
- Periodo fundamental : $T = \frac{h_n}{C_r}$
- T : periodo fundamental de la estructura
- H_n : Altura total de la edificación = 12.61 m
- C : coeficiente para estimar el periodo = 35
- $T = \frac{12.61}{35} = 0.3603$
- Factor de amplificación sísmica: $C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right); < 2.5$
- $C = 2.5\left(\frac{0.4}{0.3603}\right) = 2.78 = 2.5$
- Coeficiente de reducción sísmica (R) : 8
- Luego : $V = \frac{ZUCS}{R} V = \frac{0.3 \cdot 1.5 \cdot 2.5 \cdot 1}{8} * 974.24 TN = 137 TN$

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado para estructuras regulares.

$$V_{estatico} = 0.80x(137tn) = 109.6 tn$$

3.6.4. Interacción Suelo - Estructura

A fin de obtener un comportamiento más cercano a la realidad, se ha incluido la interacción suelo estructura en el análisis estructural, para lo cual detallaremos los parámetros necesarios para el desarrollo de la investigación.

3.6.4.1. Método d.d. Barkan – o.a. Savinov

Asumimos $C_o=3.00$ kg/cm³ (roca), cuando $P_o= 0.2$ kg/cm². Calculamos la magnitud de la presión estática del suelo "p" para cada zapata, $P = \frac{974240+333120}{10.61*+97.16*1} = 6786.2 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$

De la formula, calculamos D_o , $D_o = \frac{1-0.28}{1-0.5*0.28} * 3.00 = 2.51 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$

Ahora calculamos los coeficientes C_z , C_x , C_φ , para las zapatas combinadas por la

fórmula, $C_z = C_o \left(1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A}\right) \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$

$$C_z = 3.00 \left(1 + \frac{2(1.4 + 7.58)}{1x10.61}\right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 14880 \frac{T}{m^3}$$

$$C_x = D_o \left(1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A}\right) \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_x = 2.51 \left(1 + \frac{2(1.4 + 7.58)}{1x10.61}\right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 12450 \frac{T}{m^3}$$

$$C_{\varphi} = C_o \left(1 + \frac{2(a + 3b)}{\Delta \cdot A}\right) \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_{\varphi x} = 3.00 \left(1 + \frac{2(1.4 + 3 * 7.58)}{1 \times 10.61}\right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 30671 \frac{T}{m^3}$$

$$C_{\varphi y} = 3.00 \left(1 + \frac{2(1.4 + 1.4 * 7.58)}{1 \times 10.61}\right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 17797 \frac{T}{m^3}$$

Determinamos los coeficientes de rigidez K_z , K_x , K_{φ} , para las zapatas combinadas por la fórmula:

$$K_z = C_z A$$

$$K_z = 14880 * 10,61 = 157877 T/m$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_x = 12450 * 10,61 = 132091 T/m$$

$$K_{\varphi} = C_{\varphi} I$$

$$K_{\varphi x} = 30671 * \frac{1.40 * 7.58^3}{12} = 1558412 T/m$$

$$K_{\varphi y} = 30671 * \frac{7.58 * 1.40^3}{12} = 3084 T/m$$

Ahora calculamos los coeficientes C_z , C_x , C_{φ} , para la cimentación del muro:

$$C_z = C_o \left(1 + \frac{2(a + b)}{\Delta \cdot A}\right) \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_z = 3.00 \left(1 + \frac{2(34.7 + 2.80)}{1 \times 97.16} \right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 9792 \frac{T}{m^3}$$

$$C_x = D_o \left(1 + \frac{2(a + b)}{\Delta.A} \right) \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_x = 2.51 \left(1 + \frac{2(34.7 + 2.8)}{1 \times 97.16} \right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 8192 \frac{T}{m^3}$$

$$C_\varphi = C_o \left(1 + \frac{2(a + 3b)}{\Delta.A} \right) \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_{\varphi x} = 3.00 \left(1 + \frac{2(34.7 + 3 * 2.8)}{1 \times 97.16} \right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 10429 \frac{T}{m^3}$$

$$C_{\varphi y} = 3.00 \left(1 + \frac{2(34.7 * 3 + 2.8)}{1 \times 10.61} \right) \sqrt{\frac{0.6786}{0.2}} = 17686 \frac{T}{m^3}$$

Determinamos los coeficientes de rigidez K_z , K_x , K_φ , para los cimientos del muro por la fórmula:

$$K_z = C_z A$$

$$K_z = 9792 * 97,16 = 951390 T/m$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_x = 8192 * 97,16 = 795935 T/m$$

$$K_\varphi = C_\varphi I$$

$$K_{\varphi x} = 10429 * \frac{34.70 * 2.8^3}{12} = 662011 T/m$$

$$K_{\varphi y} = 10429 * \frac{2.8 * 34.70^3}{12} = 172422854 \text{ T/m}$$

3.6.4.2. Método dinámico v.a. Ilchev

Mediante este método se prosigue a calcular las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu) \cdot E}{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu) \cdot \rho}$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0.28) \cdot 4707267}{(1 + 0.28) * (1 - 2 * 0.28) * 2.8540}} = 1452 \text{ m/s}$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2(1 + \mu) \cdot \rho}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{4707267}{2(1 + 0.28) * 2.8540}} = 803 \text{ m/s}$$

Calculamos los coeficientes de rigidez por la de continuación cuando $\mu = 0.28$.

μ	b_{0z1}	k_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	k_{0z2}
0.25	5.34	21.80	2.80	6.21	7.50
0.35	6.44	26.30	3.12	6.90	8.40
0.45	10.53	43.00	3.29	7.50	9.20
μ	$b_{0\varphi1}$	$k_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$k_{0\varphi2}$
0.25	1.36	5.60	1.00	1.60	7.50
0.35	1.63	6.70	1.03	1.70	7.90
0.45	2.50	10.70	0.84	1.60	7.30
μ	b_{0x1}	k_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	k_{0x2}
0.25	3.10	12.40	1.80	5.20	7.60
0.35	3.10	12.40	1.90	5.70	8.30
0.45	3.10	12.40	2.10	6.40	9.20

Tabla 5. Valores coeficientes de rigidez

$$k_{0z1} = 23.15$$

$$k_{0\varphi1} = 5.93$$

$$k_{0x1} = 12.4$$

$$k_{0z2} = 7.77 \quad k_{0\varphi2} = 7.62 \quad k_{0x2} = 7.81$$

Ahora cuando $\mu = 0.28$, calculamos.

μ	b_{1z1}	k_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	k_{1z2}
0.25	0.87	3.56	0.56	0.62	2.88
0.35	1.06	4.34	0.62	0.78	3.50
0.45	1.81	7.41	0.69	0.78	3.72
μ	$b_{1\varphi1}$	$k_{1\varphi1}$	$m_{1\varphi}$	$b_{1\varphi2}$	$k_{1\varphi2}$
0.25	0.22	1.16	0.12	0.12	1.34
0.35	0.28	1.41	0.16	0.12	1.81
0.45	0.50	1.97	0.16	0.12	1.81
μ	b_{1x1}	k_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	k_{1x2}
0.25	0.53	2.09	0.28	0.75	1.53
0.35	0.53	2.09	0.31	0.84	1.87
0.45	0.53	2.09	0.37	0.84	1.91

Tabla 6: Valores coeficientes de rigidez 2

$$k_{1z1} = 3.79 \quad k_{1\varphi1} = 1.24 \quad k_{1x1} = 2.09$$

$$k_{1z2} = 3.10 \quad k_{1\varphi2} = 1.48 \quad k_{1x2} = 1.63$$

Determinamos los coeficientes cuando $\psi = 35^\circ$, en la fórmula:

$$Y = Y_o + Y_1 \cdot \tan \psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

En zapatas combinadas.

$$k_{z1} = 23.15 + 3.79 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 31.79$$

$$k_{z2} = 7.77 + 3.10 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 14.84$$

El coeficiente equivalente k_z lo calculamos por la siguiente fórmula:

$$k_z = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}$$

$$k_z = \frac{31.79 * 14.84}{49.79 + 14.84} = 10.12$$

Ahora determinamos el valor del coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme:

$$k_{x(z)} = (C_2)^2 * \rho * k_{x(z)} * a, \text{ si; } \alpha = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Para zapatas combinadas:

$$k_z = 803^2 * 0.29 * 10.12 * \sqrt{\frac{10.61}{\pi}} = 3477702 \frac{T}{m}$$

Para cimiento de muro:

$$k_z = 803^2 * 0.29 * 18.33 * \sqrt{\frac{97.16}{\pi}} = 19061645 \frac{T}{m}$$

Análogamente, calculamos los coeficientes k_{x1} y k_{x2} :

En zapatas combinadas:

$$k_{x1} = 12.4 + 2.09 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 17.17$$

$$k_{x2} = 7.81 + 1.63 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 11.53$$

En cimentaciones de muro:

$$k_{x1} = 12.4 + 2.09 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 26.83$$

$$k_{x2} = 7.81 + 1.63 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 19.06$$

En este caso, el coeficiente equivalente k_x será igual a la suma de los coeficientes calculados anteriormente:

En zapatas combinadas:

$$k_x = 17.17 + 11.53 = 29.70$$

En cimentaciones de muro:

$$k_x = 26.83 + 19.06 = 65.72$$

Ahora calculamos el coeficiente de rigidez de desplazamiento elásticos uniforme, a través de la fórmula:

$$k_x = 803^2 * 0.29 * 29.70 * \sqrt{\frac{10.61}{\pi}} = 10206299 \frac{T}{m}$$

En cimentaciones de muro:

$$k_x = 803^2 * 0.29 * 65.72 * \sqrt{\frac{97.16}{\pi}} = 68343223 \frac{T}{m}$$

Luego calculamos por la fórmula:

$$k_{\varphi 1} = 5.93 + 1.24 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 8.76$$

$$k_{\varphi 2} = 7.62 + 1.48 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 11.00$$

En cimentación de muro:

$$k_{\varphi 1} = 5.93 + 1.24 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 14.49$$

$$k_{\varphi 2} = 7.62 + 1.48 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 17.83$$

Luego el coeficiente equivalente k_{φ} será:

En zapatas combinadas:

$$k_{\varphi} = \frac{8.76 * 11.00}{8.76 + 11.00} = 4.88$$

En cimentación de muro:

$$k_{\varphi} = \frac{14.49 * 17.83}{14.49 + 17.83} = 8.00$$

En consecuencia, el coeficiente de rigidez de compresión elástica

no uniforme lo calculamos por la siguiente fórmula:

$$k_{\varphi} = (C_2)^2 * \rho * k_{\varphi} * a^3$$

En zapatas combinadas:

$$k_{\varphi} = (803)^2 * 0.29 * 4.88 * \sqrt{\frac{10.61}{\pi}}^3 = 5663660 \text{ T/m}$$

En cimentación de muro:

$$k_{\varphi} = (803)^2 * 0.29 * 8.00 * \sqrt{\frac{97.16}{\pi}}^3 = 257291551 \text{ T/m}$$

En forma análoga calculamos las masas m_z , m_x , m_{φ} cuando $\varphi = 0.28$

$$m_{0z} = 2.90 \quad m_{0x} = 1.83 \quad m_{0\varphi} = 1.01$$

$$m_{1z} = 0.59 \quad m_{1x} = 0.29 \quad m_{1\varphi} = 0.13$$

Luego:

En zapatas combinadas:

$$m_z = 2.90 + 0.59 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 4.25$$

$$m_x = 1.83 + 0.29 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 2.49$$

$$m_{\varphi} = 1.01 + 0.13 * \tan(35) \sqrt{\frac{10.61}{1}} = 1.31$$

En cimentación de muros:

$$m_z = 2.90 + 0.59 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 6.97$$

$$m_x = 1.83 + 0.29 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 3.83$$

$$m_{\varphi} = 1.01 + 0.13 * \tan(35) \sqrt{\frac{97.16}{1}} = 1.91$$

Entonces calculamos por las fórmulas:

$$M_{x(z)} = \rho \cdot a^3 \cdot m_{x(z)}$$

$$M_{\varphi} = \rho \cdot a^5 \cdot m_{\varphi}$$

En zapatas combinadas:

$$M_z = 0.29 * \sqrt{\frac{10.61}{\pi}}^3 * 4.25 = 7.65 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

$$M_x = 0.29 * \sqrt{\frac{10.61}{\pi}}^3 * 2.49 = 4.48 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

$$M_{\varphi} = 0.29 * \sqrt{\frac{10.61}{\pi}}^3 * 1.31 = 7.96 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

En cimentación de muros:

$$M_z = 0.29 * \sqrt{\frac{97.16}{\pi}}^3 * 6.97 = 347.65 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

$$M_z = 0.29 * \sqrt{\frac{97.16}{\pi}}^3 * 3.83 = 191.03 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

$$M_z = 0.29 * \sqrt{\frac{97.16}{\pi}}^3 * 1.91 = 2947.29 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

3.6.4.3. Método dinámico a.e. Sargian

$$K_x = \frac{28.8 * (1 - \mu^2) * \rho * C_2^2 * \sqrt{A}}{\pi * (7 - 8\mu)}$$

En zapatas combinadas:

$$K_x = \frac{28.8 * (1 - 0.28^2) * 0.29 * 803^2 * \sqrt{10.61}}{\pi * (7 - 8 * 0.28)} = 1081098 \text{ T/m}$$

En cimentación de muro:

$$K_x = \frac{28.8 * (1 - 0.28^2) * 0.29 * 803^2 * \sqrt{97.16}}{\pi * (7 - 8 * 0.28)} = 3271530 \text{ T/m}$$

$$K_\phi = \frac{8.52 * \rho * C_2^2 * I}{\sqrt{\pi} * (1 - \mu) * \sqrt{A}}$$

En zapatas combinadas:

$$K_{\phi x} = \frac{8.52 * 0.29 * 803^2 * \left(\frac{1.40 * 7.58^3}{12}\right)}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.28) * \sqrt{10.61}} = 19474125 \text{ T/m}$$

$$K_{\phi y} = \frac{8.52 * 0.29 * 803^2 * \left(\frac{7.58 * 1.40^3}{12}\right)}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.28) * \sqrt{10.61}} = 664317 \text{ T/m}$$

En cimentación de muro:

$$K_{\phi x} = \frac{8.52 * 0.29 * 803^2 * \left(\frac{34.70 * 2.80^3}{12}\right)}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.28) * \sqrt{97.16}} = 8039700 \text{ T/m}$$

$$K_{\phi y} = \frac{8.52 * 0.29 * 803^2 * \left(\frac{2.80 * 34.70^3}{12}\right)}{\sqrt{\pi} * (1 - 0.28) * \sqrt{97.16}} = 1234760440 \text{ T/m}$$

$$K_x = \frac{\rho * C_2^2 * \sqrt{A}}{\phi * (1 - \mu^2)}$$

En zapatas combinadas:

$$K_x = \frac{0.29 * 1452^2 * \sqrt{10.61}}{0.833 * (1 - 0.28^2)} = 2594188 \text{ T/m}$$

En cimentación de muro:

$$K_x = \frac{0.29 * 1452^2 * \sqrt{97.16}}{0.833 * (1 - 0.28^2)} = 7850322 \text{ T/m}$$

3.6.4.4. Método Dinámico Norma Rusa Snip 2.02.05-87

$$C_z = b_o E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right)$$

En zapatas combinadas:

$$C_z = 1.5 * 480000 * \left(1 + \sqrt{\frac{10}{10.61}}\right) = 1418996 \text{ T/m}^3$$

En cimentación de muro:

$$C_z = 1.5 * 480000 * \left(1 + \sqrt{\frac{10}{97.16}}\right) = 950987 \text{ T/m}^3$$

Luego determinamos los coeficientes de desplazamiento uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

En zapatas combinadas:

$$C_x = 0.7C_z = 0.7 * 1418996 = 993297.2 \text{ T/m}^3$$

$$C_\varphi = 2C_z = 2 * 1418996 = 2837992 \text{ T/m}^3$$

$$C_\psi = C_z = 1418996 \text{ T/m}^3$$

En cimentación de muros:

$$C_x = 0.7C_z = 0.7 * 950987 = 665691 \text{ T/m}^3$$

$$C_\varphi = 2C_z = 2 * 950987 = 1901974 \text{ T/m}^3$$

$$C_\psi = C_z = 950987 \text{ T/m}^3$$

A través de las fórmulas calculamos los coeficientes de rigidez:

En zapatas combinadas:

$$K_z = C_z A = 1418996 * 10.61 = 15055548 \text{ T/m}$$

$$K_x = C_x A = 993297.2 * 10.61 = 150538881 \text{ T/m}$$

$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$K_{\varphi x} = 2837992 * \left(\frac{1.4 * 7.58^3}{12} \right) = 144200104 \text{ T/m}$$

$$K_{\varphi y} = 2837992 * \left(\frac{7.58 * 1.4^3}{12} \right) = 4919072 \text{ T/m}$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

$$K_{\psi x} = 1418996 * \left(\frac{1.4 * 7.58^3}{12} + \frac{7.58 * 1.4^3}{12} \right) = 74559588 \text{ T/m}$$

En cimentación de muros:

$$K_z = C_z A = 950987 * 97.16 = 92397897 \text{ T/m}$$

$$K_x = C_x A = 665691 * 97.16 = 64678537 \text{ T/m}$$

$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$K_{\varphi x} = 1901974 * \left(\frac{34.7 * 2.8^3}{12} \right) = 120733251 \text{ T/m}$$

$$K_{\varphi y} = 1901974 * \left(\frac{2.8 * 34.7^3}{12} \right) = 18542563950 \text{ T/m}$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

$$K_{\varphi x} = 950987 * \left(\frac{34.7 * 2.8^3}{12} + \frac{2.8 * 34.7^3}{12} \right) = 9331648601 \text{ T/m}$$

Coefficientes de rigidez para zapatas combinadas

Modelo dinámico	K_x (T/m)	K_y (T/m)	K_z (T/m)	$K_{\varphi x}$ (T/m)	$K_{\varphi y}$ (T/m)	$K_{\varphi z}$ (T/m)
Barkan	132091	132091	157877	1558412	30847	
lichev	10206299	10206299	3477702	56636660	5663660	
Sargsian	1081098	1081098	2594188	19474125	664317	
Norma Rusa	10538881	10538881	15055548	144200104	4919072	745595588

Tabla 7. Coeficientes de rigidez para zapatas combinadas

Coeficientes de Rigidez para cimiento de muro

Modelo dinámico	K_x (T/m)	K_y (T/m)	K_z (T/m)	$K_{\phi x}$ (T/m)	$K_{\phi y}$ (T/m)	$K_{\phi z}$ (T/m)
Barkan	795935	795935	951390	662011	172422854	
lichev	68343223	68343223	19061645	257291551	257291551	
Sargsian	3271530	3271530	7850322	8039700	1234760440	
Norma Rusa	64678537	64678537	92397897	120733251	1854256395	933164860

Tabla 8. Coeficientes de Rigidez para cimiento de muro

	M_x (Ts ² /m)	M_y (Ts ² /m)	M_z (Ts ² /m)	$M_{\phi x}$ (Ts ² /m)	$M_{\phi y}$ (Ts ² /m)	$M_{\phi z}$ (Ts ² /m)
<i>Zapatas combinadas</i>	4.48	4.48	7.65	7.96	7.96	22.18
<i>Cimentación de muro</i>	191.03	191.03	347.65	2947.29	2947.29	19292

Tabla 9. Coeficientes de Momentos Flector

3.6.5. Análisis de Suelo

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO						
ENSAYO PROCTOR MODIFICADO (NORMA MTC-115, ASTM D-1557, AASHTO T-180)						
OBRA						
MATERIAL :						
PROYECTO :						
DATOS DE LA MUESTRA						
ADICENTA :	C-00				PROGRESIVA :	POSTERIOR :
MUESTRA :	M-00				CLASF. (SUCS) :	GP
PROF. (m) :	0.00 - 1.50 m				CLASF. (AASHTO) :	A-1-a (0)
METODO DE COMPACTACION :		C		FECHA DE ENSAYO :		
Peso suelo + molde	gr	11093	11573	11773	11644	
Peso molde	gr	6657.00	6657.00	6657.00	6657.00	
Peso suelo húmedo compactado		1566	4436.00	4916.00	5116.00	4987.00
Volumen del molde		825	2123.00	2123.00	2123.00	2123.00
Peso volumétrico húmedo		1066	2.09	2.32	2.41	2.35
Recipiente N°		899				
Peso del suelo húmedo+tara		1212	703.0	723.0	699.0	679.0
Peso del suelo seco + tara		987	680.0	687.0	653.0	622.0
Tara		1598	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso de agua	gr		23.00	36.00	46.00	57.00
Peso del suelo seco		302	680.00	687.00	653.00	622.00
Contenido de agua	%		3.38	5.24	7.04	9.16
Peso volumétrico seco	gr/cm ³		2.021	2.200	2.251	2.152
					Densidad máxima (gr/cm ³)	2.252
					Humedad óptima (%)	6.9
RELACION HUMEDAD-DENSIDAD						

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

(NORMA MTC E-107, E-108 AASHTO T-27, ASTM D422)

OBRA

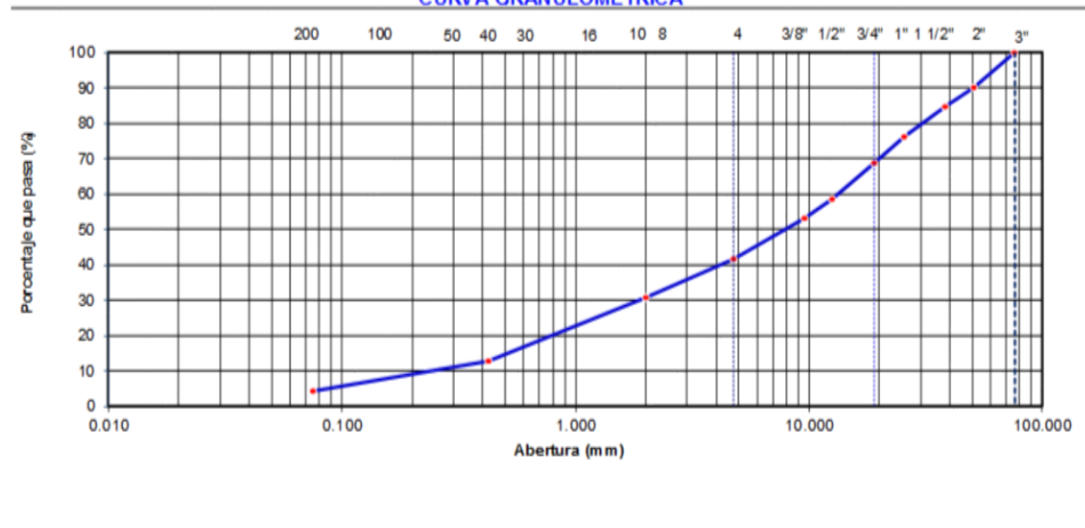
MATERIAL

DATOS DE LA MUESTRA

ALICATA	11	TAMAÑO MAXIMO	3"
MUESTRA		Peso inicial seco	12868 g
TROZ (mm)	0.60 - 3.50 mm	Peso lavado seco	12780.0 g

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACION	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
4"	101.600				100.0		
3"	76.200				100.0		Contenido de Humedad (%): 6.8
2"	50.800	1252	9.7	9.7	90.3		Límite Líquido (LL): 19
1 1/2"	38.100	701	5.4	15.2	84.8		Límite Plástico (LP): 15
1"	25.400	1118.0	8.7	23.9	76.1		Índice Plástico (IP): 4
3/4"	19.000	941.0	7.3	31.2	68.8		Clasificación (SUCS): GP
1/2"	12.500	1303.0	10.1	41.3	58.7		Clasificación (AASHTO): A-1-a
3/8"	9.500	706.0	5.5	46.8	53.2		Índice de Grupo: (0)
Nº 4	4.750	1511.0	11.7	58.5	41.5		Descripción (AASHTO): BUENO
Nº 8	2.380			58.5	41.5		Descripción (SUCS): Grava pobremente gradada con arena
Nº 10	2.000	223.0	10.6	69.2	30.8		
Nº 16	1.190			69.2	30.8		Módulo de Fineza: 2.8
Nº 20	0.840			69.2	30.8		Materia Orgánica: NP
Nº 30	0.600			69.2	30.8		
Nº 40	0.425	376.0	17.9	87.1	12.9		OBSERVACIONES:
Nº 50	0.300			87.1	12.9		
Nº 80	0.177			87.1	12.9		Grava 2" - Nº 4: 48.1
Nº 100	0.150			87.1	12.9		Arena Nº4 - Nº 200: 37.1
Nº 200	0.075	182.0	8.7	95.8	4.2		Finos < Nº 200: 4.2
< Nº 200	FONDO	88.0	4.2	100.0	0.0		

CURVA GRANULOMETRICA



LIMITES DE CONSISTENCIA PARA LA MALLA N°40

LIMITES DE CONSISTENCIA-PASA LA MALLA N°40 (NORMA MTC E-110, E-111, AASHTO T-89, T-90, ASTM D 4318)

OBRA					
MATERIAL					
PROGRESIVA					

DATOS DE LA MUESTRA

CALICATA	T				TAMAÑO MAXIMO : N° 40
MUESTRA	: M-00				
PROF. (m)	0.00 - 1.00 m				

LIMITE LIQUIDO

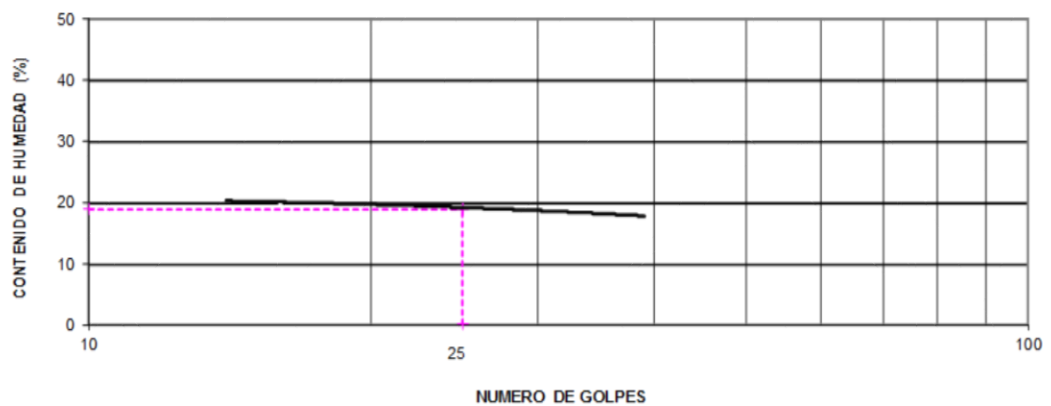
N° TARRO		20	13	6	
PESO TARRO + ε	(g)	41.32	40.77	40.02	
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	35.73	35.54	35.13	
PESO DE AGUA	(g)	5.59	5.23	4.89	
PESO DEL TARR	(g)	8.21	7.81	8.75	
PESO DEL SUELO	(g)	27.5	27.7	26.4	
CONTENIDO DE H	(%)	20.3	18.9	18.5	
NUMERO DE GOLPES		16	25	34	

LIMITE PLASTICO

1598

N° TARRO		7	2		
PESO TARRO + ε	(g)	9.22	8.18	0.0	
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	8.99	8.07	0.0	
PESO DE AGUA	(g)	0.2	0.1	0.0	0.0
PESO DEL TARR	(g)	7.51	7.34	0.0	0.0
PESO DEL SUELO	(g)	1.5	0.7	0.0	0.0
CONTENIDO DE DE HUMEDAD	(%)	15.2	14.3	0.0	0.0

CONTENIDO DE HUMEDAD A 25 GOLPES



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

(NORMA MTC E-107, E-108 AASHTO T-27, ASTM D-422)

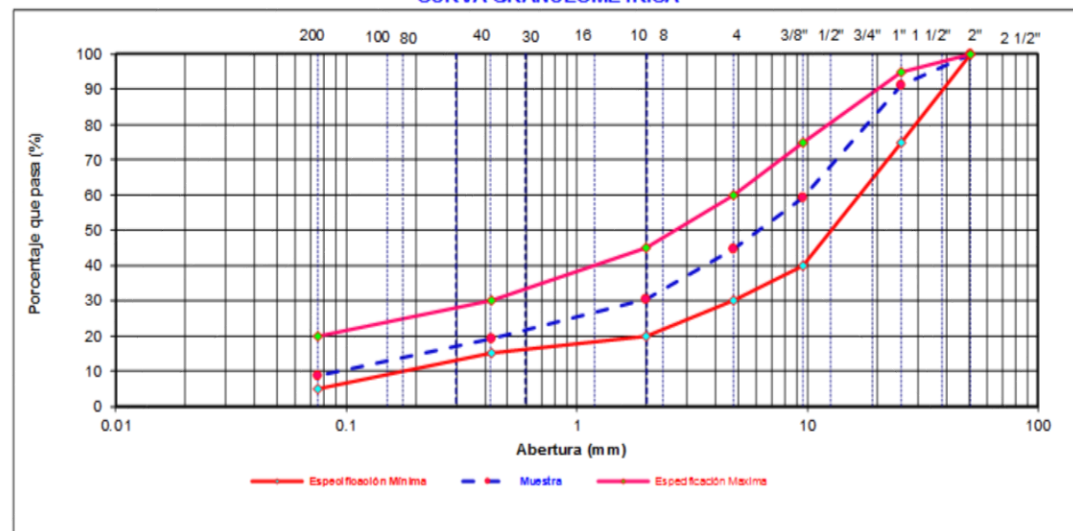
OBRA		CERTIFICADO
MATERIAL	: Base y Sub Granular	TECNICO
CANTERA		ING. RESPONSABLE
		FECHA

DATOS DE LA MUESTRA

CALIFICATA	T:		TAMAÑO MAXIMO	:	2"
MUESTRA	Nº-00		Peso inicial seco	:	10995 g
PROF. (m)	0.00 - 1.50 m		Peso lavado seco	:	10887.0 g

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACION "B"	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
2 1/2"	76.200		0.0	0.0	100.0		Contenido de Humedad (%): 6.9
2"	50.800		0.0	0.0	100.0	100	Límite Líquido (LL): 20
1 1/2"	38.100		0.0	0.0	100.0		Límite Plástico (LP): NP
1"	25.400	954	8.7	8.7	91.3	75 95	Índice Plástico (IP): NP
3/4"	19.000	1335	12.1	20.8	79.2		Clasificación (SUCS): GP - GM
1/2"	12.500	1418	12.9	33.7	66.3		Clasificación (AASHTO): A-1-a
3/8"	9.500	782	7.1	40.8	59.2	40 75	Índice de Grupo: (0)
Nº 4	4.750	1596	14.5	55.3	44.7	30 60	Descripción (AASHTO): BUENO
Nº 8	2.360	1000	9.1	64.4	35.6		Descripción (SUCS): Grava pobremente gradada con limo y arena
Nº 10	2.000	176.0	14.3	69.7	30.3	20 45	Módulo de Fineza: 2.8
Nº 16	1.190	0.0	0.0	69.7	30.3		Materia Orgánica: N.P.
Nº 20	0.840	0.0	0.0	69.7	30.3		
Nº 30	0.600	0.0	0.0	69.7	30.3		
Nº 40	0.425	136.0	11.1	80.7	19.3	15 30	OBSERVACIONES:
Nº 50	0.300	0.0	0.0	80.7	19.3		
Nº 80	0.177	0.0	0.0	80.7	19.3		Grava 2" - Nº 4: 55.0
Nº 100	0.150	0.0	0.0	80.7	19.3		Arena Nº4 - Nº 200: 35.0
Nº 200	0.075	129.0	10.5	91.2	8.8	5 20	Finos < Nº 200: 8.1
< Nº 200	FONDO	108.0	8.8	100.0	0.0		

CURVA GRANULOMETRICA



3.6.6. Descripción De Los Elementos Estructurales Empleados

3.6.6.1. Vigas

Hipótesis para determinar la resistencia nominal a flexión:

- El concreto no podrá desarrollar una fuerza de compresión mayor a la de su resistencia f_c .
- El concreto tiene una resistencia a la tracción muy pequeña y que se agrieta aproximadamente cuando este alcanza un 10% de su resistencia f_c , por lo que se omite en los cálculos de análisis y diseño y se asume que el acero toma toda la fuerza total en tracción.
- La relación esfuerzo-deformación del concreto se considera lineal solo hasta aproximadamente el 50% de su resistencia.
- Prevalece la hipótesis de Bernoulli en la que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión.
- La deformación unitaria del concreto en la rotura es $\epsilon_c=0.003$

3.6.6.2. Columnas

Básicamente la columna es un elemento estructural que trabaja en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

Las columnas llegan a la falla debido a tres casos: por fluencia inicial del acero en la cara de tensión, o por aplastamiento del concreto en la cara en compresión o por pandeo

3.6.7. Método De Diseño Y Reglamentos De Diseño

El método de diseño de elementos de concreto armado es por el Estado

Límite de Resistencia Última.

- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES RNE
- Norma Técnica de Edificaciones de Cargas E.020
- Norma Técnica de Diseño Sismo resistente E.030-2016
- Norma Técnica de Edificaciones de concreto armado E.060-2009
- ESPECIFICACIONES DE ACI 318-14 y ACI 562

3.6.8. Software De Modelación

El software empleado para el modelamiento de pórticos es SAP2000.

El modelo idealiza el comportamiento de los elementos de la siguiente manera:

- Muros : Shell
- Vigas y columnas : Frame
- Escaleras : Slab

3.6.9. Parámetros de Diseño

3.6.9.1. Características De Los Materiales Empleados

Se utilizó las siguientes características de los materiales en el Modelo Matemático y para los Diseños Respectivos de los Elementos Estructurales

CARACTERISTICAS	CONCRETO
f'c (kg/cm ²)	210
Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	15000 (f'c) ^{0.5}
Poisson	0.15
Coefficiente de Amortiguamiento	0.05

CARACTERISTICAS	ALBAÑILERIA (No
f'm min. (kg/cm ²)	55
Módulo de Elasticidad	500 (f'm)
Poisson	0.25
Coefficiente de	0.15
Peso de ladrillo solido	1800 kg/m ³
Peso de ladrillo hueco	1350 kg/m ³
Unidad de albañilería	9x13x23 cm
Juntas	1.5 cm
CARACTERISTICAS	ACERO
fy (kg/cm ²)	4200

Módulo de Elasticidad 2.1×10^6 (kg/cm²)

CARACTERISTICAS SUELO
 Capacidad admisible (kg/cm²) 2.01

Tabla 10: Característica de los materiales empleados

3.6.10. Cargas De Diseño

Para la determinación de las cargas de diseño se han determinado en primera instancia las dimensiones de los elementos estructurales, a nivel de pre dimensionamiento, considerándose para ellas las cargas a continuación.

3.6.10.1. Cargas Estáticas Cargas Unitarias

Se consideró las siguientes sobrecargas y cargas muertas

CARGA MUERTA	
Peso Específico del Concreto	2.4 Tn/m ³
Aligerado: 0.20 m	0.30 Tn/m ² (R.N.E.)
Acabados	0.1 Tn/m ² (R.N.E.)
Muro de Albañilería	Depende de metrados
Tabique	Depende de metrados

Tabla 11: Carga Muerta Empleada en la investigación

CARGA VIVA	
Aulas	0.25 Tn/m ²
Baños (de acuerdo a la ubicación)	0.50 Tn/m ² .s
Otros de acuerdo a la necesidad	

Tabla 12: Carga Viva Empleada en la investigación

3.6.10.2. Cargas Distribuidas

Para el análisis de la estructura se consideraron cargas distribuidas correspondientes a las cargas muertas, cargas vivas y de viento.

3.6.10.3. Masas Para El Análisis Dinámico Modal Y Sísmico

Las masas provenientes de las losas, piso terminado, y de la sobrecarga se concentran a nivel del centro de masas de cada losa; y las masas provenientes del peso propio de las vigas y columnas se consideran distribuidas en toda su longitud. Luego el programa lleva la masa de los elementos estructurales hacia los nudos extremos.

En el cálculo de la masa de la estructura se consideró el 50% de la carga viva (R.N.E. E.030/ 4.3).

3.6.10.4. Análisis Sísmico

Se realizó un Análisis Sísmico Dinámico por Superposición Modal Espectral. Los parámetros empleados para el cálculo del Espectro de Respuesta fueron:

- Factor de Zona $Z = 0.25$ (Zona 2)
- Factor de Uso $U = 1.5$ (Categoría A - Edificaciones Esenciales) Factor de Suelo $S = 1.2$ (Según E.M.S.)
- Periodo que define la Plataforma del Espectro $T_p = 0.6$ (Según E.M.S.)
- Periodo que define el Inicio de la Zona del Factor C $T_L = 2.0$ (Según E.M.S.).
- Factor de Reducción de Fuerza Sísmica $R_x = 8$; $R_y = 3$

De esta forma el factor

- $ZUCS/R_x = 0.1406$
- $ZUCS/R_y = 0.3750$

Para la superposición de los modos se empleó la fórmula de la Combinación Cuadrática Completa contemplando un 5% de amortiguamiento crítico.

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Seismic Zone:

Occupation Category:

Soil Type:

Irregularity Factor, Ia:

Irregularity Factor, Ip:

Basic Response Modification Factor, R0:

Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0	0.375
0.1	0.375
0.2	0.375
0.3	0.375
0.4	0.375
0.5	0.375

Plot Options

Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

Function Graph

E-3

420

360

300

240

180

120

60

0

0.0 1.5 3.0 4.5 6.0 7.5 9.0 10.5 12.0 13.5 15.0

OK Cancel

Ilustración 3: Colocación de datos para análisis sísmico

3.6.10.5. Combinaciones De Carga según Norma Peruana

La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo deberá ser como mínimo:

- $U=1.4CM+1.7CV$
- $U=1.25 (CM+CV) \pm CS$
- $U=0.9 (CM) \pm CS$

3.6.11. Cálculo De Las Solicitudes

La resistencia del diseño será tomada como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones. Cada uno de estos factores puede estar dentro de los límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad en los elementos diseñados

Adicionalmente se ha considerado en su determinación la importancia relativa de la falla de los miembros respecto a toda la estructura, y el grado de advertencia del modo de falla.

1° para flexión sin carga axial	$\phi = 0.90$
2° para flexión con carga axial de tracción	$\phi = 0.90$
3° para flexión con carga axial de compresión y	$\phi = 0.75$
compresión sin flexión:	$\phi = 0.70$
Elementos con refuerzo en espiral	
4° para cortante con o sin torsión.	$\phi = 0.85$
5° para aplastamiento en el concreto.	$\phi = 0.70$

Tabla 13: Solicitudes para el diseño

Los elementos sometidos a flexión son las vigas, las losas aligeradas y pisos (losas macizas, nervadas y/o aligeradas en una o dos direcciones) las escaleras y en general

todos aquellos que están sometidas a cargas perpendiculares a su plano, las cuales ocasionan esfuerzo de flexión y cortante.

Para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento agrietamiento, los códigos consideran una cuantía mínima.

Para el caso de sección rectangular, se indica que el área mínima de refuerzo podría calcularse con:

$$A_{s_{min}} = \frac{f'cbd}{f'y}$$

El refuerzo mínimo por contracción y temperatura que se coloca perpendicular al refuerzo por flexión en losas en una dirección, o que es el mínimo exigido para dos direcciones para losa así armadas, debe cumplir con los siguientes límites.

Losas con barras lisas	0.0025 bh
Losas con barras corrugadas $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020 bh
Losas con barras corrugadas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018 bh
Losas con barras corrugadas $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018 x 4200/ f_y bd (pero no menor a 0.014 bh)

Tabla 14: Cuantías

3.6.12. Modelamiento De La Estructura En El SAP2000

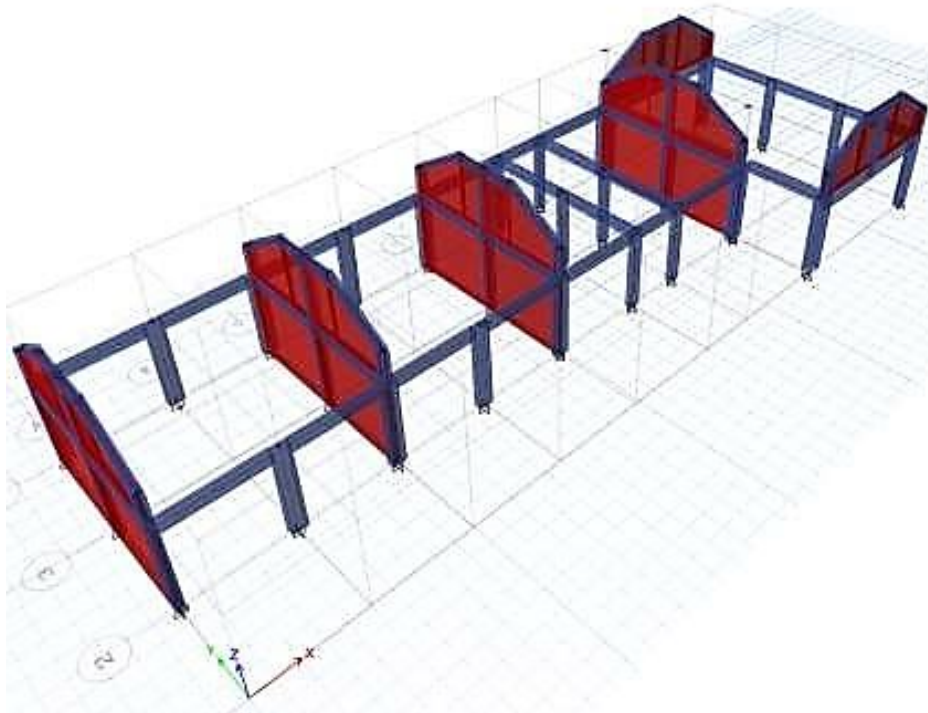


Ilustración 4: Planteamiento General de la Edificación 1

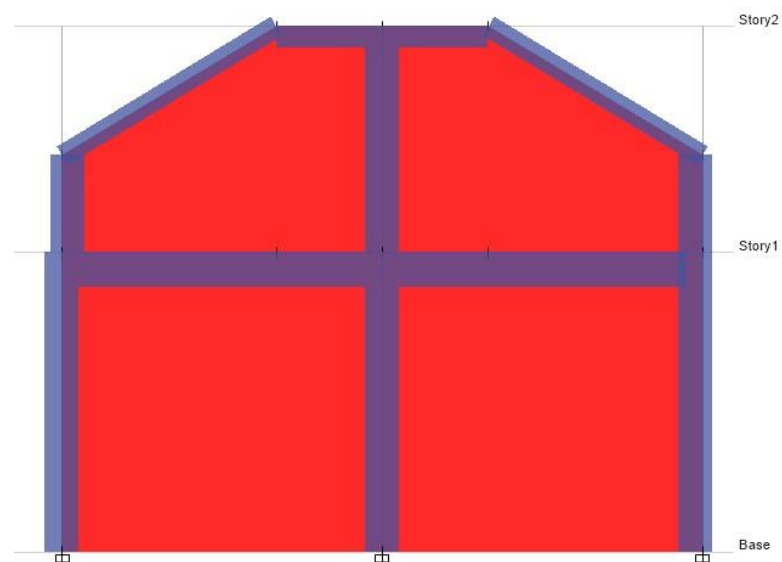


Ilustración 5: Vista Lateral de la Edificación 1

3.6.12.1. Resultado De Análisis (SAP2000)

3.6.12.1.1. Resultado De Análisis Seudo-Estáticos

Para el análisis de la estructura se tuvo las siguientes consideraciones:

Para la respuesta en los elementos que conforman la estructura se consideró la combinación cuadrática completa para cada modo.

El periodo fundamental del modelo matemático realizado es de $T = 0.274$ seg.

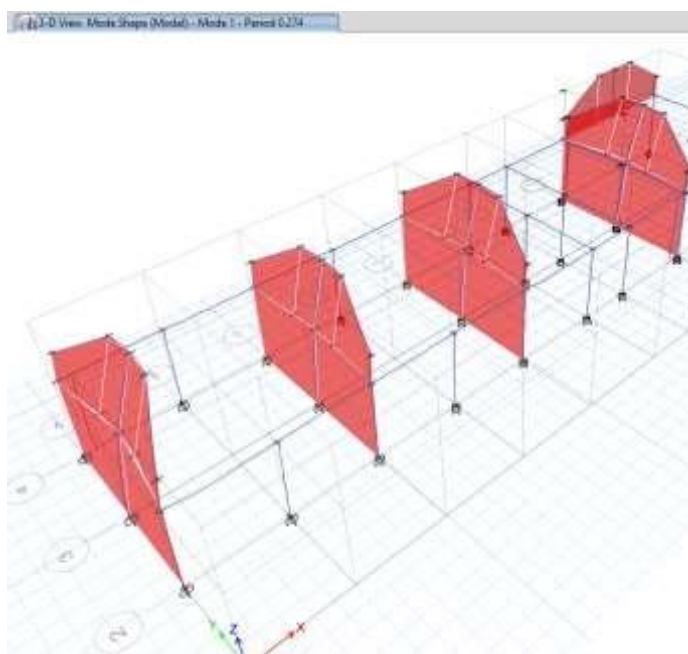


Ilustración 6: Resultados Seudo - Estaticos

Se consideró los modos de vibración cuya suma de masas efectivas es mayor al 90%, por lo que se cumple con F.P.M.>90%, según R.N.E. E.030/4.6.1.

Modal Load Participation Ratios					
1 de 3 Reload Apply					
	Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	100	99.98
	Modal	Acceleration	UY	99.99	98.99
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

Ilustración 7: Ratios de Participación

3.6.12.1.2. Peso de la estructura

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0.5

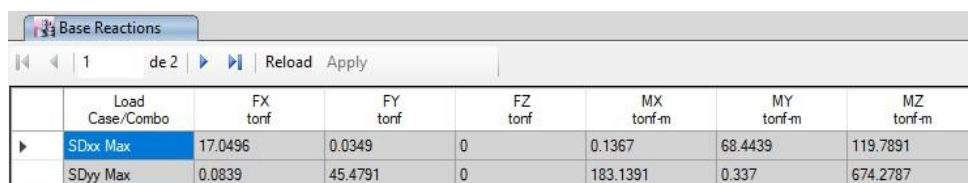
Ilustración 8: Datos para el peso de la estructura

Se calculó adicionando a la carga permanente y a la carga muerta el 50% de la carga viva según R.N.E E.030/4.3. Peso de la Estructura es: $P_t = 151.60 \text{ Tn}$

- El cortante esperado será: $V_x = 0.1406 \times 151.60 \times 80\% = 17.05 \text{ Tn}$
- El cortante esperado será: $V_y = 0.3750 \times 151.60 \times 80\% = 45.48 \text{ Tn}$

3.6.12.1.3. Fuerza cortante mínima en la base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la edificación es mayor que el cortante esperado (Con escalado proporcional).



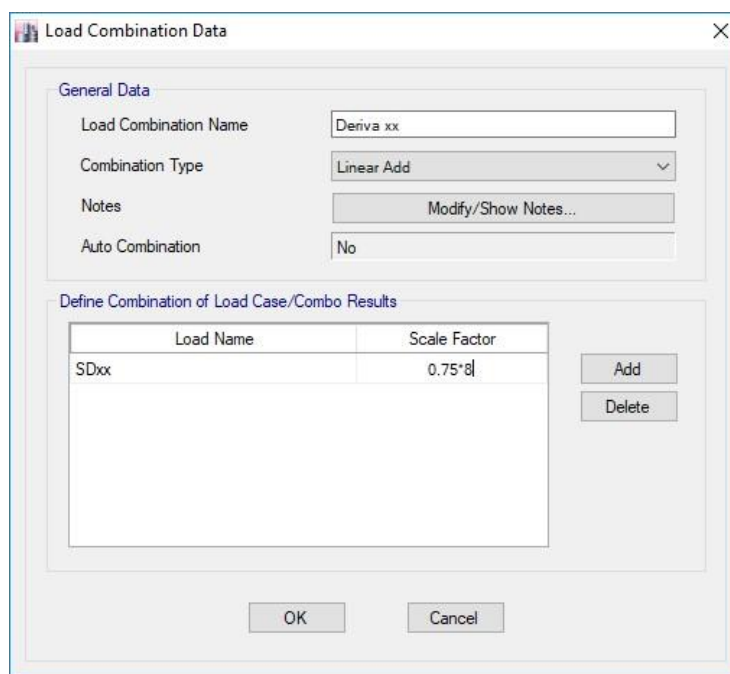
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
SDxx Max	17.0496	0.0349	0	0.1367	68.4439	119.7891
SDyy Max	0.0839	45.4791	0	183.1391	0.337	674.2787

Ilustración 9: Fuerza Cortante Mínima en la Base

El cortante $V_d > 80\%$ Vest, en todas las direcciones, por lo que cumple con el R.N.E. E.030/4.6.4.

3.6.12.1.4. Calculo de los desplazamientos relativos laterales y su comparación con los máximos permitidos por la norma e.030.

Debido al sismo en X-X



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Deriva xx

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
SDxx	0.75

Add

Delete

OK Cancel

Ilustración 10: Datos Para desplazamientos laterales X

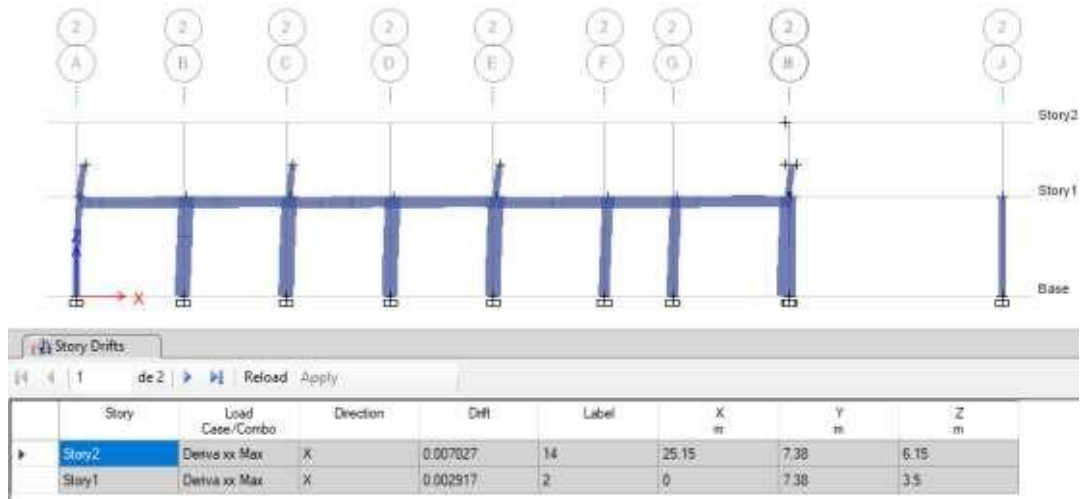


Ilustración 11: Desplazamientos laterales

Debido al sismo en Y-Y por SISMO Y:

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Deriva yy

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
SDyy	0.75*3

Add Delete

OK Cancel

Ilustración 12: Datos Para desplazamientos laterales Y

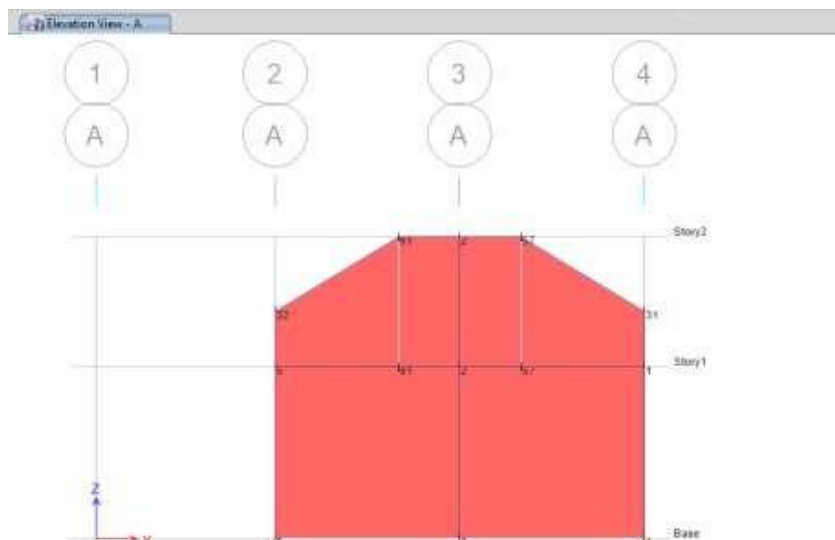


Ilustración 13: desplazamientos laterales Y

3.6.12.2. Comparación con los desplazamientos laterales relativos admisibles:

DEL SAP2000				NORMA
	H (m)	X	Y	
STORY 2	6.15	0.007000	0.006228	0.007
STORY 1	3.50	0.002917	0.001032	0.007
BASE	0.00	0.000000	0.000000	0.007

Tabla 15: Desplazamientos laterales relativos

Como se puede apreciar en los cuadros anteriores los Desplazamientos Laterales Relativos de entresijos obtenidos en la dirección X e Y son menores que los máximas desplazamientos permisibles en el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

COMENTARIO:

Verificadas las Distorsiones, las mismas que cumple con lo establecido en las normas, procederíamos al Diseño de los Elementos Estructurales teniendo en cuenta las Normas E-60 de Concreto Armado y E-30 de Sismo Resistente, sin embargo, el edificio no necesita diseño estructural para sostenimiento o reparación. En tal sentido no merece la demolición.

3.6.13. prueba de índice de rebote

El ensayo esclerómetro o índice de rebote es hecho mediante el uso del denominado esclerómetro el cual constituye un ensayo no destructivo, a fin de evaluar la resistencia del concreto (Carlos Sanjuan;2014).

Este ensayo fue diseñado por el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40 y patentado como Martillo Schmidt , siendo su valor de “R” (índice de rebote) una unidad adimensional que relaciona la dureza superficial del concreto con su resistencia de modo experimental (Carlos Sanjuan;2014).

Este ensayo en líneas globales es un ensayo de estimación de la resistencia a compresión del concreto, siendo susceptible a variaciones. Dicho esto, es un método que genera confiabilidad aceptable.

Los ensayos esclerometricos poseen una variación importante de hasta un $\pm 15\%$ en el valor de resistencia en mezcla similar, por lo que podemos esperar una precisión en índice de rebote de $\pm 15/\sqrt{n}\%$ con una confianza de 95% (Carlos Sanjuan;2014).

3.6.13.1. Esclerómetro

Un esclerómetro es un instrumento manual de peso aproximado de 2 kg, de accionamiento mecánico el cual tiene una fuerte energía de impacto y su funcionamiento es de características sencillas (Carlos Sanjuan, 2014).

Este instrumento se permite el uso del fundamento de índice de rebote el cual sustenta que si golpeamos un elemento con una fuerza determinada este elemento regresa parte de esa energía rebotada, dependiendo de la dureza del material golpeado, así que se puede inferir que a mayor dureza mayor rebote de la misma forma menor dureza caso contrario. Esto es básicamente lo que hace un esclerómetro.

El accionamiento de este instrumento es simple, se genera presión sobre la superficie de concreto a ser objeto de estudio, una vez se genera la presión determinada el resorte libera la presión y golpea el concreto, el concreto responde a este golpe de acuerdo a su dureza, esta respuesta es la que desplaza una guía sobre un visor escalado de 10 a 100 y consigue la medición, se puede hacer uso del botón de bloquea con a fin de tomar cuenta de la medida (Carlos Sanjuan;2014).

Como se puede ver el esclerómetro es un instrumento de fácil uso debido a que las mediciones se pueden hacer de manera rápida además de ser un ensayo no destructivo.

A continuación, se muestra las partes de un esclerómetro.

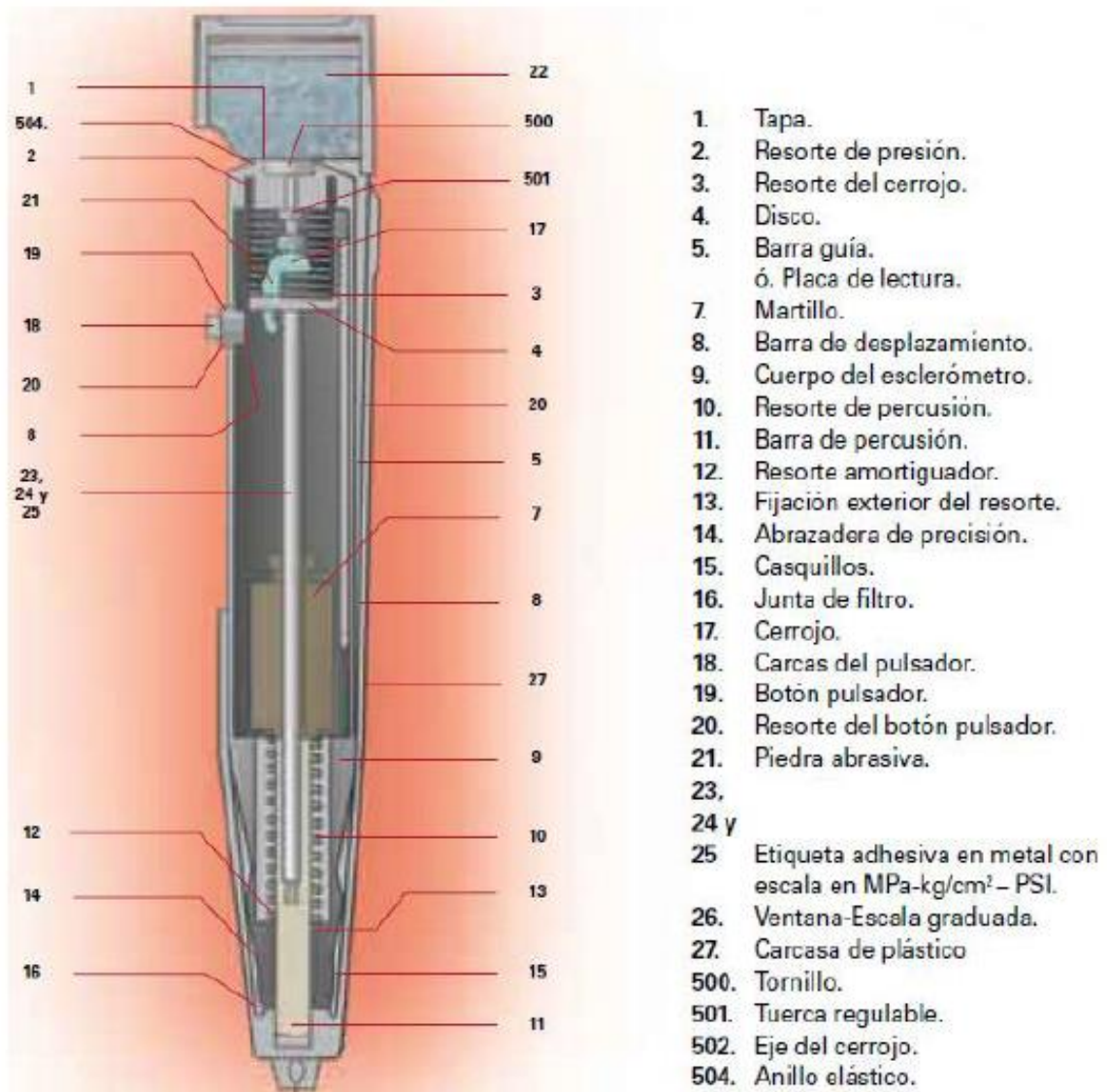


Figura : Partes de un esclerómetro

Fuente: Rubén M., 2014

Siendo un ensayo para la determinación de la resistencia del concreto, presenta características que la diferencia de otros métodos para la obtención de sus determinaciones en términos de resistencia a compresión. Dicho esto, se generan características a modo de ventajas y desventajas, las más relevantes se muestran a continuación:

Ventajas

- Es un ensayo no destructivo
- Es económico
- Debido a su fácil uso se puede realizar gran cantidad de determinaciones

Desventajas

- Existen varios factores que influyen en las determinaciones
- Se necesita una superficie de concreto liso para su realización
- Solo afecta a los primeros centímetros de la pieza (2-3cm)
- Puede variar de acuerdo a la pericia del operario

3.6.13.2. Factores de Influencia y Corrección

Este ensayo para el logro de proporcionar datos confiables que reflejen la realidad del elemento ensayado hace uso de una gama de factores de corrección los mismos que analizaremos a continuación:

3.6.13.2.1. Tipo de Cemento

La finura del cemento puede ocasionar variaciones en torno del 10%, para concretos convencionales, esto de valore son sujetos a tipo de cemento usado (Carlos Sanjuan, 2014).

3.6.13.2.2. Contenido de Cemento

Este factor de baja relevancia teniendo una influencia menos del 10% (Carlos Sanjuan, 2014).

Este factor genera directamente influencia en el contenido de finos en consecuencia genera una menor presencia de poros

Según (Nelson Quispe, 2017), en la construcción Puneña se estima que se coloca un promedio de 8 bls por 1 m³ de concreto, dato que es sujeto a variación.

3.6.13.2.3. Tipo de Agregado

El agregado también juega un papel importante en los resultados mostrados por el esclerómetro, afectando principiante a mezcla que usan piedra chancada en su composición subestimándose estos en 6 – 7 N/mm² (Carlos Sanjuan, 2014).

En el contexto Puneño el uso de piedra chancada como agregado grueso es prácticamente nulo, usándose en su reemplazo el canto rodado de origen natural.

3.6.13.2.4. Tipo de Superficie

Este método no es adecuado para superficies abiertas, es decir elementos no encofrados e irregulares, en consecuencia, su uso se limita en superficies encofradas, se puede usar medios abrasivos a fin de alisar la superficie, pero estos pueden generar sobreestimación de la medición.

3.6.13.2.5. Edad

Hasta los 90 días de edad no existen influencias, a partir de este plazo se pueden generar sobreestimaciones (Carlos Sanjuan,2014).

Esto tiene inmediata relación con la carbonatación como se verá en el siguiente punto.

3.6.13.2.6. Carbonatación Superficial

La carbonatación se debe principalmente a la portlandita formada durante la hidratación de los componentes del cemento y a los hidróxidos de sodio y potasio presentes. El descenso de la alcalinidad se produce principalmente por la reacción de los compuestos

de carácter básico de la fase acuosa del hormigón, hidróxido de sodio, potasio y calcio con componentes ácidos de la atmosfera, dióxido de carbono (CO₂) y de azufre (SO₂) generándose un descenso de la alcalinidad denominada genéricamente carbonatación (Isabel Galan, 2011).

Para (Adrian Licor, 2016), la carbonatación es uno de los muchos factores importantes que determinan la vida útil en servicio de una estructura de concreto armado, la carbonatación se puede definir como la reducción de la alcalinidad del concreto por acción de los componentes ácidos de la atmosfera como el dióxido de carbono (CO₂) y de azufre (SO₂).

En concordancia por lo vertido por diversos autores, la carbonatación es natural al cemento y su exposición al medio ambiente.

Los efectos de la carbonatación en el concreto son un aumento en la resistencia a tracción y compresión de las zonas afectadas, así como a tensiones y micro fisuras. (Isabel Galan; 2011)

En consecuencia, se afirma que la carbonatación es uno de los factores más importantes, para carbonataciones de hasta 5mm los estudios no muestran errores significativos, con el ensayo de esclerometría (Carlos Sanjuan, 2014) sin embargo para carbonatación profunda se puede sobre estimar la resistencia hasta en un 50%. Siendo uno de los factores más importantes, sino el más importante que afecta a la determinación de la resistencia.

El avance de la carbonatación se produce desde el exterior hacia el interior de la estructura de concreto esto depende de varios factores (Adrian Licor, 2016), como son:

- Relación agua cemento
- Humedad Relativa
- Porosidad del concreto
- Cantidad de CO₂ en el ambiente

La velocidad de penetración se ve reducida en concretos más densos y bien curados. La temperatura y la presencia de humedad en el ambiente son de gran influencia en hormigones sometidos a ambientes HR<20% se presenta un índice de carbonatación muy bajo en forma similar a lo que sucede en ambientes húmedos HR>80% en la que el agua cierra los poros capilares dificultando el ingreso de CO₂, sin embargo, los ambientes intermedios con 25%<HR<75% presentan mayor velocidad de penetración (Adrian Licor; 2016).

3.6.13.2.6.1. Modelos de predicción de la carbonatación

Para el frente carbonatado se mueve hacia el interior del hormigón en una relación proporcional a la raíz cuadrada del tiempo (Adrian Licor, 2016), esta relación es lo que se conoce como la “ley de la raíz cuadrada”.

$$Px=Vc*\sqrt{t}$$

También una alta relación agua cemento a/c en el concreto a causa un aumento en la porosidad del mismo (Adrian Licor; 2016) en consecuencia se genera que a menor resistencia del concreto mayor carbonatación.

Haciendo uso de este método para condiciones de temperatura humedad de (Isabel Galan, 2011) obtuvo resultados empíricos de la profundidad de penetración de la carbonatación para una serie de pastas de concreto, los cuales se sometieron a diferentes procesos de carbonatación natural. Expuestos a diferentes niveles de CO₂ y HR, en donde afirma que la velocidad de penetración de la carbonatación es determinada por el HR producto de estos ensayos obtuvo una gama de resultados.

Los concretos usados en sus determinaciones son:

Tabla: Cementos usados para el estudio de carbonatación

	CEMENTO	% CLINKER	ADICIONES	FABRICANTE	PROVINCIA
1	CEM I 42,5R	95-100	Sin adiciones	Lafarge-Asland	Toledo
2	I 42,5R/ 5R	95-100	Sin adiciones	Uniland	Barcelona
3	CEM II/B-LL 32,5N	65-79	Caliza	Cemex	Alicante
4	CEM II/A-M (V-L) 42,5R	80-94	Ceniza , Caliza	Portland-Valderrivas	Madrid
5	CEM II/B-M (S-V) 42,5N	65-79	Escoria, Ceniza	Holcim	Almería
6	CEM II/A-P 42,5R	80-94	Puzolana	CEISA	Las Palmas
7	CEM II/B-P 32,5N	65-79	Puzolana	Cemex	Toledo
8	CEM II/A-S 52,5N	80-94	Escoria	Tudela Veguín	León
9	CEM II/A-V 42,5R	80-94	Ceniza volante	Lemona	Vizcaya
10	CEM II/B-V 32,5R	65-79	Ceniza volante	Cosmos	Córdoba
11	III/B 32,5N/5R	20-34	Escoria	Alfa	Santander
12	III/C 32,5N/SR/BC	5-19	Escoria	Cemex	Tarragona
13	CEM IV/B (V) 32,5N	45-64	Ceniza volante	Alfa	Santander
14	CEM II/A-L 42,5R	80-94	Caliza	Cosmos	Huelva
15	III/A 42,5N/5R	35-64	Escoria	Tudela Veguín	Oviedo

Fuente: Isabel Galan, 2011

Tabla: Composición de los cementos usados para el estudio de carbonatación

	CEMENTO	% SiO ₂	% Al ₂ O ₃	% Fe ₂ O ₃	% CaO	% SO ₃	% MgO	% Na ₂ O	% K ₂ O	% Cl
1	CEM I 42,5R	20,18	4,49	2,64	63,83	3,45	2,28	-	0,95	0,010
2	I 42,5R/SR	20,45	3,45	3,59	62,77	3,20	1,39	0,09	0,61	0,003
3	CEM II/B-LL 32,5N	16,83	4,30	2,20	55,96	3,06	2,40	0,24	0,86	0,035
4	CEM II/A-M (V-L) 42,5R	22,02	10,04	2,39	57,15	7,16	2,56	0,47	1,16	0,001
5	CEM II/B-M (S-V) 42,5N	25,00	8,70	2,50	54,20	2,76	2,72	0,45	0,52	0,050
6	CEM II/A-P 42,5R	31,45	6,26	3,36	52,64	2,60	0,20	-	-	0,030
7	CEM II/B-P 32,5N	26,24	8,58	6,62	49,23	3,40	6,21	1,36	1,07	0,006
8	CEM II/A-S	21,72	7,53	2,81	60,11	3,01	2,00	0,43	0,83	0,002
9	CEM II/A-V 42,5R	21,63	5,81	3,97	56,31	3,48	1,94	0,71	0,96	0,030
10	CEM II/B-V 32,5R	29,19	10,25	2,53	48,58	2,92	2,82	0,20	1,10	0,001
11	III/B 32,5N/SR	26,40	10,60	2,47	45,95	2,72	3,12	0,27	0,70	0,011
12	III/C 32,5N/SR/BC	30,04	10,12	1,16	46,82	3,80	5,80	0,06	0,37	0,075
13	CEM IV/B 32,5N	32,23	12,32	4,20	41,05	2,64	2,14	0,41	1,59	0,003
14	CEM II/A-L 42,5R	18,33	4,81	3,22	62,01	3,15	0,83	0,18	0,69	0,010
15	III/A 42,5N/SR	26,60	8,50	2,50	55,60	2,10	4,80	-	0,70	-

Fuente: Isabel Galan, 2011

También se presentan las dosificaciones que utilizó el investigador.

Dosificaciones consideradas

DOSIFICACIÓN TIPO EDIFICACIÓN		DOSIFICACIÓN TIPO OBRA CIVIL	
Cemento	300 kg	Cemento	400 kg
Grava 6-12 mm	1144 kg	Grava 6-16 mm	949 kg
Arena 0-2 mm	820 kg	Arena 0-2,5 mm	297 kg
Agua	180 kg	Arena 0-5 mm	614 kg
a/c	0,6	Agua	180 kg
		a/c	0,45

Fuente: Isabel Galan, 2011



Figura: Resistencia a la compresión de los concreto estudiados

Fuente: Isabel Galan, 2011

Durante para el logro de sus resultados el investigador tomo condiciones que se muestran a continuación:

Tabla: HR y temperatura par los casos ensayados

Ambiente	Humedad relativa (%)	Temperatura (°C)	[CO ₂] (ppm)
Interior	24-68	13-25	400-850
	Valor medio: 38	Valor medio: 22	
Exterior	27-97	0-31	400
	Valor medio: 57	Valor medio: 16	

Fuente: (Isabel Galan, 2011)

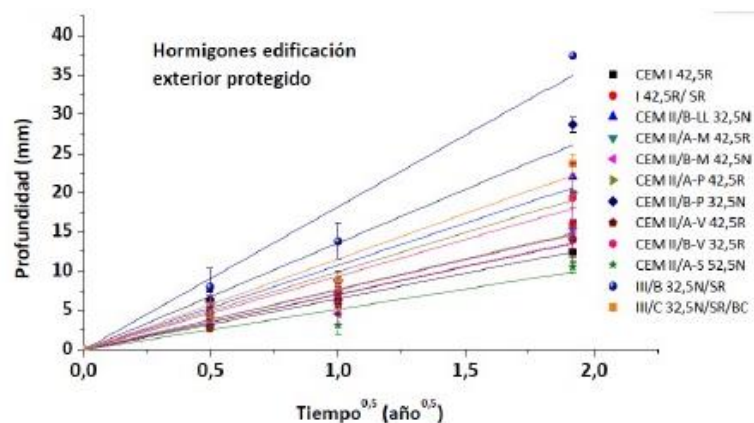


Figura: Profundidades de carbonatación vs tiempo

Fuente: Isabel Galan, 2011

En la siguiente figura se muestra la velocidad de a la que el frente de carbonatación penetra en el concreto.

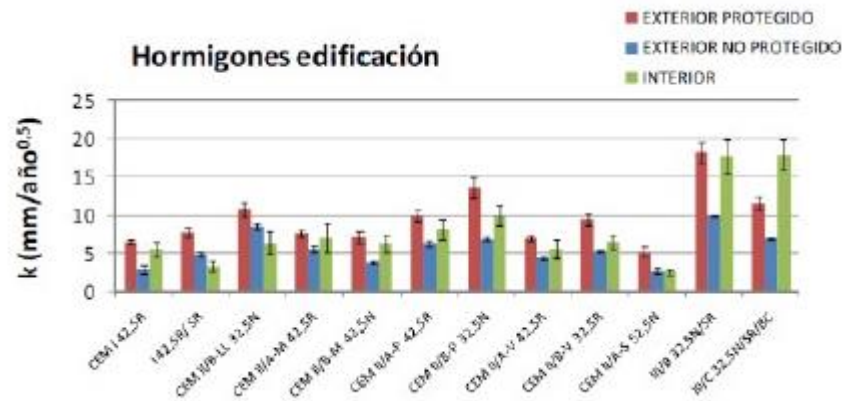


Figura: Profundidad de carbonatación

Fuente: Isabel Galan, 2011

Resultados que apoyan el método para el cálculo de la velocidad de avance del frente de carbonatación es el desarrollado por (Minoru Hamada, 1968), formula que permite cuantificar el avance del frente de carbonatación en el tiempo tomando en consideración variables como el tipo de cemento, la relación a/c, tipo de árido y terminación superficial, logrando unas relaciones de una manera relativamente simple.

Donde “t” es la demora del frente de carbonatación alcanza una cierta profundidad, queda dado por la siguiente expresión:

$$x = k \cdot \sqrt{t}$$

Además:

$$k = R \cdot a$$

$$a = \frac{(w - 0.25)^2}{0.3(1.15 + 3w)}$$

Donde:

$$R=r_c \times r_a \times r_s$$

w =relacion a/c

r_c, r_a, r_s se obtienen a partir de las siguientes tablas

Tabla: Coeficiente r_c

Tipos de Cemento	Cemento Portland		Cemento Siderúrgico		Cemento puzolánico	Cemento con ceniza volcánica (20%)
	Comiente	Alta Resistencia	30-40% Escoria	60% Escoria		
r_c	1.0	0.6	1.4	2.2	1.7	1.9

Fuente: Luis Rojas, 2016

Tabla: Coeficiente r_a

Tipos de agregados	Arena de río, grava de río.	Arena de río, grava de pumicita	Arena de pumicita, grava de pumicita	Ceniza volcánica (fina, gruesa)
R_a	1.0	1.2	2.9	3.3

Tabla: Coeficiente r_s

Terminación	Plana	AEA (incorporador de aire)	Agente Dispersante
r_s	1.0	0.6	0.4

Fuente: Luis Rojas, 2016

Estos métodos vistos expresan una sobreestimación en las mediciones debido al procesos de carbonatación que generan una mayor dureza del concreto superficial debido a la acumulación de sales en los poros de la capa externa del concreto. La misma que de acuerdo a su profundidad esta sobreestimación se va acrecentando de acuerdo al siguiente gráfico:

Tabla: Factores de corrección por carbonatación

Profundidad de carbonatación (cm)	Factor de corrección
0,5	0,97
1	0,94
1,5	0,90
2	0,87
2,5	0,84
3	0,80
3,5	0,78
4	0,74
4,5	0,72
5	0,68
5,5	0,65
6 o mayor	0,62

Fuente: (Carlos Fernandez, 2014)

3.6.13.2.7. Humedad

Los estudios indican que la humedad reduce su dureza superficial en consecuencia puede generar una subestimación de 20%.

3.6.13.2.8. Temperatura

La norma UNE 12504-2 limita el uso del esclerómetro a temperatura que van de 10°C a 35°C, dirigirse al Anexo 2 para mayores referencias de esta norma.

3.6.13.2.9. Factor de Representatividad

Para (Carlos Fernandez, 2014) existe correcciones por representatividad, este aspecto está directamente relacionado con la comparación entre el ensayo destructivo a compresión axial con el ensayo de índice de rebote, aclara que existen discrepancias entre estos debido a la escala del objeto a ser ensayado por ambos métodos, es decir existe variación entre las mediciones dadas por los ensayos de EID y el ECA, atribuible al tamaño del elemento de muestra, este factor varía entre 1 y 0.81, del cual se extrae que para una pieza cilíndrica de 150mm de diámetro y 300mm de altura se genera un discrepancia de 0.81.

Entendiéndose así que para el caso de los testigos de concreto que poseen estas dimensiones requerirá ser corregido en la media que eviten esta deficiencia.

Se muestra la curva ajustada para la curva esclerometrica estándar en la cual se advierte la subestimación.

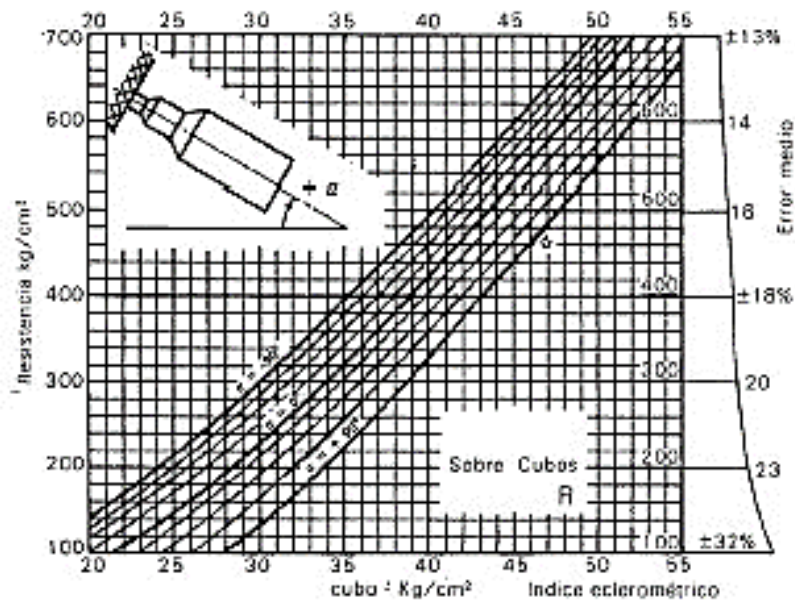


Figura: Resistencia sobre testigo cúbicos

Fuente: (Gabriel Gomez; 2008)

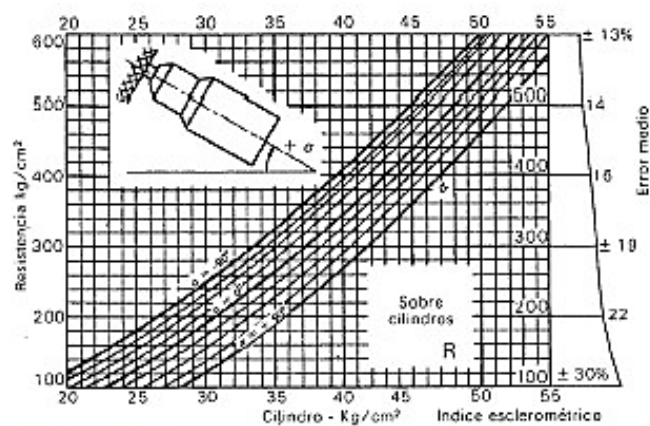


Figura: Resistencia sobre testigos cilíndricos

Fuente: (Gabriel Gomez; 2008)

De estos cuadros se concluye se expresa discrepancia por la representatividad entre los diferentes tipos de testigos, teniéndose menores medidas para testigos cilíndricos.

3.6.13.2.10. Forma y Textura de la Superficie

De acuerdo a la forma de la superficie se genera otro factor de corrección, debido a que las formaletas introducen diferencias en las lecturas de índice esclerométrico. Superficies planas arrojan valores levemente superiores a las superficies curvas y a las formaletas como se desprende en la figura 12 (Gabriel Gomez, 2008).

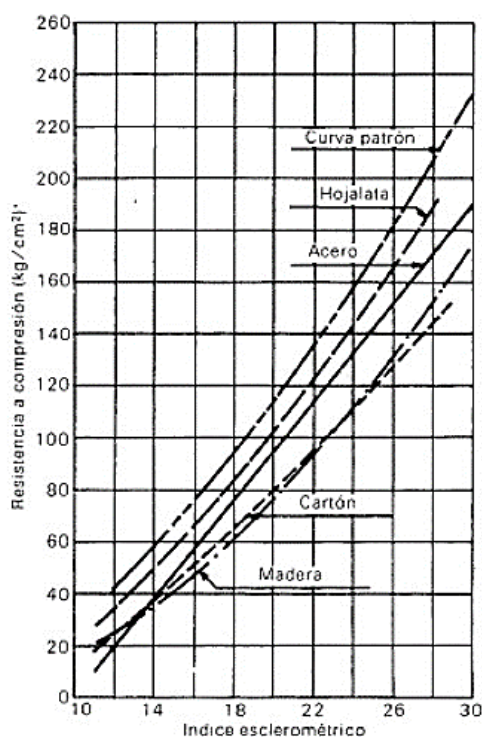


Figura: Resistencia a compresión e índice de rebote - influencia de los moldes

Fuente: Gabriel Gomez, 2008

En nuestro medio el encofrado se da por madera, mientras que los testigos se hacen en material hojalata, constituyéndose así un factor de corrección, el cual que de la mano con el factor de representatividad afectan la comparación entre EIR y ECA.

3.6.13.3. Precisión del Ensayo de Índice de Rebote

Bungey comparo los resultados obtenidos con el esclerómetro sobre muestras de concreto, para ello tomo 20 mediciones sobre los elementos, los mismos que arrojaron los siguientes resultados:

MAX= 20

MIN=25

MEDIA = 21.8

El cual se estima una variación de 20% en las mediciones del Valor R.

Obteniendo una desviación estándar de:

S=+-1.5

Cabe resaltar que la desviación estándar máxima se reduce de acuerdo al número de muestras, según la expresión $\pm 15/\sqrt{n}$ siendo n el número de ensayos

En una contrastación posterior de resultado con la rotura del testigo de concreto se pudo notar variaciones menores del 15%, esto siguiendo un adecuado procedimiento de calibración de los equipos y análisis de resultados (Bungey, 1984).

3.6.14. Sobre el estado de conservación.

Sobre el estado de conservación de la educación, se adjunta a la presente investigación el anexo del estado del edificio, para evidenciar que la estructura de acuerdo a las necesidades de la población estudiantil es necesario la demolición ya que las antiguas necesidades eran diferentes a las actuales, por ejemplo, la cantidad de servicios higiénicos es deficiente a lo necesario por la UNDAC con la fecha actual.

3.7. Tratamiento estadístico

El plan de análisis adoptado estará comprendido de la siguiente manera:

El análisis; se realizará ensayando con el esclerómetro las columnas del edificio, registrando todos los resultados en la ficha de registro de esta.

Terminado el análisis y realizada el registro en las fichas de reporte, se procede resumir los resultados de análisis y observaciones hechas de los datos más confiables.

Para el tratamiento de datos obtenidos, se procederá a comparar con los datos estructurales del programa SAP 2000, con el fin de verificar si la estructura se encuentra dentro de los márgenes de resistencia.

3.8. Selección, validación y confiabilidad de los instrumentos de investigación

Como instrumento de investigación se usaron como equipo el esclerómetro MARCA SILVERSCHMIDT de características:

Descripción

El SilverSchmidt es un esclerómetro para ensayos de hormigón integrado sin igual y presenta un auténtico valor de rebote calculado del cociente de la velocidad de impacto y la velocidad de rebote para proporcionar máxima precisión.

Características:

Cálculo automático del valor de rebote según normas internacionales.

La mejor correlación de su clase, con la menor dispersión para mezclas de hormigón específicas.

Útil para zonas de ensayo de difícil acceso o para espacios reducidos.

El valor de rebote es independiente de la dirección de impacto.

La **pantalla** puede leerse muy bien bajo cualquier condición.

Ofrece una conversión automática en la unidad de medición requerida (MPa, N/mm², kg/cm², psi).



Especificaciones Técnicas:

Energía de impacto, modelo N: 2.207 Nm

Energía de impacto, modelo L: 0.735 Nm

Rango de resistencia a la compresión de hormigón, modelos N/L: De 10 a 100 MPa (de 1450 a 14500 psi).

Rango de resistencia a la compresión de hormigón, modelo L con punzón seta: De 5 a 30 MPa (de 725 a 4351 psi).

Impactos (máx.) por serie: 99

Pantalla: 17 x 71 pixeles, gráfica

Capacidad de memoria útil, versión ST: Las últimas 20 series pueden ser revisadas en la lista de datos.

Capacidad de memoria (sólo versión PC): Aprox. 400 series de 10 impactos / Aprox. 200 series de 20 impactos.

Vida de batería: >5000 impactos entre cargas.

Conexión de cargador USB tipo B (5 V, 100 mA)

Temperatura de trabajo: De 0 a +50 °C

Clasificación IP: IP54

Dimensiones: 55 x 55 x 255 mm

Peso: 570 g

3.9. Orientación ética

Todos los estudios realizados y los datos obtenidos de las pruebas de esclerómetro, fueron realizadas objetivamente y con debido consentimiento de los propietarios del edificio público.

Mediante las labores en campo: en el sondeo y antes de la aplicación de la recolección de datos, se realizó charlas técnicas de instrucción a los ayudantes técnicos para el estudio, esto para dar a conocer en muchos casos sobre los riesgos a corto y largo plazo.

Al validar la siguiente investigación y la demostración de la hipótesis de la misma; esta información fue compartida con los responsables de la oficina de obras de la UNDAC, para que puedan contar con la información técnica, la cual será útil para una gestión adecuada.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo de campo

Respecto a objeto de estudio; la escuela de Post Grado de la Universidad Nacional Daniel Carrión, viene funcionando en el edificio del Ex Banco Agrario, que fue construido a fines del año 1,975 (Mas de 40 años de Antigüedad); que por las necesidades de uso se han remodelado e improvisado ambientes para aulas de clases y oficinas, con divisiones de paneles de triplay y madera. Dicho Edificio es de dos Niveles con dos zonas de uso diferente, que cuentan con ingresos independientes, y cada uno de ellos lo llamaremos Zona I y Zona II, donde la recolección de datos es en base a herramientas de recolección de esfuerzo y en base a recolección de imágenes para su explicación.

Respecto a los datos obtenidos se realizó un comparativo entre los datos de resistencia a la compresión obtenidas del modelado de la infraestructura en el programa SAP-2000

contra la resistencia a la compresión obtenidas con el equipo ESCLERÓMETRO realizadas en campo.

Respecto a los datos de campo se realizaron 09 inspecciones con el esclerómetro, por cada columna estructural del edificio de post grado obteniéndose los siguientes datos en campo:

RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS MEDICIONES CON ESCLEROMETRO									
COLUMNA	MEDICIONES (R)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
A-2	37	38	36	34	37	38	36	34	40
A-3	40	43	39	39	40	40	38	38	39
A-4	36	39	36	38	39	41	41	37	37
B-2	37	41	39	34	37	39	35	39	40
B-4	38	46	36	39	44	39	37	38	34
C-2	37	34	35	39	34	35	37	34	35
C-3	40	36	39	35	35	38	38	39	39
C-4	37	42	41	37	40	40	33	34	35
D-2	36	34	37	28	37	36	36	32	31
D-4	42	39	40	42	36	34	43	39	39
E-2	35	32	35	37	35	36	36	36	38
E-3	34	36	29	38	37	35	34	39	31
E-4	37	30	34	33	34	34	40	32	36
F-2	33	31	32	35	36	35	36	35	38
F-3	44	46	40	43	38	44	46	44	46

F-4	34	32	35	38	33	36	36	33	39
G-2	36	33	40	42	37	40	42	41	40
G-3	25	42	39	38	37	42	38	37	35
G-4	39	45	48	33	37	41	35	40	43
H-1	36	35	35	38	32	40	38	37	37
H-2	33	35	32	34	37	34	31	35	31
H-3	39	36	38	36	36	41	37	36	36
H-4	33	35	35	32	36	35	33	36	38
I-1	44	48	39	44	42	40	44	42	41
I-2	33	34	33	38	37	35	38	42	38
I-3	35	38	38	36	37	38	35	37	39
I-4	42	38	34	24	38	37	40	40	31

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Presentación de resultados

Respecto al resultado del modelado con el programa SAP 2000, se muestra el resultado final con una resistencia a la compresión calculada de 186Kg/cm² el cual, por normativa, se redondea a **21kg/cm²** como resistencia mínima

Descripción	En modelo min	Resistencia minima
Resistencia a la Compresión del Concreto calculada	186 kg/cm ²	210 kg/cm ²
Momento Máximo	110 Tn-m	
Distancia entre Centro de Masa y Centro de Gravedad	0.2 cm	
Peso de la Edificación	115 Tn	
Factor Z	0.3	
Parámetro de Suelo S	1	
Categoría de la Edificación	1.5	
Factor de Amplificación Sísmica	2.5	
Fuerza cortante en la Base del edificio	125 Tn	

Respecto a los resultados obtenidos con el esclerómetro se muestra los datos validos obtenidos en campo, los cuales se calcularon la resistencia a la compresión de cada elemento estructural (columnas) de la infraestructura. La cual se muestra en la siguiente tabla:

TABLA: RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN POR COLUMNA CALCULADOS POR EL ESCLERÓMETRO															
CO L	MEDICIONES (R)									M	Va l	RESISTENCIA (KG/CM2)			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			ME D.	Fc carb	FC mat	FIN AL
A-2	37	38	36	34	37	38	36	34	40	37	SI	367. 21	0.84	0.81	250. 94
A-3	40	43	39	39	40	40	38	38	39	39	SI	420. 24	0.84	0.83	297. 49
A-4	36	39	36	38	39	41	41	37	37	38	SI	394. 96	0.85	0.82	275. 79
B-2	37	41	39	34	37	39	35	39	40	39	SI	389. 07	0.85	0.83	273. 62
B-4	38	46	36	39	44	39	37	38	34	38	SI	393. 60	0.82	0.82	274. 84
C-2	37	34	35	39	34	35	37	34	35	35	SI	347. 94	0.85	0.80	236. 88
C-3	40	36	39	35	35	38	38	39	39	38	SI	384. 77	0.85	0.82	268. 42
C-4	37	42	41	37	40	40	33	34	35	37	SI	386. 01	0.85	0.81	267. 46
D-2	36	34	37	28	37	36	36	32	31	36	SI	335. 48	0.85	0.81	230. 50
D-4	42	39	40	42	36	34	43	39	39	39	SI	416. 15	0.85	0.83	292. 66

E-2	35	32	35	37	35	36	36	36	38	36	SI	347. 72	0.85	0.81	238. 91
E-3	34	36	29	38	37	35	34	39	31	35	SI	334. 01	0.85	0.80	227. 39
E-4	37	30	34	33	34	34	40	32	36	34	SI	330. 27	0.85	0.79	222. 59
F-2	33	31	32	35	36	35	36	35	38	35	SI	330. 04	0.85	0.80	224. 69
F-3	44	46	40	43	38	44	46	44	46	44	SI	493. 76	0.85	0.85	357. 32
F-4	34	32	35	38	33	36	36	33	39	35	SI	339. 90	0.85	0.80	231. 40
G-2	36	33	40	42	37	40	42	41	40	40	SI	423. 56	0.85	0.83	299. 84
G-3	25	42	39	38	37	42	38	37	35	38	SI	393. 38	0.85	0.82	274. 68
G-4	39	45	48	33	37	41	35	40	43	40	SI	428. 71	0.85	0.83	303. 49
H-1	36	35	35	38	32	40	38	37	37	37	SI	363. 13	0.85	0.81	261. 51
H-2	33	35	32	34	37	34	31	35	31	34	SI	312. 37	0.85	0.49	210. 52
H-3	39	36	38	36	36	41	37	36	36	36	SI	377. 29	0.85	0.81	259. 23
H-4	33	35	35	32	36	35	33	36	38	35	SI	334. 12	0.85	0.80	227. 47

I-1	44	48	39	44	42	40	44	42	41	42	SI	479. 03	0.85	0.84	343. 13
I-2	33	34	33	38	37	35	38	42	38	37	SI	363. 13	0.85	0.81	251. 92
I-3	35	38	38	36	37	38	35	37	39	37	SI	372. 64	0.85	0.81	258. 20
I-4	42	38	34	24	38	37	40	40	31	38	SI	404. 95	0.85	0.82	282. 76
Promedio Kg/cm ²															261. 51

4.2.2. análisis e interpretación de resultados

Como se evidencia de acuerdo al modelamiento de datos en el software SAP2000 los resultados de derivas indicados en el capítulo III y las resistencias obtenidas en el campo con el uso del Esclerómetro, se define que la infraestructura supera el margen de resistencia mínima que solicita la infraestructura. por lo tanto, la edificación estructuralmente no debe demolerse.

Sin embargo, de acuerdo al estudio de necesidad de disponibilidad para los usuarios presentado en los anexos podemos indicar que necesariamente se debe demoler de acuerdo a las necesidades del proyecto, por ejemplo, dimensiones de los ambientes y demás componentes del edificio.

CUADRO COMPARATIVO FINAL		
Descripción	Resultados de Resistencia a la compresión obtenidas (kg/cm²)	
	modelado con el programa SAP 2000	Resistencia promedia en el campo con ESCLERÓMETRO
Resistencia a la Compresión del Concreto calculada	210 kg/cm ²	262 kg/cm ²

4.3. Prueba de hipótesis

- Al realizar el análisis funcional de la estructura determinamos que el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC no es habitable, ya que la infraestructura actualmente ya no abastece la cantidad de usuarios actuales y los futuros.
- Al realizar el Modelamiento estructural de la estructura determinamos que el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC es habitable estructuralmente y sísmicamente estable.
- Al realizar el análisis de la estructura mediante el uso del esclerómetro determinamos que el estado de habitabilidad estructural del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC es habitable, en comparativa con la resistencia mínima que arrojo el programa SAP 2000

4.4. Discusión de resultados

Como se evidencia de acuerdo al modelamiento de datos en el software SAP2000 los resultados de derivas indicados en el capítulo III y las resistencias obtenidas en el campo con el uso del Esclerómetro, se define que la infraestructura supera el margen de resistencia mínima que solicita la infraestructura. por lo tanto, la edificación estructuralmente no debe demolerse.

Sin embargo, de acuerdo al estudio de necesidad de disponibilidad para los usuarios presentado en los anexos podemos indicar que necesariamente se debe demoler de acuerdo a las necesidades del proyecto, por ejemplo, dimensiones de los ambientes y demás componentes del edificio.

CONCLUSIONES

La ciudad de Pasco a lo largo de los años no ha sufrido incidentes de sismos u otros desastres naturales, sin embargo, por la cercanía a la Selva central o a la misma capital ha sido remecido por sismos con pequeñas magnitudes. Los materiales utilizados en la construcción de edificaciones en años pasados no han sido como actualmente utilizamos con las tecnologías de incrementar la resistencia y mejorar la durabilidad del concreto, por lo tanto, existe un inadecuado control de calidad sobre los materiales y el diseño de edificaciones antiguas. Sin embargo, al analizar el modelo estructural en base al Software SAP2000, se ha evidenciado que estructuralmente la edificación es estable por diversas consideraciones, una de ellas es que las derivas laterales están dentro de los márgenes que indica la norma vigente, además los resultados de ensayos como esclerometría y otros indica que esta también dentro del margen es por ello que en base al análisis estructural hemos podido determinar el estado de habitabilidad y no es necesario su demolición, sin embargo de acuerdo al estudio de riesgo presentado en el anexo, las dimensiones y solicitudes de los ambientes actuales no cumplen con los requerimientos actuales, en tal sentido de ese punto de vista es posible su demolición.

Realizada el análisis estructural con el uso del esclerómetro, el resultado para esta investigación se concluyó:

- Como ya se pudo determinar en los trabajos de campo y gabinete se concluye que actualmente la escuela de post grado de la UNDAC, no se encuentra en un estado de habitabilidad arquitectónico, ya que no cumplen con ciertos criterios normativos y tampoco con necesidades mínimas de esta.

- Así mismo referente al estado de habitabilidad estructural, se determinó que la estructura actualmente se encuentra habitable, es decir que cumplen con los requisitos de resistencia y otros factores que nos da la norma ACI
- Cabe mencionar que el modelamiento con el programa sap2000, nos mostró resistencias menores que se obtuvieron en campo con ayuda del esclerómetro. Pudiéndose deducir la problemática específica 2.
- Se debe considerar que si la infraestructura de la escuela de post grado de la UNDAC cumple su funcionabilidad respecto a la cantidad de usuarios que albergará, se debe de optar por solo un reforzamiento y remodelación de interiores, pero según el incremento de usuarios en los próximos años está ya no cumplirá sus funciones adecuadamente.
- Cuando hablamos de análisis funcional de la estructura, evaluamos la función de todos los ambientes de la estructura de la parte ergonómica, su forma y dimensiones, actualmente el reglamento nacional de edificaciones brinda diversas solicitudes sobre la forma y dimensiones de los ambientes para el sector público, específicamente para el sector educación, en tal sentido se ha evaluado la estructura y se ha evidenciado que de acuerdo a las solicitudes de nuestro reglamento nacional de edificaciones actual no cumple, por ello considero que funcionamiento la edificación no es habitable ya que Al realizar el análisis funcional de la estructura hemos determinado el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.
- Las normas ACI que emite El American Concrete Institute (ACI) o Instituto Americano del Concreto, el cual es una organización sin ánimo de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones

técnicas con referencia al concreto reforzado, emite normas acerca de la evaluación del concreto, en tal sentido evidenciamos que durante el modelamiento en el software SAP2000 incluimos normas de derivas y resistencias del concreto y acero, en tal sentido esta norma acorde a las resistencias nos evidencia que las resistencias requeridas son mínimas que no superan el valor de 200 kg/cm^2 , sin embargo de acuerdo a los datos tomados en campo en relación a la resistencia estos datos superan el valor de 270 kg/cm^2 , lo que determinamos que la estructura es sostenible hasta el momento por lo tanto al realizar el análisis de la estructura mediante normas ACI de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.

- El análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. Igualmente, el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura. Para nuestro caso se han incluido cargas y solicitudes de acuerdo a nuestra norma considerando que en los años que se habían construido dicho inmueble estas solicitudes no existían, en tal sentido de acuerdo a nuestro proyecto de investigación se determinó que las derivas no superan el valor de 0.007 por cada piso evaluado, en tal sentido determinados que es posible seguir habitando en dicha edificación, por lo que al realizar el Modelamiento estructural de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC

RECOMENDACIONES

- Se invita a realizar investigaciones similares en otros edificios públicos en los cuales se prevé su demolición para la construcción de otra, en los cuales se puede determinar si la edificación solo requiere un reforzamiento.
- Se invita a investigar las motivaciones de los propietarios de otros inmuebles privados y públicos, de ocupar o no el asesoramiento de profesionales para el diseño y construcción de sus Edificaciones. Con el fin de lograr soluciones apropiadas para reducir la informalidad, ya que existe edificaciones antiguas que no garantizan la habitabilidad
- Se recomienda desarrollar un estudio comparativo de costos en estructuración de la edificación de la escuela de Post Grado de la UNDAC, en la cual se realice la comparación entre en costo de un reforzamiento estructural y rediseño arquitectónico de interiores contra una construcción nueva.

BIBLIOGRAFÍA

- NORMA TÉCNICA PERUANA. Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría). 2ª Edición. INDECOPI. 16 DE ENERO 2013.
- DUEÑAS HUAROTO, Michael Edinson 2006 Estudio preliminar del comportamiento sísmico de los autoconstrucciones en Lima. Tesis de Magister en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Graduados
- FLORES DE LOS SANTOS, Roberto Ángel 2002 Diagnóstico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los autoconstrucciones en Lima. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.
- 2007 Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda: sistema de consulta de resultados censales. Lima: INEI. Consulta:11/10/2012. <
<http://desa.inei.gob.pe/censos2007/tabulados/>>
- KUROIWA, Julio 2002 Reducción de Desastres: Viviendo en armonía con la naturaleza. Lima: PNUD.
- MOSQUEIRA MORENO, Miguel Ángel y Sabino Nicola TARQUE RUÍZ 2005 Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la costa peruana. Tesis de Magister en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Graduados.
- LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS (LEDI)-PUCP 2004 Verificación del cumplimiento de especificaciones técnicas en ladrillos de arcilla fabricados a nivel nacional - Zona Costa. Lima: Sencico.
- Acerca de Invierte.pe <https://www.mef.gob.pe/es/acerca-del-invierte-pe>

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Burga, M. (2,015), Proyectos de inversión pública. Teoría e instrumentos de identificación, formulación y evaluación.
- Directiva General del Sistema Nacional de Inversión Pública- SNIP (2,011), Aprobado con R.D. N° 03-2011/EF.01 Anexo SNIP 5A-Contenidos Mínimos-CME 12. Contenidos mínimos específicos.

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA – TESIS (Anexo N°01)

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR EL ESTADO DE HABITABILIDAD DEL PROYECTO MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE LA ESCUELA DE POST GRADO DE LA UNDAC”

<p>Problema General</p> <p><u>PRINCIPAL</u></p> <p>¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el análisis estructural del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?</p> <p><u>PROBLEMAS SECUNDARIOS</u></p> <p>a. ¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el análisis funcional de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?</p> <p>b. ¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el análisis de la estructura mediante normas ACI de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?</p> <p>c. ¿Cuál es el estado de habitabilidad al realizar el Modelamiento Estructural de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC?</p>	<p>Objetivos</p> <p><u>OBJETIVO GENERAL</u></p> <p>Determinar el estado de habitabilidad al realizar el análisis estructural del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC.</p> <p><u>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</u></p> <p>a. Determinar el estado de habitabilidad al realizar el análisis funcional de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC</p> <p>b. Determinar el estado de habitabilidad al realizar el análisis de la estructura mediante normas ACI de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC</p> <p>c. Determinar el estado de habitabilidad al realizar el Modelamiento estructural de la estructura del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de post Grado de la UNDAC</p>	<p>Hipótesis.</p> <p>Al realizar el análisis estructural determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.</p> <p>a. Al realizar el análisis funcional de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.</p> <p>b. Al realizar el análisis de la estructura mediante normas ACI de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.</p> <p>C. -Al realizar el Modelamiento estructural de la estructura determinaremos el estado de habitabilidad del proyecto mejoramiento de los servicios de la escuela de Post Grado de la UNDAC.</p>	<p>Variables e Indicadores</p> <p><u>VARIABLE INDEPENDIENTE X</u></p> <p>La variable independiente “X” es:</p> <p>Formas de Evaluación</p> <p>Dimensiones</p> <ul style="list-style-type: none"> • Análisis Funcional de la estructura • Análisis de la estructura mediante normas ACI • Modelamiento estructural <p><u>VARIABLE DEPENDIENTE Y</u></p> <p>La variable dependiente “Y” es:</p> <p>Estado de Habitabilidad</p> <p>Dimensiones</p> <ul style="list-style-type: none"> • Habitabilidad <p><u>VARIABLES INTERVINIENTES</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Funcionarios de la UNDAC • Responsable de la Unidad Formuladora • Responsable de la Unidad Ejecutora. <p><u>INDICADORES</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones de la estructura de acuerdo a las normas actuales. • Resultados de identificación visual • Se evaluará las derivas y otros datos del modelamiento estructural. 	<p>Metodología</p> <p><u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u></p> <p>Por el tipo de investigación, el presente estudio reúne las condiciones metodológicas de una investigación exploratoria.</p> <p><u>MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN</u></p> <p>El método aplicado en este trabajo de investigación es el de Método lógico-deductivo, que Consiste en aplicar principios generales a casos particulares, a partir de ciertos enlaces de juicios. Esto pasa por:</p> <ul style="list-style-type: none"> • encontrar principios desconocidos a partir de los ya conocidos, • descubrir consecuencias desconocidas de principios ya conocidos. <p>se centra en analizar e investigar aspectos concretos de la realidad que aún no han sido analizados en profundidad (Estudios de Pre inversión de la UNDAC para determinar si la edificación es posible su demolición).</p> <p><u>DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN</u></p> <p>El diseño de la investigación se representa de la siguiente manera:</p> <p>C = I -> D -> S</p> <p>Donde:</p> <p>C = Conclusiones</p> <p>I = Inicio de Problema</p> <p>D = Diagnostico</p> <p>S = Solución y Conclusiones</p>
---	--	--	---	--

UNIVERSIDAD	UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION-FACULTAD DE INGENIERIA-ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL									
TEMA	PRUEBAS DE CAMPO RESISTENCIA DEL CONCRETO CON ESCLEROMETRO									
EQUIPO	ESCLEROMETRO SilverSchmidt				LUGAR	PASCO-PASCO-YANACANCHA-ESCUELA DE POST GRADO DE LA UNDAC				
OPERADOR	Bach. Uver Nilton YALICO JARA				FECHA					
COLUMNA	MEDICIONES "R"									EDIFICIO REFERENCIAL
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
A-2	37	28	36	34	37	38	26	34	40	
A-3	40	43	39	39	40	40	38	38	47	
A-4	36	39	36	38	39	41	41	27	27	
B-2	37	41	39	34	37	39	35	39	40	
B-4	38	46	36	29	44	39	37	38	34	
C-2	37	34	35	39	34	35	37	34	35	
C-3	40	36	39	35	25	38	38	39	39	
C-4	37	42	41	37	40	40	33	34	35	
D-2	26	34	37	28	37	26	36	32	31	
D-4	42	39	40	42	36	34	43	39	39	
E-2	35	32	35	37	35	26	36	26	28	
E-3	34	36	29	38	37	35	34	39	31	
E-4	37	30	34	33	37	40	32	36	35	
F-2	33	31	32	35	36	35	36	35	38	
F-3	44	46	40	43	28	44	46	44	46	
F-4	34	32	33	38	33	38	36	33	39	

UNIVERSIDAD	UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION-FACULTAD DE INGENIERIA-ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
TEMA	RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL COOLUMNAS CON ESCLEROMETRO		
EQUIPO	ESCLEROMETRO SilverSchmidt	LUGAR	PASCO-PASCO-YANACANCHA-ESCUELA DE POST GRADO DE
OPERADOR	Bach. Uver Nilton YALICO JARA		LA UNDAC

COLUMNA	MEDICIONES (R)									M	VALIDO	RESISTENCIA (KG/CM2)			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			calculada con la tabla	Fc carb	FC mat	FINAL
A-2	37	38	36	34	37	38	36	34	40	37	SI	367.21	0.84	0.81	250.94
A-3	40	43	39	39	40	40	38	38	39	39	SI	420.24	0.84	0.83	297.49
A-4	36	39	36	38	39	41	41	37	37	38	SI	394.96	0.85	0.82	275.79
B-2	37	41	39	34	37	39	35	39	40	39	SI	389.07	0.85	0.83	273.62
B-4	38	46	36	39	44	39	37	38	34	38	SI	393.60	0.82	0.82	274.84

C-2	37	34	35	39	34	35	37	34	35	35	SI	347.94	0.85	0.80	236.88
C-3	40	36	39	35	35	38	38	39	39	38	SI	384.77	0.85	0.82	268.42
C-4	37	42	41	37	40	40	33	34	35	37	SI	386.01	0.85	0.81	267.46
D-2	36	34	37	28	37	36	36	32	31	36	SI	335.48	0.85	0.81	230.50
D-4	42	39	40	42	36	34	43	39	39	39	SI	416.15	0.85	0.83	292.66
E-2	35	32	35	37	35	36	36	36	38	36	SI	347.72	0.85	0.81	238.91
E-3	34	36	29	38	37	35	34	39	31	35	SI	334.01	0.85	0.80	227.39
E-4	37	30	34	33	34	34	40	32	36	34	SI	330.27	0.85	0.79	222.59
F-2	33	31	32	35	36	35	36	35	38	35	SI	330.04	0.85	0.80	224.69
F-3	44	46	40	43	38	44	46	44	46	44	SI	493.76	0.85	0.85	357.32
F-4	34	32	35	38	33	36	36	33	39	35	SI	339.90	0.85	0.80	231.40
G-2	36	33	40	42	37	40	42	41	40	40	SI	423.56	0.85	0.83	299.84
G-3	25	42	39	38	37	42	38	37	35	38	SI	393.38	0.85	0.82	274.68
G-4	39	45	48	33	37	41	35	40	43	40	SI	428.71	0.85	0.83	303.49
H-1	36	35	35	38	32	40	38	37	37	37	SI	363.13	0.85	0.81	261.51

H-2	33	35	32	34	37	34	31	35	31	34	SI	312.37	0.85	0.49	210.52
H-3	39	36	38	36	36	41	37	36	36	36	SI	377.29	0.85	0.81	259.23
H-4	33	35	35	32	36	35	33	36	38	35	SI	334.12	0.85	0.80	227.47
I-1	44	48	39	44	42	40	44	42	41	42	SI	479.03	0.85	0.84	343.13
I-2	33	34	33	38	37	35	38	42	38	37	SI	363.13	0.85	0.81	251.92
I-3	35	38	38	36	37	38	35	37	39	37	SI	372.64	0.85	0.81	258.20
I-4	42	38	34	24	38	37	40	40	31	38	SI	404.95	0.85	0.82	282.76
promedio															261.51