

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

Riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la  
Universidad Nacional de Cajamarca

**Para optar el Título Profesional de:**  
**INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

Bachiller: Román Campos Irigoín

**ASESOR**

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno

Cajamarca-Perú

2019

## **AGRADECIMIENTO**

Al Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno, asesor del presente proyecto de investigación, por su apoyo constante y desinteresado.

A mis familiares y amigos por su continuo apoyo para la culminación del presente trabajo de investigación.

**Román**

## **DEDICATORIA**

A Dios por concederme el don de la vida, por su infinita gracia, por ser la luz que ilumina mi existencia, por brindarme cada día la fortaleza, sabiduría y paciencia para superar los momentos difíciles de la vida.

A mi querida madre Hilda con inmenso amor y gratitud por su apoyo incondicional y desmedido, por su invaluable e incansable sacrificio, por su gran fortaleza y amor desinteresado, por enseñarme a seguir adelante a pesar de las adversidades.

En memoria de mi querido padre Abelardo, que desde el cielo guía mi sendero, por sus enseñanzas y valores inculcados y por haber confiado plenamente en mí.

A mis hermanos y amigos por su infinito apoyo moral e incondicional, por su simpatía y afecto en todo momento de mi vida.

**Román**

## CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>ii</b>
<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>iii</b>
<b>CONTENIDO</b> .....	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>ix</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>x</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>xi</b>

### CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema .....	12
1.2. Formulación del problema .....	13
1.3. Hipótesis de investigación .....	13
1.3.1. Hipótesis general.....	13
1.4. Justificación de la investigación .....	13
1.4.1. Justificación científica .....	13
1.4.2. Justificación técnica-práctica .....	14
1.4.3. Justificación institucional y personal .....	14
1.5. Delimitación de la investigación .....	14
1.6. Objetivos .....	14
1.6.1. Objetivo general .....	14
1.6.2. Objetivos específicos.....	14
1.7. Contenido de la investigación .....	15

### CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes teóricos .....	16
2.1.1. Internacional.....	16
2.1.2. Nacional .....	16
2.1.3. Local.....	17
2.2. Bases teóricas.....	18
2.2.1. Tectónica y sismicidad.....	18
2.2.2. Sismicidad global.....	20
2.2.3. Sismicidad en el Perú .....	21
2.2.4. Evolución de las normas de diseño sismorresistente en el Perú.....	22

2.2.5.	Sismicidad en Cajamarca .....	23
2.2.6.	Medida de los sismos .....	24
2.2.7.	Vulnerabilidad sísmica.....	25
2.2.8.	Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica.....	27
2.2.9.	Peligro sísmico .....	28
2.2.10.	Métodos para evaluar el peligro sísmico.....	29
2.2.11.	Riesgo sísmico .....	31
2.2.12.	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	33
2.2.13.	Norma Técnica E. 030 (2018): Diseño sismorresistente .....	50
2.2.14.	Evaluación del peligro sísmico probabilístico .....	58
2.2.15.	Evaluación del riesgo sísmico.....	80
2.3.	Definición de términos básicos .....	81
2.3.1.	Sismo .....	81
2.3.2.	Riesgo sísmico .....	81
2.3.3.	Vulnerabilidad sísmica.....	81
2.3.4.	Peligro sísmico .....	81
2.3.5.	Intensidad.....	82
2.3.6.	Magnitud.....	82
2.3.7.	Efecto de columna corta .....	82
2.3.8.	Espectro de peligro uniforme .....	82
2.3.9.	Aceleración máxima del suelo (PGA) .....	82

### **CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS**

3.1.	Ubicación geográfica .....	83
3.2.	Época de la investigación .....	83
3.3.	Metodología.....	83
3.3.1.	Población de estudio .....	83
3.3.2.	Muestra .....	83
3.3.3.	Diseño de investigación.....	83
3.4.	Procedimiento.....	83
3.4.1.	Recolección de datos .....	83
3.4.2.	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	84
3.4.3.	Evaluación del peligro sísmico.....	85
3.4.4.	Evaluación del riesgo sísmico.....	87
3.5.	Tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados .....	87
3.5.1.	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor de la UNC .....	88

3.5.2.	Evaluación del peligro sísmico del edificio del comedor de la UNC .....	99
3.5.3.	Evaluación del riesgo sísmico del edificio del comedor de la UNC .....	104

#### **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

4.1.	Método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini .....	105
4.1.1.	Resistencia convencional .....	105
4.1.2.	Configuración en planta.....	105
4.1.3.	Configuración en altura.....	106
4.1.4.	Conexiones entre elementos críticos .....	106
4.1.5.	Elementos estructurales de baja ductilidad.....	106
4.1.6.	Elementos no estructurales .....	107
4.1.7.	Vulnerabilidad sísmica.....	107
4.2.	Peligro sísmico probabilístico .....	109
4.3.	Riesgo sísmico del edificio del comedor de la UNC .....	110

#### **CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1.	Conclusiones .....	111
5.2.	Recomendaciones .....	111

#### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 112**

#### **APÉNDICE ..... 116**

Apéndice 1:	Metrado de cargas.....	117
Apéndice 2:	Ensayos de esclerometría .....	120
Apéndice 3:	Ensayos de Mecánica de Suelos .....	126
Apéndice 4:	Panel fotográfico.....	129
Apéndice 5:	Planos .....	134

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1:</b> Valores de $C_1$ .....	48
<b>Tabla 2.2:</b> Escala numérica del índice de vulnerabilidad .....	49
<b>Tabla 2.3:</b> Rangos para evaluar la vulnerabilidad sísmica .....	50
<b>Tabla 2.4:</b> Factores de zona .....	50
<b>Tabla 2.5:</b> Categoría de las edificaciones y factor “U” .....	51
<b>Tabla 2.6:</b> Clasificación de los perfiles de suelo .....	53
<b>Tabla 2.7:</b> Factor de suelo “S” .....	53
<b>Tabla 2.8:</b> Periodos “ $T_P$ ” y “ $T_L$ ” .....	53
<b>Tabla 2.9:</b> Sistemas estructurales .....	55
<b>Tabla 2.10:</b> Irregularidades estructurales en altura .....	56
<b>Tabla 2.11:</b> Irregularidades estructurales en planta .....	56
<b>Tabla 2.12:</b> Coordenadas geográficas de las fuentes interfase .....	63
<b>Tabla 2.13:</b> Coordenadas geográficas de las fuentes intraplaca superficial .....	64
<b>Tabla 2.14:</b> Coordenadas geográficas de las fuentes intraplaca intermedia .....	67
<b>Tabla 2.15:</b> Coordenadas geográficas de las fuentes continentales .....	68
<b>Tabla 2.16:</b> Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas .....	74
<b>Tabla 2.17:</b> Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca .....	76
<b>Tabla 2.18:</b> Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca para $M \leq 6.5$ .....	77
<b>Tabla 2.19:</b> Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca para $M > 6.5$ .....	78
<b>Tabla 2.20:</b> Peligro sísmico según la aceleración máxima del suelo .....	80
<b>Tabla 2.21:</b> Calificación del riesgo sísmico .....	81
<b>Tabla 3.1:</b> Resistencia a compresión del concreto .....	84
<b>Tabla 3.2:</b> Parámetros sísmicos del edificio del comedor de la UNC .....	85
<b>Tabla 3.3:</b> Tipo y organización del sistema resistente .....	88
<b>Tabla 3.4:</b> Calidad del sistema resistente .....	88
<b>Tabla 3.5:</b> Características del edificio del comedor universitario .....	89
<b>Tabla 3.6:</b> Parámetros evaluadores de la resistencia convencional .....	90
<b>Tabla 3.7:</b> Posición del edificio y cimentación .....	90
<b>Tabla 3.8:</b> Diafragmas horizontales .....	91
<b>Tabla 3.9:</b> Centro de masas y rigideces obtenido con Etabs .....	92

<b>Tabla 3.10:</b> Factor de evaluación $\beta_1$ .....	92
<b>Tabla 3.11:</b> Factor de evaluación $\beta_2$ .....	92
<b>Tabla 3.12:</b> Factor de evaluación $\beta_3$ .....	92
<b>Tabla 3.13:</b> Variación de pesos .....	93
<b>Tabla 3.14:</b> Variación brusca de rigidez lateral .....	94
<b>Tabla 3.15:</b> Factores de evaluación $\gamma_2, \gamma_3$ .....	94
<b>Tabla 3.16:</b> Relación de rigidez de columna corta y total en dirección x .....	95
<b>Tabla 3.17:</b> Relación de rigidez de columna corta y total en dirección y .....	95
<b>Tabla 3.18:</b> Estabilidad de tabiques .....	96
<b>Tabla 3.19:</b> Escala numérica del índice de vulnerabilidad del edificio del comedor de la UNC .....	98
<b>Tabla 3.20:</b> Vulnerabilidad sísmica del comedor de la UNC .....	98
<b>Tabla 3.21:</b> Espectro de peligro uniforme .....	102
<b>Tabla 3.22:</b> Probabilidad de excedencia de intensidades .....	103
<b>Tabla 3.23:</b> Peligro sísmico del comedor de la UNC .....	104
<b>Tabla 3.24:</b> Riesgo sísmico del comedor de la UNC .....	104
<b>Tabla A.1:</b> Metrado de cargas primer nivel .....	117
<b>Tabla A.2:</b> Metrado de cargas segundo nivel .....	117
<b>Tabla A.3:</b> Metrado de cargas tercer nivel .....	118
<b>Tabla A.4:</b> Metrado de cargas cuarto nivel .....	119

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1:</b> Principales placas tectónicas .....	19
<b>Figura 2.2:</b> Tipos de sismos .....	20
<b>Figura 2.3:</b> Cinturón de fuego del Pacífico .....	21
<b>Figura 2.4:</b> Método determinista .....	30
<b>Figura 2.5:</b> Método probabilista.....	31
<b>Figura 2.6:</b> Origen del riesgo sísmico.....	32
<b>Figura 2.7:</b> Parámetros evaluadores de la configuración en planta .....	39
<b>Figura 2.8:</b> Parámetro evaluador de la configuración en altura .....	40
<b>Figura 2.9:</b> Variaciones bruscas de la rigidez lateral en altura .....	41
<b>Figura 2.10:</b> Conexiones viga-columna .....	43
<b>Figura 2.11:</b> Ejemplos de elementos de baja ductilidad .....	44
<b>Figura 2.12:</b> Esquema de columna típica .....	44
<b>Figura 2.13:</b> Fuentes sismogénicas interfase .....	70
<b>Figura 2.14:</b> Fuentes sismogénicas intraplaca .....	71
<b>Figura 2.15:</b> Fuentes sismogénicas continentales.....	72
<b>Figura 2.16:</b> Espectro de peligro uniforme .....	79
<b>Figura 3.1:</b> Deficiencias constructivas en columnas .....	89
<b>Figura 3.2:</b> Sistema de referencia para centro de masas y rigideces .....	91
<b>Figura 3.3:</b> Elevación del edificio del comedor de la UNC .....	93
<b>Figura 3.4:</b> Conexiones entre elementos críticos .....	94
<b>Figura 3.5:</b> Elementos estructurales de baja ductilidad .....	95
<b>Figura 3.6:</b> Fisuras en columnas (a) y (b).....	97
<b>Figura 3.7:</b> Fisuras en muro (a) y fisuras en unión losa-muro (b) .....	97
<b>Figura 3.8:</b> Mapa de peligro sísmico de Cajamarca .....	100
<b>Figura 3.9:</b> Mapa de isoaceleraciones de Cajamarca.....	101
<b>Figura 3.10:</b> Espectro de peligro uniforme-comedor UNC .....	102
<b>Figura 3.11:</b> Curva de probabilidad de excedencia de intensidades en 50 años para 0.00 segundos (PGA)-comedor UNC .....	103

## RESUMEN

La presente investigación se desarrolló con el propósito de determinar el riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca y se estableció en función de la vulnerabilidad y del peligro sísmico. La vulnerabilidad sísmica se evaluó con el método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini y su calificación se realizó de acuerdo con los niveles de vulnerabilidad que el método plantea; el peligro sísmico se analizó con el programa de cómputo R-CRISIS versión 18.4.2, con el cual se obtuvo la aceleración máxima del suelo (PGA) de la zona de estudio, su calificación se efectuó de acuerdo con los niveles de peligro establecidos en el GSHAP (Global Seismic Hazard Assessment Program). De acuerdo con los resultados de las evaluaciones realizadas, se obtuvo un índice de vulnerabilidad de 67.6, esto indica que la vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor universitario es alta; asimismo, se obtuvo una aceleración máxima esperada del suelo de 0.27 g para una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años, lo cual indica que el peligro sísmico del edificio del comedor universitario es alto. Definidos la vulnerabilidad y el peligro sísmico, se concluyó que el riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca es alto.

**Palabras claves:** Riesgo sísmico, vulnerabilidad sísmica, peligro sísmico.

## ABSTRACT

The present investigation was developed with the purpose of determining the seismic risk of the university dining room building of the National University of Cajamarca and was established according to the vulnerability and seismic hazard. The seismic vulnerability was assessed using the Benedetti and Petrini vulnerability index method and its rating was performed according to the vulnerability levels proposed by the method, the seismic hazard was analyzed with the R-CRISIS version 18.4.2 calculation program, with which the peak ground acceleration (PGA) of the study area was obtained, its rating was made according to the hazard levels established in the GSHAP (Global Seismic Hazard Assessment Program). According to the results of the evaluations carried out, a vulnerability index of 67.6 was obtained, this indicates that the seismic vulnerability of the university dining room building is high. Likewise, a peak expected ground acceleration of 0.27 g was obtained for an exceedance probability of 10% in 50 years, which indicates that the seismic hazard of the university dining room building is high. Once the vulnerability and the seismic hazard were determined, it was concluded that the seismic risk of the university dining room building of the National University of Cajamarca is high.

**Keywords:** Seismic risk, seismic vulnerability, seismic hazard.

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. Planteamiento del problema

Las últimas catástrofes sísmicas han puesto en evidencia, una vez más, el mal funcionamiento de las estructuras existentes y la necesidad de intervenir todas aquellas que han sido diseñadas bajo criterios de normativas antiguas o que han sido construidas antes de la aparición de los códigos de diseño sismorresistente (Bonett 2003).

El avance significativo en nuevos criterios de diseño sismorresistente, debe ser extendido a todas las estructuras existentes, para ello, es indispensable identificar su riesgo sísmico. De igual forma, es necesario comprobar que las nuevas filosofías de diseño, proporcionan estructuras resistentes que permiten preservar la vida humana y que cumplen con los objetivos básicos de las normativas para los movimientos sísmicos de diseño considerados (Bonett 2003).

El riesgo sísmico comprende dos conceptos fundamentales: el peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica, sin embargo, existe gran incertidumbre en la información y métodos para estudiarlos. Por ejemplo, para el peligro sísmico se tiene incertidumbre en la predicción, ubicación y cuantificación de la fuerza de los sismos, mientras que para la vulnerabilidad la incertidumbre puede estar en el comportamiento de la estructura, la calidad de materiales de construcción, los procesos constructivos, la mano de obra, entre otros (Mena 2002).

El Perú se encuentra en una de las regiones de mayor actividad sísmica a nivel mundial, pues está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico. El conocimiento de su sismotectónica es, por lo tanto, muy importante en la determinación del peligro sísmico (Bolaños y Monroy 2004).

Según el estudio de peligros de la ciudad de Cajamarca elaborado por el INDECI/PNUD (2005), ha identificado cuatro zonas sísmicas en función al análisis de las variables de aceleración, amplificación de ondas, factor de sitio y tiempo de recurrencia, determinando las variaciones de intensidades sísmicas en el área urbana de la ciudad. Según este estudio, la Universidad Nacional de Cajamarca se encuentra ubicada en la zona sísmica de nivel severo.

Las edificaciones que conforman la ciudad universitaria en su mayoría son de dos a tres niveles, construidas con el sistema estructural de concreto armado, algunas de ellas tienen una antigüedad considerable, ejemplo de ello es el edificio del comedor universitario.

El comedor universitario es una edificación con más de 30 años de antigüedad, ubicada en una zona de alta sismicidad y diseñada bajo criterios de normas antiguas. Además, según la Norma Técnica E.030 (2018) es una edificación esencial lo cual implica que su función no debe interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo. Para predecir los posibles efectos de los sismos en el edificio del comedor universitario es necesario conocer el riesgo sísmico al que está expuesto.

## **1.2. Formulación del problema**

¿Cuál es riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca?

## **1.3. Hipótesis de investigación**

### **1.3.1. Hipótesis general**

- El riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca es alto debido a su vulnerabilidad alta y peligro alto.

## **1.4. Justificación de la investigación**

### **1.4.1. Justificación científica**

La evaluación del riesgo sísmico del edificio del comedor universitario es importante porque aporta información al conocimiento existente de la ingeniería sísmica sobre el estudio del riesgo, vulnerabilidad y peligro sísmico, aplicando metodologías ya desarrolladas que se adaptan a la realidad y con buenos resultados.

#### **1.4.2. Justificación técnica-práctica**

Es importante que se determine el riesgo sísmico al que está expuesto el edificio del comedor universitario, puesto que es una edificación que alberga trabajadores y gran cantidad de alumnos; además, es una edificación con más de 30 años de antigüedad, ubicada en zona de alta sismicidad y diseñada bajo principios de normativas antiguas.

#### **1.4.3. Justificación institucional y personal**

La presente investigación es necesaria; pues aporta información relevante a la Universidad Nacional de Cajamarca sobre el riesgo sísmico al que está expuesto el edificio del comedor universitario; para la toma de decisiones en beneficio de la universidad, trabajadores y alumnos comensales.

#### **1.5. Delimitación de la investigación**

En la presente investigación se determina el riesgo sísmico al que está expuesto el edificio del comedor universitario, se realiza en función de la vulnerabilidad y del peligro. Para determinar la vulnerabilidad sísmica se utiliza el método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini, presentado por Yépez *et al.* (1996). Para determinar el peligro sísmico se emplea el programa de cómputo R-CRISIS versión 18.4.2, desarrollado por Ordaz *et al.*

#### **1.6. Objetivos**

##### **1.6.1. Objetivo general**

- Determinar el riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca.

##### **1.6.2. Objetivos específicos**

- Determinar la vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca.
- Determinar el peligro sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca.

### **1.7. Contenido de la investigación**

El presente trabajo de investigación está estructurado en cinco capítulos, distribuidos de la siguiente manera:

**Capítulo I. Introducción:** comprende el planteamiento del problema, formulación del problema, hipótesis, justificación, alcances y objetivos de la investigación.

**Capítulo II. Marco teórico:** se presenta los antecedentes teóricos, bases teóricas y definición de términos básicos del trabajo de investigación.

**Capítulo III. Materiales y métodos:** abarca la ubicación geográfica, época de la investigación, procedimiento (procesos realizados en el experimento), tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados.

**Capítulo IV. Análisis y discusión de resultados:** se expone la explicación y discusión de los resultados.

**Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones:** incluye las conclusiones más pertinentes para cada objetivo y las recomendaciones necesarias.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes teóricos

#### 2.1.1. Internacional

**Cueva (2017)** en su tesis de grado: “Vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Filosofía, Comercio y Administración de la UCE con la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SE-RE 2015)”, determinó la vulnerabilidad sísmica utilizando FEMA 154, FEMA 310 y Benedetti y Petrini; llegando a la siguiente conclusión: la vulnerabilidad sísmica de la edificación es media por lo que no cumple con la filosofía de diseño sismorresistente.

#### 2.1.2. Nacional

**Bolaños y Monroy (2004)** en su tesis magistral: “Espectros de peligro sísmico uniforme”, obtuvo mapas de distribución de aceleraciones y ordenadas espectrales para todo el país correspondiente a un periodo de retorno de 475 años, de su mapa de ordenadas espectrales, para el departamento de Cajamarca obtuvo aceleraciones del terreno que varían de 0.18 g a 0.28 g aproximadamente para una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años y para un periodo estructural de cero segundos.

**Marín (2012)** en su tesis magistral: “Evaluación del riesgo sísmico del centro histórico de la ciudad de Huánuco”, evaluó la vulnerabilidad sísmica con el método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini y el peligro sísmico con modelos probabilistas. Recopiló la información individualizada de todas y cada una de las 3266 edificaciones que conforman la zona de estudio, obteniendo las siguientes conclusiones: casi la totalidad de las edificaciones de adobe presentan vulnerabilidad media con tendencia alta. Las edificaciones de albañilería y concreto armado presentan vulnerabilidad entre baja a media. El peligro sísmico para una probabilidad de excedencia del 10 % y una vida útil de 50 años (periodo de retorno de 475 años), es una aceleración máxima esperada de 0.29 g.

**Laucata (2013)** en su tesis de grado: “Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo”, analizó la vulnerabilidad sísmica de 30 viviendas y obtuvo los siguientes resultados: la vulnerabilidad sísmica de las viviendas analizadas, es alta en un 83 %, media en un 10 % y solo un 7 % tiene vulnerabilidad baja. El peligro sísmico es medio en un 83 % de las viviendas, el resto tiene un peligro alto. Finalmente, el riesgo es alto en un 87 %, y la diferencia tiene un riesgo medio. No resultando ninguna vivienda con riesgo bajo.

**Castro (2015)** en su tesis de grado: “Vulnerabilidad sísmica del centro histórico de la ciudad de Jauja-Junín”, evaluó la vulnerabilidad sísmica con el método de índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini, recopiló información de un total de 1017 edificaciones de las cuales el 69.0 % representan las edificaciones de tierra (adobe), mientras que el 29.8 % son de albañilería y tan solo el 1.2 % son de concreto armado. Concluyó que, las estructuras de adobe en general presentan una vulnerabilidad media a alta, mientras que las de albañilería y concreto armado presentan en promedio una vulnerabilidad baja a media.

### **2.1.3. Local**

**Mosqueira (2012)** en su tesis doctoral: “Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería-Universidad Nacional de Cajamarca”, determinó el riesgo sísmico en función de la vulnerabilidad y del peligro y obtuvo los siguientes resultados: la Facultad de Ingeniería tiene un riesgo sísmico alto, debido a su vulnerabilidad sísmica alta y peligro alto. Por tal razón ante un sismo severo se producirá fallas de columna corta, sus tabiques colapsarán debido a la falta de elementos de arriostre, todo esto llevará al posible colapso de las edificaciones, efecto que podría suceder en todas las edificaciones de la Universidad Nacional de Cajamarca debido a la similitud de los sistemas estructurales.

**Vera (2014)** en su tesis de grado: “Riesgo sísmico de las viviendas de albañilería confinada del barrio el Estanco, Cajamarca”; evaluó el riesgo sísmico en función de la vulnerabilidad y del peligro y llegó a la siguiente conclusión: el 53.33% de las viviendas de albañilería confinada del barrio el Estanco, tienen un alto nivel de riesgo sísmico, debido a su vulnerabilidad sísmica alta y peligro medio, lo cual indica que más de la mitad de viviendas tendrán problemas serios frente a un fenómeno sísmico.

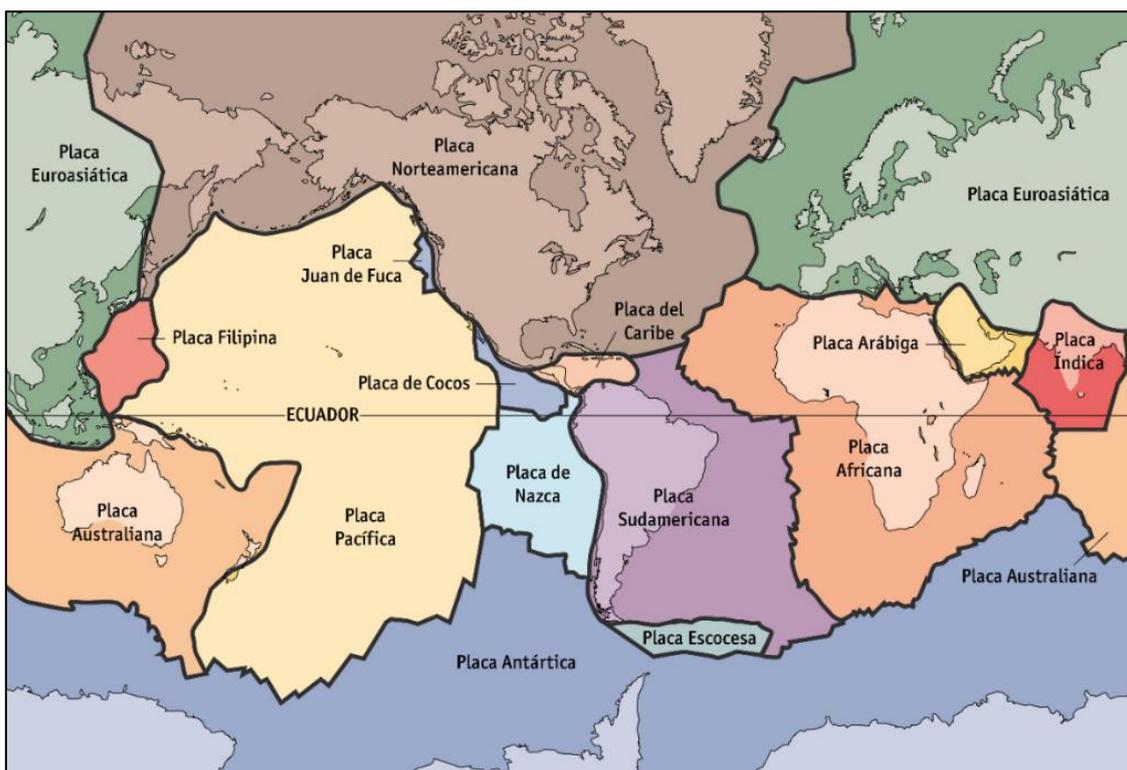
**Gonzales (2017)**, en su tesis de grado: “Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca”, determinó la vulnerabilidad sísmica y llegó a la siguiente conclusión: el edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca tiene vulnerabilidad sísmica alta, debido a su comportamiento sísmico inadecuado y a la presencia de tabiques inestables a pesar de presentar un buen estado de conservación. Debido a su vulnerabilidad sísmica alta, la estructura sufrirá daños considerables ante un evento sísmico severo.

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Tectónica y sismicidad**

La superficie de la tierra está conformada por capas de roca llamadas placas tectónicas, que en su conjunto conforman la litosfera, siendo de comportamiento frágil, ya que cuando llega a su límite elástico se fractura sin deformaciones plásticas. La litosfera se encuentra flotando sobre una capa llamada astenosfera, de características plásticas y en estado de fusión parcial. El modelo de la tectónica de placas establece que estas placas se mueven relativamente una respecto a la otra, debido a las fuerzas producidas por las corrientes de convección del material viscoso en la astenosfera, que son el resultado de la disipación del calor en el interior de la tierra, siendo este proceso la causa principal que generan los terremotos. Cuando una placa se sumerge debajo de otra, se da el fenómeno de subducción, donde los focos de los terremotos pueden alcanzar profundidades hasta de 600 km en la placa sumergida (Bommer *et al.* 1998).

**Figura 2.1:** Principales placas tectónicas



**Fuente:** Tomado de Bolaños y Monroy 2004

### **2.2.1.1. Tipos de sismos**

#### **2.2.1.1.1. Sismos interplaca**

Sismos que ocurren en la zona de interacción entre la placa oceánica de subducción y la placa continental, y son generados por el desplazamiento relativo de dichas placas, se caracterizan por poseer un mecanismo de falla inversa (Aguilar s. f.).

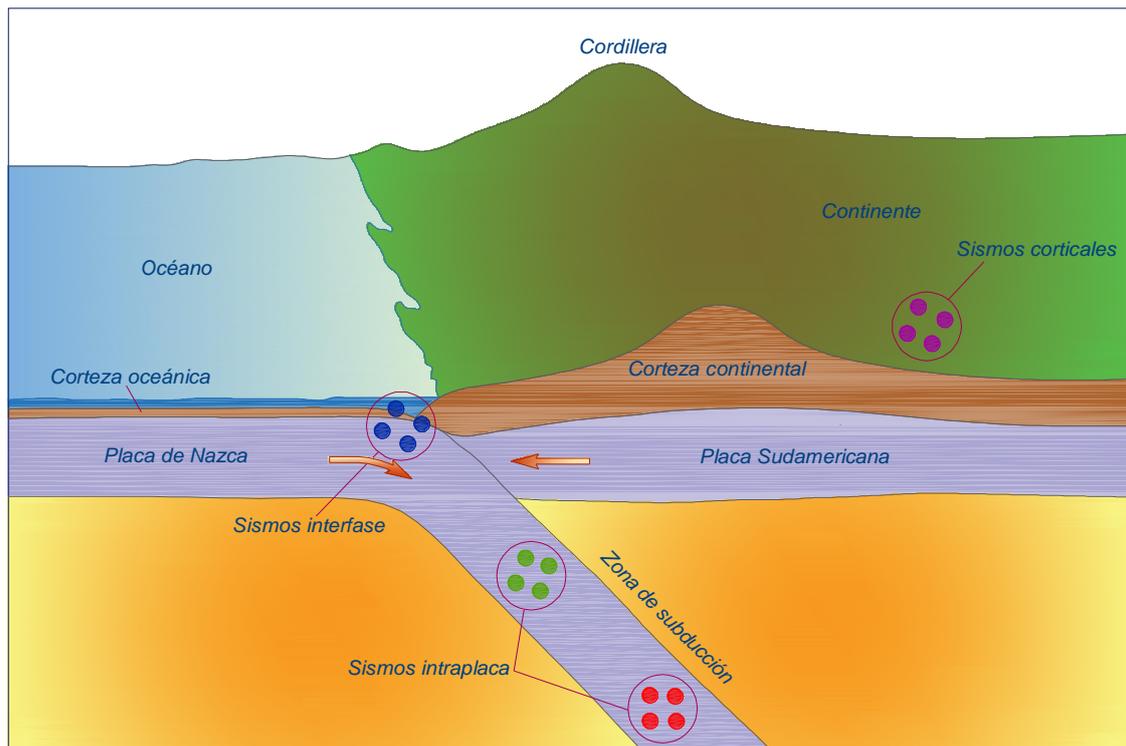
#### **2.2.1.1.2. Sismos intraplaca**

Sismos que ocurren en la zona de subducción (placa oceánica) debido al fracturamiento de una de las placas tectónicas, se caracterizan por poseer un mecanismo de falla normal (Aguilar s. f.).

### 2.2.1.1.3. Sismos Corticales

Sismos que se producen por deformaciones corticales que ocurren dentro de la placa continental en lugares donde la concentración de fuerzas generadas por los límites de las placas tectónicas da lugar a movimientos de reajuste en la superficie e interior de la tierra (Gamarra 2009).

**Figura 2.2:** Tipos de sismos

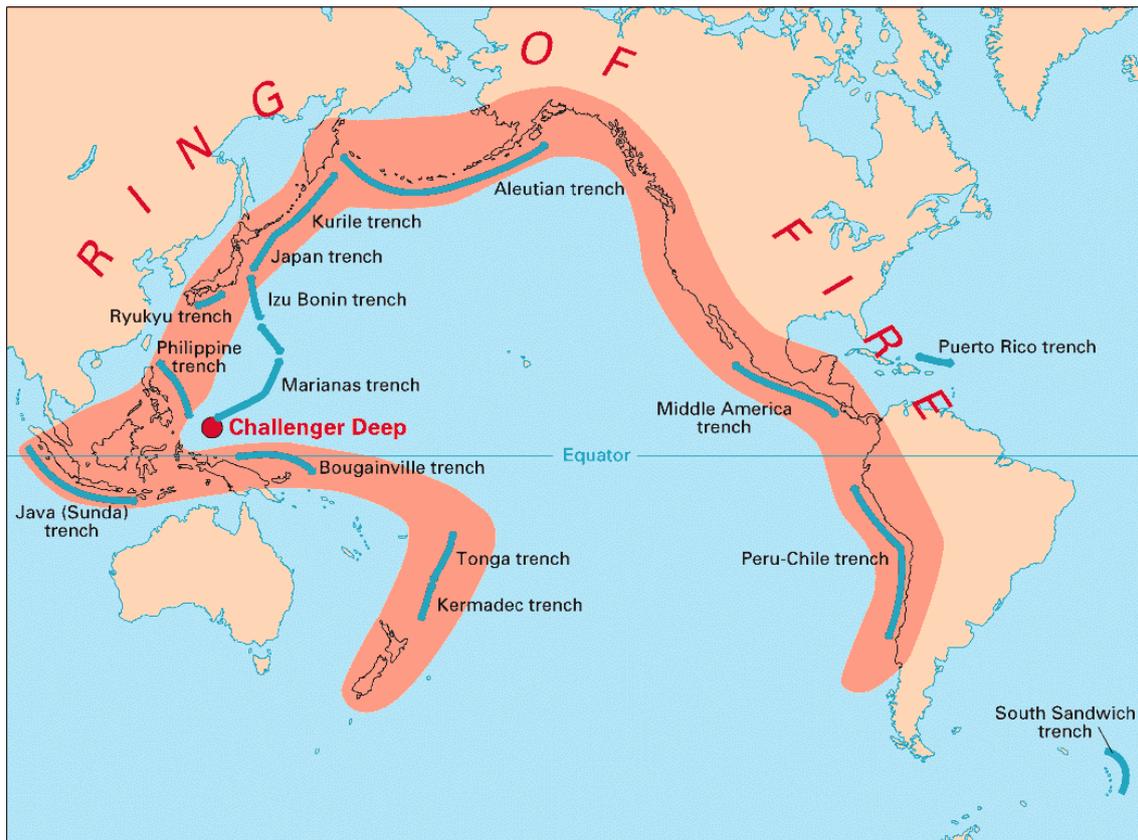


**Fuente:** Elaborado con base en Aguilar s.f.

### 2.2.2. Sismicidad global

Las principales zonas sísmicas en el mundo coinciden con los contornos de las placas tectónicas y con la posición de los volcanes activos de la tierra. Esto se debe al hecho de que las causas de los terremotos y de las erupciones volcánicas están fuertemente relacionadas con el proceso tectónico del planeta. Los tres principales cinturones sísmicos del mundo son: el cinturón de fuego del Pacífico (se extiende más de 40000 km a través de las costas del océano Pacífico), el cinturón transasiático (Himalaya, Irán, Turquía, mar Mediterráneo, sur de España) y el cinturón situado en el centro del océano Atlántico (Bono 2011).

**Figura 2.3:** Cinturón de fuego del Pacífico



**Fuente:** Tomado de Kious y Tilling 1996

### 2.2.3. Sismicidad en el Perú

La sismicidad en Perú tiene su origen en la interacción de las placas de Nazca y sudamericana, y en los reajustes producidos en el continente a consecuencia de dicho proceso (Tavera *et al.* 2014).

El proceso de subducción de la placa de Nazca presenta tres rasgos tectónicos importantes: la zona de subducción de interfase poca profunda, la zona de subducción de intraplaca profunda y la zona de corteza continental de la placa sudamericana; cada una con características distintas con respecto a los eventos sísmicos que producen y las fallas que presentan (Bolaños y Monroy 2004).

#### **2.2.4. Evolución de las normas de diseño sismorresistente en el Perú**

Blanco (2010), respecto a la evolución de las normas de diseño sismorresistente en el Perú, señala lo siguiente:

En 1970 se publica el Reglamento Nacional de Construcciones, incluyendo en el capítulo IV, las exigencias para seguridad contra el efecto destructivo de los sismos. Para determinar la fuerza sísmica lateral se usaba la siguiente expresión:  $H = UKCP$ . No existía un factor de amplificación de la fuerza, debido a tener un suelo blando o duro, dejando al profesional del proyecto determinar el aumento de los coeficientes sísmicos que se pudiera requerir, según la naturaleza del terreno.

En 1977 se aprueba la incorporación de la norma básica de diseño sismorresistente al Reglamento Nacional de Construcciones, la cual reemplaza a la anterior. En esta nueva norma, para determinar el cortante total en la base se usaba la siguiente expresión:  $H = ZUSCP/R_d$ .

En 1996 ocurrió el sismo de Nazca, donde se registró edificios nuevos seriamente dañados; en este sismo se comprobó que las deformaciones laterales de los edificios eran mayores que los resultados obtenidos con los coeficientes de la norma sísmica de 1977. Este suceso llevó a un nuevo cambio de la norma.

El nivel de fuerza no sufrió grandes cambios, solo algunos ajustes, pero sí se varió en forma importante los coeficientes para que se obtengan deformaciones laterales mayores. Con la nueva norma de 1997, los desplazamientos de la estructura a diseñar eran aproximadamente 2.5 veces mayores.

En el año 2001 ocurre el sismo de Ático (Arequipa, Moquegua y Tacna) y se decide hacer algunos ajustes menores a la norma sísmica; se amplifican las fuerzas de sismo por 1.25 (para considerar un sismo amplificado a cargas últimas), lo cual obliga a variar los factores de reducción por ductilidad, esta norma se publica en el año 2003.

### **2.2.5. Sismicidad en Cajamarca**

El estudio de peligros de la ciudad de Cajamarca elaborado por el Instituto Nacional de Defensa Civil en el marco del convenio INDECI-PNUD-PER/02/051, ha identificado cuatro zonas sísmicas (nivel severo, nivel moderado, nivel menor y nivel leve) en función al análisis de las variables de aceleración, amplificación de ondas, factor de sitio y tiempo de recurrencia, determinando las variaciones de intensidades sísmicas en el área urbana de la ciudad. Actualmente la ciudad de Cajamarca se encuentra en silencio sísmico (INDECI/PNUD 2005).

#### **2.2.5.1. Nivel severo**

Esta zona presenta suelos lagunares, compuestos principalmente por arcillas plásticas y arcillas limosas, con contenidos de humedad relativamente altos, debido a la proximidad con un nivel freático alto. Son en su mayoría suelos expansibles en grandes proporciones, con altas aceleraciones sísmicas. Este nivel de peligro se ubica al este de la ciudad, dentro de esta clasificación se encuentra la Universidad Nacional de Cajamarca (INDECI/PNUD 2005).

#### **2.2.5.2. Nivel moderado**

Esta zona se caracteriza por presentar suelos aluviales con aceleraciones sísmicas altas. Otro fenómeno que se puede presentar en este sector, es la probabilidad de asentamientos diferenciales parciales por la presencia de suelos expansivos, ante la presencia de un sismo de gran magnitud. Dentro de esta clasificación se encuentra gran porcentaje de la ciudad; además dentro de este nivel de peligro se concentra la mayor cantidad de las actividades cívico-administrativas y de servicios (INDECI/PNUD 2005).

#### **2.2.5.3. Nivel menor**

Esta zona se caracteriza por presentar un suelo compuesto predominante por depósitos de roca, con bajas aceleraciones sísmicas y capacidad portante media. Este nivel de peligro se presenta en la zona norte, noroeste y suroeste de la ciudad (INDECI/PNUD 2005).

#### **2.2.5.4. Nivel leve**

Esta zona presenta un suelo compuesto predominante por materiales de origen volcánico, con depósitos de roca y gravas muy densas, presenta bajas aceleraciones sísmicas y alta capacidad portante; se localiza al Oeste de la ciudad, sobre las laderas de los cerros que bordean la misma (INDECI/PNUD 2005).

#### **2.2.6. Medida de los sismos**

Existe una gran variedad de incertidumbre en la predicción, ubicación y cuantificación de la fuerza sísmica. Los terremotos varían ampliamente en el tamaño o liberación de la energía, es decir, pueden ser desde pequeñas fracturas a grandes deslizamientos a lo largo de varios kilómetros de una falla. Un terremoto pequeño que ocurre a pocos kilómetros de la superficie, se puede detectar sin necesidad de instrumentos, pero un terremoto grande que ocurra a muchos kilómetros bajo de la superficie, a veces solo puede detectarse con ellos (Somerville, citado por Mena 2002).

En las últimas décadas ha existido un avance en el estudio de la sismología teórica y computacional que ha permitido reducir la variabilidad en la evaluación de los movimientos del terreno. El tamaño de un terremoto se puede caracterizar por la intensidad, la magnitud o por el momento sísmico, siendo quizá este último la caracterización más adecuada (Somerville, citado por Mena 2002).

##### **2.2.6.1. Magnitud sísmica**

La magnitud es la medición cuantitativa de la energía liberada en un sismo. Para una valoración objetiva de la magnitud de los terremotos es necesario utilizar instrumentos adecuados como los sismógrafos y acelerógrafos. Cualquiera sea la ubicación de estos instrumentos con respecto al lugar del sismo el valor de la magnitud es aproximadamente el mismo. Sin embargo, un terremoto con una sola magnitud puede tener muchas intensidades que irán disminuyendo a medida que se alejen del epicentro sísmico. Existen varias escalas para medir la magnitud de los sismos. Entre las principales están la magnitud local, la magnitud superficial, la magnitud de ondas de cuerpo y la magnitud momento (Bolaños y Monroy 2004).

### **2.2.6.2. Intensidad sísmica**

La intensidad sísmica es la violencia con que se siente un sismo en la zona afectada. La medición de la intensidad es cualitativa y se realiza observando los efectos o daños producidos por el sismo en las construcciones, objetos, terreno, y el impacto que provoca en las personas. Para medir la intensidad se emplea la Escala de Intensidades Modificada de Mercalli que es una escala descriptiva de 12 grados. Existe también la escala MSK, elaborada por los sismólogos europeos Medvedev, Sponhever y Karnik. Esta escala precisa mejor los efectos de un sismo en las construcciones (Bolaños y Monroy 2004).

### **2.2.6.3. Momento sísmico**

El momento de un terremoto o momento sísmico ( $M_0$ ), es quizá el mejor parámetro que se puede utilizar para medir el tamaño de un terremoto. Mientras que la magnitud es una medida conveniente del tamaño de un terremoto determinado directamente de un sismograma, el momento sísmico es una medida físicamente significativa del tamaño del terremoto sin estar sujeta a los problemas que se encuentran en la magnitud. De hecho,  $M_0$  está directamente relacionado con los parámetros fundamentales del proceso de falla. Esta medida está siendo cada vez más usada por los sismólogos debido a su mayor fiabilidad (Mena 2002).

### **2.2.7. Vulnerabilidad sísmica**

La vulnerabilidad representa el daño que se puede esperar en una estructura sujeta a un movimiento sísmico de cierta intensidad. La vulnerabilidad sí puede ser modificada y por lo tanto la única forma de disminuir el riesgo sísmico para una instalación es reduciendo la vulnerabilidad a través del diseño y la construcción adecuados. Dada la alta incidencia de la intervención humana en la vulnerabilidad, que es determinante para el riesgo sísmico, aunque los sismos son un fenómeno natural, los desastres resultantes, cuando ocurren, no pueden ni deben considerarse como desastres naturales (Bommer *et al.* 1998).

### **2.2.7.1 Vulnerabilidad estructural**

La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación y es el que tradicionalmente ha merecido la atención prioritaria de los investigadores (Safina 2002).

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y obviamente, con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural pueden ser descritos en términos cualitativos o cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa con respecto al colapso estructural, que representa una situación límite donde se compromete la estabilidad del sistema (Safina 2002).

### **2.2.7.2 Vulnerabilidad no estructural**

El término no estructural se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones, pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías: componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos (OPS 2004).

En el diseño de toda estructura sometida a movimientos sísmicos debe considerarse que los elementos no estructurales de la construcción, tales como cielos rasos, paneles, ventanas, puertas, cerramientos, etc. así como equipos, instalaciones mecánicas y sanitarias, etc., deben soportar los movimientos de la estructura. Por otra parte, debe tenerse presente que la excitación de los elementos no estructurales, dada por dichos movimientos de la estructura, es en general mayor que la excitación en la base, por lo cual puede decirse que la

seguridad de los elementos no estructurales se encuentra más comprometida en muchos casos que la estructura misma (Cardona 1999).

A pesar de lo anterior, en el diseño sísmico de estructuras se concede generalmente poca importancia a estos elementos, hasta el punto de que muchos códigos de diseño no incluyen normas de diseño al respecto. Quizá debido a ello la experiencia en sismos recientes muestra en muchos casos un excelente comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo con los modernos criterios de sismorresistencia, acompañado infortunadamente por una deficiente respuesta de los elementos no estructurales. Sin embargo, si se tienen en cuenta las razones de seguridad de los ocupantes de una edificación y los transeúntes expuestos al riesgo de colapso de tales elementos, así como el costo de reposición de los mismos y las pérdidas involucradas en la suspensión de funciones del edificio mismo, puede comprenderse la importancia de considerar adecuadamente el diseño sísmico de los elementos no estructurales dentro del proyecto general de la edificación (Cardona 1999).

#### **2.2.8. Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica**

Una de las clasificaciones más reconocida y completa; sobre las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones; se debe a Corsanero y Petrini, quienes las agrupan en función del tipo de resultado que producen como: técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas (Safina 2002).

Existen otros esquemas de clasificación de las técnicas o métodos de análisis de la vulnerabilidad sísmica. A continuación, se presenta la propuesta desarrollada por el profesor Kappos, quien las agrupa en función de la fuente de información que prevalece, en tres tipos de metodologías (Safina 2002).

##### **2.2.8.1. Métodos empíricos**

Se caracterizan por un alto grado de subjetividad. Están basados en la experiencia sobre el comportamiento de tipos de edificaciones durante un sismo y la caracterización de deficiencias sísmicas potenciales. Se usan cuando se dispone de limitada información, cuando se admite un resultado menos ambicioso y/o para evaluaciones preliminares. Son enfoques menos exigentes y más económicos de implementar (Safina 2002).

### **2.2.8.2. Métodos analíticos o teóricos**

Evalúan la resistencia estimada de las estructuras a los movimientos del terreno utilizando como base modelos mecánicos de respuesta estructural e involucrando como datos las características mecánicas de las estructuras. Constituyen un enfoque muy completo, exigente y costoso. Generalmente son bastante laboriosos y dependen en cierta medida del grado de sofisticación de la evaluación, de la calidad de la información y de la representatividad de los modelos empleados (Safina 2002).

### **2.2.8.3. Métodos experimentales**

Recurren a ensayos dinámicos para determinar las propiedades de las estructuras y/o sus componentes. Generalmente constituyen ensayos “in situ”, orientados a determinar las propiedades dinámicas y otras características esenciales de la estructura, involucrando aspectos tan importantes como la interacción suelo-estructura, la incidencia de los elementos no estructurales, etc. Aunque sus resultados no son determinantes, permiten en algunos casos orientar sobre el estado de la edificación y los posibles efectos que un sismo ha tenido sobre ella (Safina 2002).

### **2.2.9. Peligro sísmico**

Es la probabilidad de que ocurran movimientos 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. El peligro sísmico refleja características de la naturaleza que generalmente no pueden ser modificados, como son la sismicidad y la geología de una región (Bommer *et al.* 1998).

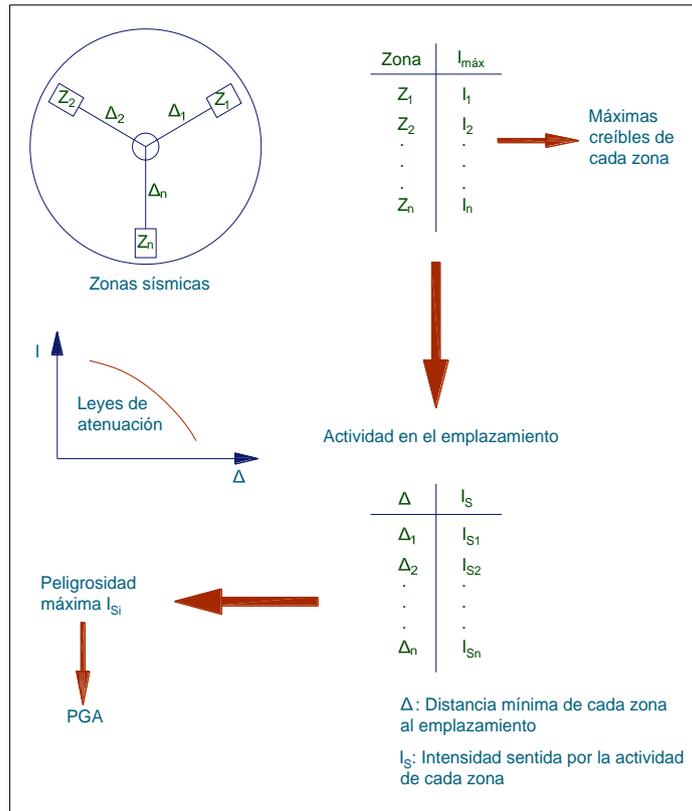
### **2.2.10. Métodos para evaluar el peligro sísmico**

La evaluación del peligro sísmico puede llevarse a cabo mediante dos tipos de métodos de cálculo: los deterministas y los probabilistas. Los métodos deterministas parten de los sismos registrados y evalúan los efectos de esos sismos sobre la localidad que se estudie. Los métodos probabilistas no utilizan directamente los sismos registrados, sino que esos datos sirven para establecer ciertas leyes de probabilidad de ocurrencia dentro de las regiones que se hayan establecido, dando lugar a modelos regionales de ocurrencia, para finalmente calcular las influencias de cada región sobre la localidad de estudio (Caicedo *et al.* 1994).

#### **2.2.10.1. Métodos deterministas**

Los métodos deterministas se basan en la hipótesis de que la sismicidad futura de una zona será exactamente igual a la del pasado. Si no se consideran zonas sismogénicas, se estudian los efectos de cada terremoto de la región sobre el emplazamiento. Si se consideran zonas sismogénicas o estructuras geológicas a las que están asociados los sismos, se hace la hipótesis de que estos pueden ocurrir en cualquier lugar de dichas zonas, por lo que los terremotos ocurridos en cada una de ellas deben situarse en el punto más cercano al emplazamiento, aplicando entonces las leyes de atenuación para calcular los efectos sobre el mismo. De todos los valores que puede alcanzar la acción sísmica en el emplazamiento debido, en un caso, a cada terremoto individual y en el otro a cada zona, se toma el máximo. Es decir, con el método determinista se obtiene el valor máximo de la variable elegida como medida del movimiento del suelo en un lugar determinado debido a la sismicidad de la región (Caicedo *et al.* 1994).

**Figura 2.4: Método determinista**



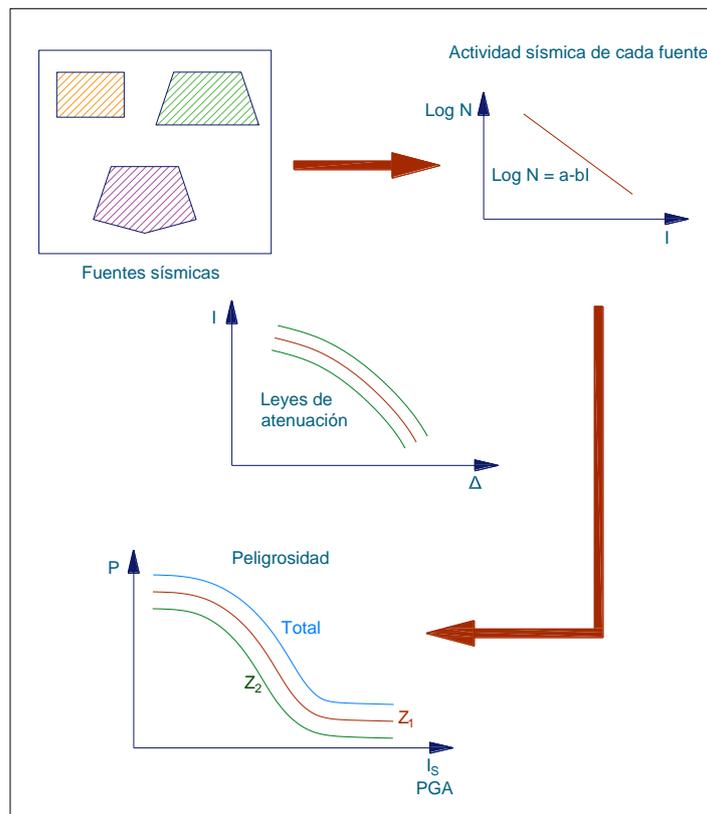
**Fuente:** Tomado de Benito y Jiménez 1999

### 2.2.10.2. Métodos probabilistas

Estos métodos se basan en que, conocida la sismicidad pasada, se pueden establecer las leyes estadísticas que rigen los fen3menos sísmicos de una zona. Con estos métodos, se obtiene la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimientos del suelo en un lugar determinado en un periodo de tiempo dado. Cabe hacer notar aquí, que la peligrosidad sísmica se debe diferenciar de la sismicidad de un área, la cual se expresa por la frecuencia de ocurrencia, la distribuci3n y la magnitud de los terremotos en dicha rea (Caicedo *et al.* 1994).

En principio, todos los procedimientos disponibles para la evaluaci3n probabilista de peligro sísmico son similares y se diferencian únicamente en el modelo estadístico escogido para obtener la probabilidad del lugar. En general, todos estos métodos requieren del conocimiento de los siguientes datos para la regi3n de estudio: la sismicidad, las zonas sismogénicas y la atenuaci3n (Caicedo *et al.* 1994).

**Figura 2.5:** Método probabilista



**Fuente:** Tomado de Benito y Jiménez 1999

### 2.2.11. Riesgo sísmico

Es el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se le denomina periodo de exposición o periodo de vida útil de la estructura (Barbat, citado por Bonett 2003).

#### 2.2.11.1. Origen del riesgo sísmico

El riesgo sísmico de un edificio ocurre en la intersección de la vulnerabilidad sísmica del edificio y el peligro sísmico del sitio donde se localiza, es decir, el riesgo sísmico es función de la vulnerabilidad y de la posibilidad de que ocurran sismos. De manera que, si la vulnerabilidad sísmica del edificio o el peligro sísmico del sitio son iguales a cero, entonces, el riesgo sísmico del edificio también es cero. Sin embargo, en el primer caso sería necesario que el edificio fuese 100% resistente a sismos, lo cual en función del conocimiento disponible para diseñar y construir edificios aún no es posible. En el segundo caso

significaría que en el sitio no hay ninguna posibilidad de que ocurra un movimiento sísmico del terreno, lo cual en sentido estricto tampoco es posible afirmar. Por lo tanto, desde este enfoque, es posible concluir que la totalidad de los edificios existentes en el mundo tienen algún nivel de riesgo sísmico (Aguilar 2011).

**Figura 2.6:** Origen del riesgo sísmico



**Fuente:** Tomado de Aguilar 2011

#### **2.2.11.2. Estimación del riesgo sísmico**

Actualmente, no hay una metodología estándar para estimar riesgo sísmico. Esto se debe principalmente, al hecho de que aún hay significativas incertidumbres en los principales elementos que determinan el riesgo sísmico de un edificio. Es decir, las incertidumbres asociadas a las estimaciones del peligro sísmico, de la vulnerabilidad sísmica y del daño sísmico, todavía son importantes. Por tal motivo, los modelos probabilistas son una opción apropiada para estimar el riesgo sísmico de edificios (Aguilar 2011).

En el área de la ingeniería sísmica destacan dos enfoques para estimar el riesgo sísmico: uno en el que se considera que el riesgo sísmico es el resultado de la relación de la peligrosidad sísmica y de las funciones de daño, en el que no interviene el concepto de vulnerabilidad y otro en el que se considera que el riesgo sísmico es el resultado de la relación entre tres grandes elementos, la peligrosidad sísmica, la vulnerabilidad sísmica y las funciones de daño (Aguilar 2011).

### **2.2.12. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica**

Se utilizará el método del índice de vulnerabilidad. Este método se comienza a desarrollar en Italia con motivo de los estudios posterremoto realizados a partir de 1976. El método se describe en 1982, año a partir del cual empieza su utilización en numerosas ocasiones. Como resultado de ello se obtiene un importante banco de datos sobre daños en edificios para diferentes intensidades de terremotos y las comprobaciones realizadas demuestran buenos resultados en la aplicación del método (Yépez *et al.* 1995)

#### **2.2.12.1. Ventajas del método índice de vulnerabilidad**

Entre las más destacadas, tenemos: está fundamentado en datos reales; se puede aplicar en estudios a nivel urbano; se tiene la experiencia de haberse aplicado en diferentes ciudades de Italia con buenos resultados y como consecuencia de adoptó oficialmente por un organismo gubernamental de protección civil (Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, GNDT); se ha usado en España en los sismos de Almería en 1993 y 1994 y Murcia en 1999; en general se ha aplicado en diversos trabajos (Mena 2002).

#### **2.2.12.2. Método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini**

El ítem 2.2.6.2 ha sido extraído de Yépez *et al.* (1996).

No obstante, se ha realizado algunas adaptaciones en los parámetros: tipo y organización del sistema resistente y elementos estructurales de baja ductilidad.

El método del índice de vulnerabilidad es uno de los más completos y eficaces para la evaluación sísmica de edificios a gran escala, clasificándose entre las técnicas indirectas y subjetivas de evaluación de la vulnerabilidad de estructuras. El formulario describe once parámetros que se consideran los de mayor influencia en el daño que sufriría un edificio de hormigón armado; cada parámetro es analizado detenidamente y calificado en una escala que va desde A: óptimo, hasta C: deficiente; mediante las instrucciones que se presentan en los siguientes subapartados.

#### **2.2.12.2.1. Tipo y organización del sistema resistente**

Este parámetro analiza las características del esquema resistente estructural del edificio, definiéndolo como aquel sistema que absorbe más del 70 % de la acción sísmica. La calificación del parámetro se realiza mediante las siguientes instrucciones:

- A. Edificio construido posterior al año 1997 de acuerdo con la norma de diseño sismorresistente y con asesoría técnica de un profesional.
- B. Edificio construido antes del año 1997 pero luego de 1970 de acuerdo con la norma de diseño sismorresistente y con asesoría técnica de un profesional.
- C. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o B.

#### **2.2.12.2.2. Calidad del sistema resistente**

Este parámetro evalúa la calidad del sistema resistente en cuanto a materiales, características de la mano de obra y calidad en la ejecución. Para ello, se estudian diversos detalles constructivos que pueden afectar la respuesta sísmica de la estructura. Las calificaciones se realizan mediante el siguiente cuestionario.

- A. Edificio que presenta las características siguientes:
  - El hormigón presenta buena consistencia, resistencia al rayado y se observa bien ejecutado. No existen zonas con irregularidades y porosidades excesivas.
  - El refuerzo de acero es corrugado y no puede ser observado en la superficie de los elementos estructurales.
  - Los paneles de mampostería presentan elementos consistentes en buen estado, unidos con mortero resistente que no presenta degradación y se observa resistencia al rayado.
  - La información disponible acerca de la estructura disminuye o elimina la posibilidad de que se haya utilizado una mano de obra de mala calidad o un procedimiento constructivo deficiente.

B. Edificio cuyas características no se clasifican como A o como C.

C. Edificio que presenta al menos dos de las siguientes características:

- El hormigón es de mala calidad.
- El refuerzo de acero se encuentra visible, oxidado o mal distribuido en los elementos estructurales.
- Las juntas de construcción se han construido de manera deficiente.
- Los paneles de mampostería son de mala calidad.
- La calidad del procedimiento constructivo y de ejecución de la estructura es baja.

Como puede observarse, además de la observación directa de la calidad del sistema resistente, se recopila la información existente del edificio en cuanto a la época de construcción, condición actual, modalidad constructiva utilizada, etc. Tanto la calidad de los materiales como la calidad del procedimiento y detalles constructivos pueden variar de acuerdo a la zona y a la época de construcción.

### 2.2.12.2.3. Resistencia convencional

El parámetro de resistencia convencional requiere del cálculo de un coeficiente “ $\alpha$ ” que representa la relación entre la fuerza resistente y la fuerza de diseño, mediante la siguiente relación.

$$\alpha = \frac{C}{0.4C'} \quad (2.1)$$

Donde  $C'$  se calcula de acuerdo con la ecuación (2.2).

$$C' = Z \cdot U \cdot C \cdot S \quad (2.2)$$

$$C = \frac{A_0 \cdot \tau}{q \cdot N} \quad (2.3)$$

$$q = \left( \frac{A_x + A_y}{A_t} \right) \cdot h \cdot P_m + P_s \quad (2.4)$$

$$A_0 = \frac{\text{Mín}(A_x, A_y)}{A_t} \quad (2.5)$$

$$\tau = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad (2.6)$$

**Donde:**

N : número de pisos.

A<sub>t</sub> : área total en planta (m<sup>2</sup>).

A<sub>x</sub>, A<sub>y</sub> : áreas totales de las secciones resistentes, en los sentidos x e y respectivamente.

A<sub>0</sub> : valor mínimo entre A<sub>x</sub> y A<sub>y</sub> partido por A<sub>t</sub>.

h : altura media de los pisos (m).

P<sub>m</sub> : peso específico de los elementos del sistema resistente (T/m<sup>3</sup>).

P<sub>s</sub> : peso por unidad de área del sistema de piso (T/m<sup>2</sup>).

τ : resistencia a cortante de los elementos del sistema resistente, obtenida como una ponderación entre los valores de resistencia a cortante de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente estructural.

Una vez evaluado el coeficiente “α”, la calificación del parámetro de evaluación de la calidad del sistema resistente estructural es inmediata:

A. Si α ≥ 1.5

B. Si 0.7 ≤ α < 1.5

C. Si α < 0.7

Este parámetro evalúa un coeficiente de seguridad referido al nivel de fuerza sísmica de diseño; asimismo, utiliza hipótesis simplificadoras similares a las utilizadas en las normativas sismorresistentes, es decir, considera acciones estáticas equivalentes, ausencia de excentricidades e irregularidades excesivas en planta y en elevación, cálculo en la dirección más desfavorable, etc.

**2.2.12.2.4. Posición del edificio y de la cimentación**

Este parámetro evalúa la influencia del terreno y de la cimentación, mediante una inspección a simple vista. Dicha inspección se limita a la consistencia y

pendiente del terreno, a la posible diferencia entre cotas de cimentación y a la presencia de terraplenes no equilibrados simétricamente. Este parámetro se califica como sigue:

- A. Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 15% o bien sobre roca con pendiente no superior al 30 %, no existiendo además terraplenes de tierras no equilibrados.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio cuya cimentación es insuficiente para cualquier tipo de terreno presente en el emplazamiento. Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente superior al 30% o bien sobre terreno rocoso con pendiente superior al 60%. Existe la presencia de empujes no equilibrados debido a terraplenes asimétricamente dispuestos.

#### **2.2.12.2.5. Diafragmas horizontales (losas de piso)**

Para un comportamiento estructural satisfactorio de un edificio, los forjados o diafragmas horizontales (losas de piso y de cubierta) deben cumplir varios requisitos y, entre los más importantes, que presenten una rigidez en el plano suficiente y que los detalles de las conexiones entre la losa y los elementos resistentes verticales sean adecuados. Por esta razón, el método califica este parámetro mediante los siguientes aspectos.

- A. Edificio con losas rígidas y bien conectadas a los elementos resistentes verticales. Estos requisitos deben ser cumplidos en losas que representen al menos el 70% del área total de la superficie.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio con losas poco rígidas con conexiones deficientes y que el área de losas que cumplen los requisitos de la calificación A representan menos del 30% de la superficie total.

Es de singular importancia que el sistema de piso presente conexiones adecuadas con los elementos del sistema resistente vertical, con el objeto de poder transmitir y soportar las cargas sísmicas, en especial, en el caso de edificios aperticados con losas planas. Se ha podido observar el pésimo comportamiento histerético de los edificios con losas deficientemente conectadas a las columnas, pudiéndose generar un mecanismo de colapso súbito que desemboca inevitablemente en el colapso total de la estructura.

#### 2.2.12.2.6. Configuración en planta

Este parámetro tiene en cuenta la distribución de masas y rigideces, así como la forma en planta del edificio. La asignación de las calificaciones posibles se realiza con base en ciertos valores obtenidos a partir de las dimensiones especificadas en la Figura 2.7 definiendo los factores  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  y  $\beta_4$ .

$$\beta_1 = \frac{a}{L} \quad \beta_2 = \frac{e}{d} \quad \beta_3 = \frac{\Delta d}{d} \quad \beta_4 = \frac{c}{b} \quad (2.7)$$

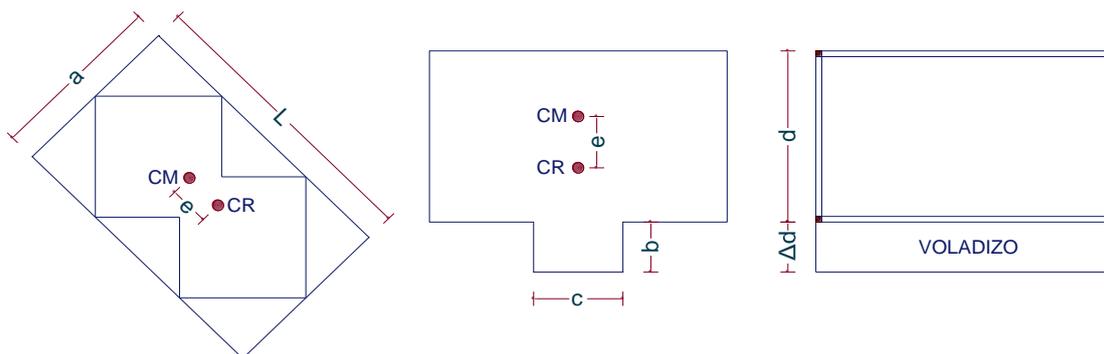
#### Donde:

- a : dimensión menor del rectángulo que circunscribe al edificio.
- L : dimensión mayor del mencionado rectángulo.
- e : excentricidad existente entre el centro de masas CM y el centro de rigideces.
- d : dimensión en planta del edificio en la dirección más desfavorable.
- b y c : longitudes de la mayor protuberancia del cuerpo principal del edificio.

Las relaciones de  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  se toman con sus valores máximos posibles, mientras que la relación  $\beta_4$  se toma como la mínima posible.

El centro de masas y rigideces se determina haciendo uso del software ETABS 2016, desarrollado por Computers and Structures, Inc.

**Figura 2.7:** Parámetros evaluadores de la configuración en planta



Una vez evaluados los factores  $\beta$ , se procede a la calificación del parámetro mediante las siguientes instrucciones:

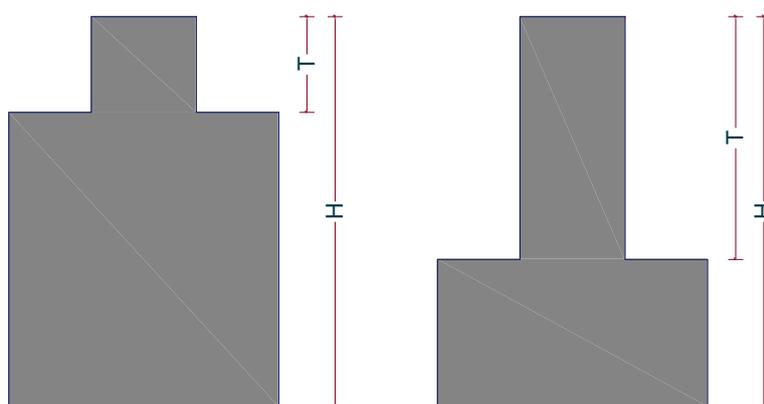
- A. Estructura con planta regular que cumple los siguientes requisitos:
- El factor  $\beta_2$  es menor que 0.2.
  - Al menos el 70% de los elementos satisfacen que  $\beta_3 < 0.2$ .
  - El factor  $\beta_1$  es mayor a 0.4.
  - Para todos los cuerpos sobresalientes del cuerpo principal del edificio se debe cumplir que  $\beta_4 > 0.5$ .
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Estructura con planta muy irregular que cumple con al menos uno de los siguientes aspectos:
- El factor  $\beta_2$  es mayor que 0.4.
  - Más del 70% de los elementos satisfacen que  $\beta_3 > 0.2$ .
  - El factor  $\beta_1$  es menor que 0.2 y más del 30% de los elementos verifican que  $\beta_3 > 0.2$ .
  - Existe al menos un cuerpo o protuberancia sobresaliente del cuerpo principal, que cumple que  $\beta_4 < 0.25$ .

### 2.2.12.2.7. Configuración en altura

El método italiano considera tres criterios básicos para la evaluación del parámetro de configuración en altura.

El primero de ellos intenta tomar en cuenta la irregularidad en elevación de la estructura. Este parámetro utiliza el significado de los factores “H” y “T”, de cuya relación se partirá para evaluar el parámetro. “T” es una fracción de la altura del edificio H, sobre la cual existe una considerable diferencia en el área en planta, respecto al área de la primera planta. La utilización de este factor se basa en los criterios simplificados propuestos por el SEAOC de los Estados Unidos.

**Figura 2.8:** Parámetro evaluador de la configuración en altura



El segundo criterio es comparar factores que cuantifican las variaciones de masa  $\pm\Delta m$  (%) entre pisos sucesivos o también la variación entre superficies de pisos consecutivos.

$$\Delta m(\%) = \left( \frac{m_{i+1} - m_i}{m_i} \right) \cdot 100 \quad (2.8)$$

**Donde:**

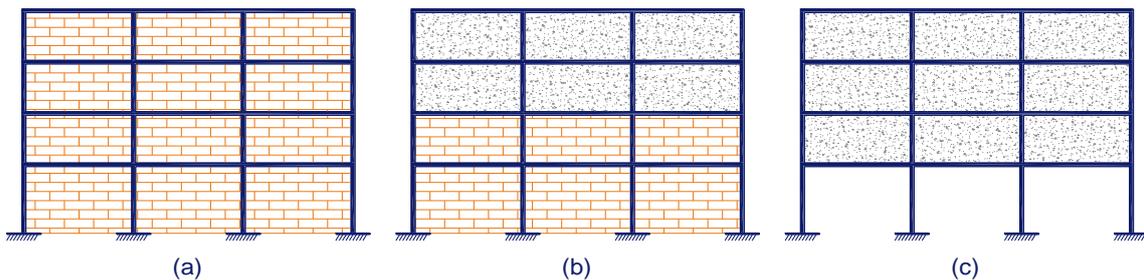
$m_i$  : masa del piso “i”

$m_{i+1}$  : masa del piso “i+1”

Finalmente, el tercer criterio tiene que ver con la variación del sistema resistente con la altura, como puede observarse en la Figura 2.9. Se intenta tomar en cuenta el efecto de una variación brusca de la rigidez lateral, producida por un cambio repentino del tipo de material utilizado en el sistema resistente. Por ejemplo, en la Figura 2.9 (a) todos los pórticos presentan muros de mampostería

en toda la altura, mientras que en la Figura 2.9 (b) se presenta un cambio de mampostería a hormigón, lo cual genera un cambio brusco en la rigidez. La Figura 2.9 (c) presenta uno de los problemas típicos en edificios destinados a comercios y almacenes, en los cuales es muy usual el retirar todos los paneles interiores divisorios para permitir un mayor espacio libre, lo cual genera que las fuerzas sísmicas se concentren en el primer piso y que pueda formarse fácilmente un mecanismo de traslación de columnas.

**Figura 2.9:** Variaciones bruscas de la rigidez lateral en altura



Utilizando estos criterios, el método califica este parámetro mediante las siguientes instrucciones:

- A. La estructura no presenta variaciones significativas del sistema resistente entre dos pisos consecutivos. La relación  $T/H$  es menor que 0.1 o mayor que 0.9.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio con variaciones en el sistema resistente, tanto en organización y disposición, como en cantidad, calidad y tipo de elementos resistentes utilizados. Edificio con un aumento de masa entre pisos consecutivos superior al 20 % y, además, se verifica que  $0.1 \leq T/H \leq 0.3$  o bien se verifica que  $0.7 \leq T/H \leq 0.9$ . Edificio sin variaciones significativas del sistema resistente, pero se cumple que  $0.3 \leq T/H \leq 0.7$  y además que el aumento de masa entre dos pisos consecutivos es superior a un 40 %.

### 2.2.12.2.8. Conexiones entre elementos críticos

Este parámetro califica la conexión entre elementos críticos. Se enfatiza únicamente en el hecho de que un deficiente comportamiento de las conexiones significará un comportamiento no dúctil de las estructuras, pudiéndose provocar fácilmente el colapso de la misma ante una acción sísmica severa. El presente parámetro de la metodología intenta tomar en cuenta este hecho, mediante la evaluación de tres factores.

$$\gamma_1 = \frac{s}{b}; \quad \gamma_2 = \frac{e}{b'_{min}}; \quad \gamma_3 = \frac{e}{b''} \quad (2.9)$$

**Donde:**

- s : mayor dimensión de la parte sobresaliente de la viga respecto de la cara de la columna.
- b : dimensión de la columna
- e : excentricidad entre los ejes de las vigas y de las columnas
- b'<sub>min</sub> : menor de las dimensiones entre los anchos de la viga y de la columna
- b'' : dimensión de la columna perpendicular a la dirección de verificación de la conexión.

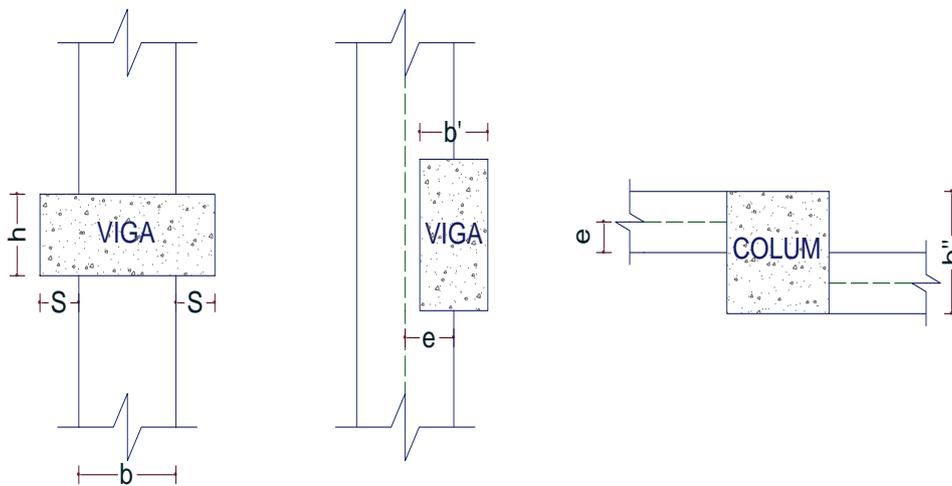
Las calificaciones del parámetro se asignan de acuerdo con:

- A. Las conexiones presentan buenas condiciones, satisfaciendo los siguientes requisitos:
  - $\gamma_1 < 0.2$ ,  $\gamma_2 < 0.2$  y  $\gamma_3 < 0.3$
  - La menor dimensión de las columnas que se encuentren sometidas a un esfuerzo de compresión promedio mayor que el 15% de su resistencia última, es superior a 25cm.
- B. Edificio que presentan conexiones en condiciones medias y no se cumplen los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Edificio que presenta conexiones con condiciones deficientes, verificándose uno de los siguientes casos:

Más del 70 % de las conexiones no satisfacen los requisitos especificados para la calificación A.

- Más del 30 % de las conexiones cumplen que  $s > 0.4 b$ ,  $e > 0.3 b'_{\min}$  o que  $e > 0.4 b''$ .
- La dimensión mínima de las columnas que están sometidas a esfuerzos promedio superiores al 15% de la resistencia última, es menor que 20cm.

**Figura 2.10: Conexiones viga-columna**



**Calificación A**

$$s \leq 0.2b \text{ o } s \leq h/2$$

$$e \leq 0.2b'_{\min}$$

$$e \leq 0.3 b''$$

**Calificación B**

$$s > 0.4b \text{ o } s > h$$

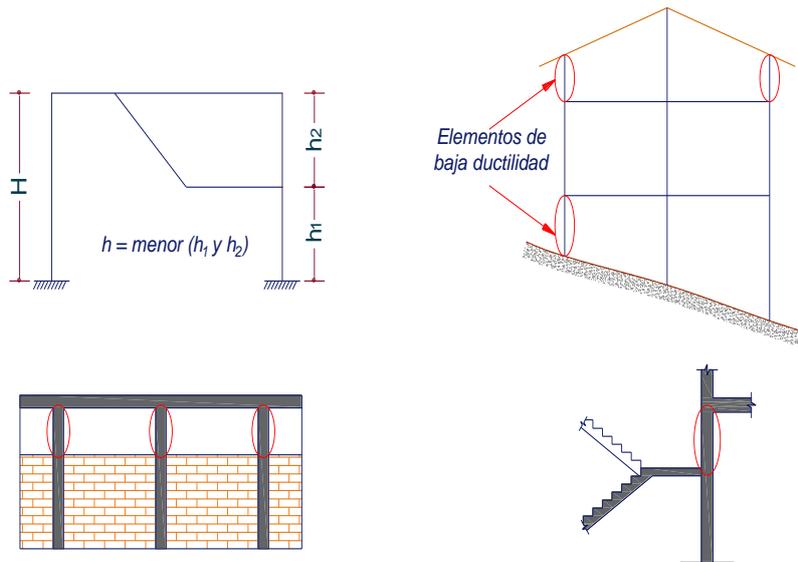
$$s > 0.3 b'_{\min}$$

$$e > 0.4 b''$$

**2.2.12.2.9. Elementos estructurales de baja ductilidad**

Se ha enfatizado en este parámetro la necesidad de que las estructuras y los elementos estructurales posean ductilidad y que sean capaces de absorber y de disipar energía, evitando fallos frágiles que pueden provocar el colapso local o total de las estructuras. Este parámetro intenta tomar en cuenta elementos específicos de una estructura que por su configuración, geometría y localización presentan una elevada rigidez, son frágiles y muy poco dúctiles, como los casos presentados en la Figura 2.11.

**Figura 2.11:** Ejemplos de elementos de baja ductilidad



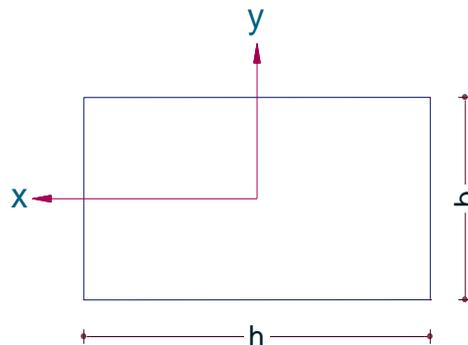
La rigidez de la columna corta ( $K_{CC}$ ) y de la columna total ( $K_{CT}$ ) en ambas direcciones de análisis ( $x$ ,  $y$ ) se determina con la ecuación (2.10).

$$K_{CT} = \frac{12EI}{L_{CT}^3} \quad K_{CC} = \frac{12EI}{L_{CC}^3} \quad (2.10)$$

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} \quad I_{yy} = \frac{bh^3}{12} \quad (2.11)$$

$$E = 150000\sqrt{f'c} \text{ en } (t/m^2) \quad (2.12)$$

**Figura 2.12:** Esquema de columna típica



**Donde:**

- $K_{CT}$  : rigidez de la columna total  
 $K_{CC}$  : rigidez de la columna corta  
 $E$  : módulo de elasticidad del concreto  
 $I$  : momento de inercia de la sección  
 $L_{CT}$  : longitud de la columna total  
 $L_{CC}$  : longitud de la columna corta

La calificación de estos parámetros se realiza como sigue:

- A. Edificios que no presentan elementos estructurales de baja ductilidad o que no se pueden clasificar como B o como C.
- B. Edificios que presentan elementos estructurales de baja ductilidad, en los cuales se presenta uno de los siguientes casos:
- El elemento estructural más corto tiene una altura inferior a  $1/2$  de la altura de los otros elementos (relación  $h/H$  en la Figura 2.11); es decir, la rigidez del elemento corto calculado según la ecuación (2.10) es mayor a 8 veces.
  - Existe un único elemento estructural con altura inferior a  $2/3$  de la altura del resto de elementos estructurales; es decir, la rigidez del elemento corto es mayor a 3.375 veces; dicho elemento requiere de elevada ductilidad.
- C. Edificios que presentan elementos estructurales de muy baja ductilidad, en los cuales se presenta uno de los siguientes casos:
- El elemento estructural más corto tiene una altura inferior a  $1/4$  de la altura de los otros elementos; es decir, la rigidez del elemento corto es mayor a 64 veces ( Figura 2.11).
  - Existe un único elemento estructural con altura inferior a  $1/2$  de la altura del resto de elementos estructurales; es decir, la rigidez del elemento corto es mayor a 8 veces; dicho elemento requiere de elevada ductilidad.

### **2.2.12.2.10.Elementos no estructurales**

Los elementos no estructurales se consideran como aquellos que no participan en el esquema resistente del edificio, aunque en ocasiones dichos elementos llegan a participar parcialmente en dicha resistencia. Por ello, suelen describirse como elementos "no intencionalmente estructurales". La metodología considera un criterio de clasificación de estos elementos, considerándolos como externos o internos. Los elementos externos son aquellos que pueden caer hacia el exterior del edificio como, por ejemplo, cornisas, muros y paneles de mampostería, parapetos, chimeneas, balcones, terrazas, etc. Los elementos internos son aquellos que pueden caer únicamente en el interior de la estructura como, por ejemplo, tabiques, muebles, cielos rasos, etc. A partir de este criterio de clasificación, el parámetro se califica como sigue:

- A. Edificios cuyos elementos no estructurales externos están debidamente conectados al esquema resistente, y cuyos elementos internos son estables, aunque no se encuentren conectados adecuadamente a los elementos estructurales.
- B. Edificios con elementos no estructurales externos estables pero que presentan una conexión deficiente a la estructura. Los muros y/o paneles que se encuentren sobre voladizos tienen toda su base apoyada sobre el elemento similar del piso inferior.
- C. Edificio cuyos elementos no estructurales externos son inestables y se encuentran mal conectados a la estructura, o edificios que no cumplen con los requisitos para calificar como A o como B. Los ejes de los muros y paneles que se encuentran sobre voladizos no coinciden en los diferentes pisos.

Con este parámetro se intenta considerar los elementos no estructurales, cuya caída pueda provocar víctimas. Adicionalmente, se penaliza los edificios cuyos voladizos soportan muros y paneles de mampostería, ya que las componentes verticales de los terremotos fuertes pueden llegar a afectar en gran medida a estos elementos y a toda la estructura. Las experiencias con los últimos terremotos destructores tales como los de Northridge (Estados Unidos, 1994) y Kobe (Japón, 1995) han mostrado que las componentes verticales pueden llegar

a ser similares e incluso superiores a las componentes horizontales, por lo que no pueden despreciarse en el diseño de edificios que presenten dichas irregularidades.

Para analizar la estabilidad de un determinado tabique se compara el momento actuante debido a sismo ( $M_a$ ) y el momento resistente ( $M_r$ ) que actúa en el tabique. Ambos momentos son calculados en la base de los muros y son momentos paralelos a los planos de los muros (Mosqueira y Tarque 2005).

Según la Norma Técnica E.070 (2006), el momento flector distribuido por unidad de longitud ( $M_a$ , en t-m/m), producido por la carga sísmica " $\omega$ ", se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$M_a = m \cdot \omega \cdot a^2 \quad (2.13)$$

**Donde:**

- m : coeficiente de momento (Norma Técnica E.070)
- a : dimensión crítica, en metros (Norma Técnica E.070)
- $\omega$  : carga sísmica por metro cuadrado de muro

Además, la misma norma estipula que la magnitud de la carga ( $\omega$ , en t/m<sup>2</sup>) para un metro cuadrado de muro se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\omega = 0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot e \quad (2.14)$$

**Donde:**

- Z : factor de zona (Norma Técnica E.030)
- U : factor de importancia (Norma Técnica E.030)
- C<sub>1</sub> : coeficiente sísmico (Norma Técnica E.030)
- $\gamma$  : peso volumétrico de la albañilería en t/m<sup>3</sup>
- e : espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros

Según Abanto (2017), para determinar el momento resistente a tracción por flexión del muro ( $M_r$  en t-m/m) se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_r = \frac{t^2}{6} \cdot f'_t \quad (2.15)$$

**Donde:**

$M_r$  : momento resistente a tracción por flexión

$t$  : espesor bruto del muro en metros

$f_t$  : esfuerzo admisible en tracción por flexión (15t/m<sup>2</sup> para albañilería simple)

El valor de  $C_1$  se determina según la Norma Técnica E.030 (2018), de acuerdo con la siguiente tabla:

**Tabla 2.1:** Valores de  $C_1$

<b>Valores de <math>C_1</math></b>	
Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1.5

**Fuente:** Tomado de la Norma Técnica E.030 2018

Finalmente se compara el valor de las ecuaciones (2.13) y (2.15), luego se concluye en las siguientes relaciones:

- Si  $M_a \leq M_r$  el muro es estable
- Si  $M_a > M_r$  el muro es inestable

**2.2.12.2.11. Estado de conservación**

Este parámetro, enteramente subjetivo y calificado mediante un análisis visual simple, puede penalizar la presencia de desperfectos internos de la estructura, así como posibles irregularidades localizadas como producto de fallos en el proceso constructivo. Así mismo, se intentan detectar imperfecciones en la cimentación, o daños en las cimentaciones. La calificación se realiza mediante:

- A. Edificios cuyos elementos resistentes principales (como las vigas, columnas, losas, etc.) no presenten fisuraciones y que no existan daños en la cimentación. Así mismo, el edificio no presenta daños graves en elementos no estructurales, garantizando la estabilidad de los mismos bajo la acción de las cargas sísmicas.
- B. Edificio que no cumple con los requisitos especificados para las calificaciones A o C.
- C. Más de un 30% de los elementos estructurales pertenecientes al esquema resistente principal del edificio se encuentran fisurados, las losas presentan fisuras considerables (mayores a 5mm) y la cimentación presenta daños.

### 2.2.12.3. Cuantificación del índice de vulnerabilidad

Una vez obtenidas todas las calificaciones (A, B o C) de cada uno de los once parámetros analizados del edificio, se procede a asignar un valor numérico a cada clase de acuerdo a la escala que se muestra en la Tabla 2.2. El cálculo del índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ) se realiza mediante la ecuación (2.16).

**Tabla 2.2:** Escala numérica del índice de vulnerabilidad

N°	Parámetro	K <sub>i</sub> = A	K <sub>i</sub> = B	K <sub>i</sub> = C	W <sub>i</sub>
1	Tipo y organización del sistema resistente	0	1	2	4.0
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1.0
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1.0
4	Posición del edificio y de la cimentación	0	1	2	1.0
5	Diafragmas horizontales	0	1	2	1.0
6	Configuración en planta	0	1	2	1.0
7	Configuración en altura	0	1	3	2.0
8	Conexiones entre elementos críticos	0	1	2	1.0
9	Elementos estructurales de baja ductilidad	0	1	2	1.0
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1.0
11	Estado de conservación	0	1	2	2.0

**Fuente:** Tomado de Yépez *et al.* 1996

$$I_V = 100 \cdot \left[ \frac{(\sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i) + 1}{34} \right] \quad (2.16)$$

Un aspecto interesante es la calificación numérica negativa para la clase A del parámetro 3. Si los edificios existentes responden a los criterios de seguridad mencionados para ese parámetro, los autores del método consideran muy favorable esta situación (Yépez *et al.* 1996).

#### 2.2.12.4. Rangos de la vulnerabilidad sísmica

En la Tabla 2.3 se pueden apreciar los rangos numéricos para determinar la vulnerabilidad sísmica siendo: baja, media, alta o muy alta.

**Tabla 2.3:** Rangos para evaluar la vulnerabilidad sísmica

Vulnerabilidad sísmica	Índice de vulnerabilidad
Baja	$0 < I_V \leq 25$
Media	$25 < I_V \leq 50$
Alta	$50 < I_V \leq 75$
Muy alta	$75 < I_V \leq 100$

**Fuente:** Adaptado de Caicedo *et al.* 1994

#### 2.2.13. Norma Técnica E. 030 (2018): Diseño sismorresistente

##### 2.2.13.1. Factor de zona (Z)

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 2.4. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

**Tabla 2.4:** Factores de zona

Zona	Z
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

### 2.2.13.2. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 2.5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla 2.5 se usa según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar  $U = 1$ .

**Tabla 2.5:** Categoría de las edificaciones y factor “U”

Categoría	Descripción	Factor U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluye las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>• Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.</li> <li>• Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>• Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> <li>• Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>• Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</li> <li>• Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado.</li> </ul>	1.5

**Tabla 2.5:** (Continuación). Categoría de las edificaciones y factor “U”

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor U</b>
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

**Nota 1:** Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1.5.

**Nota 2:** En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

### 2.2.13.3. Perfiles de suelo

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $\bar{V}_S$ ), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $\bar{N}_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\bar{S}_u$ ) para suelos cohesivos. Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

- **Perfil tipo S<sub>0</sub>:** Roca dura
- **Perfil tipo S<sub>1</sub>:** Roca o suelos muy rígidos
- **Perfil tipo S<sub>2</sub>:** Suelos intermedios
- **Perfil tipo S<sub>3</sub>:** Suelos blandos
- **Perfil tipo S<sub>4</sub>:** Condiciones excepcionales

**Tabla 2.6:** Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

#### 2.2.13.4. Parámetros de sitio (S, T<sub>P</sub>, T<sub>L</sub>)

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub> dados en la Tabla 2.7 y Tabla 2.8.

**Tabla 2.7:** Factor de suelo “S”

	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

**Tabla 2.8:** Periodos “T<sub>P</sub>” y “T<sub>L</sub>”

	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T <sub>L</sub> (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

### 2.2.13.5. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo con las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (2.17)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad (2.18)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (2.19)$$

**Donde:**

T : periodo fundamental de la estructura

T<sub>P</sub> : periodo que define la plataforma del factor C

T<sub>L</sub> : periodo que define el inicio de la zona del factor C

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

### 2.2.13.6. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción (R<sub>0</sub>)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla 2.9.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R<sub>0</sub> que corresponda.

**Tabla 2.9:** Sistemas estructurales

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Coeficiente básico de reducción <math>R_0</math></b>
<b>Acero</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería armada o confinada</b>	3
<b>Madera (por esfuerzos admisibles)</b>	7

#### **2.2.13.7. Factores de irregularidad ( $I_a$ , $I_p$ )**

El factor  $I_a$  se determina como el menor de los valores de la Tabla 2.10 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor  $I_p$  se determina como el menor de valores de la Tabla 2.11 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar la Tabla 2.10 y Tabla 2.11 se obtuvieran valores distintos de los factores  $I_a$  o  $I_p$  para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos por las dos direcciones.

**Tabla 2.10:** Irregularidades estructurales en altura

<b>Irregularidades estructurales en altura</b>	<b>Factor de irregularidad <math>I_a</math></b>
Irregularidad de rigidez-piso blando	0.75
Irregularidades de resistencia-piso Débil	0.75
Irregularidad extrema de rigidez	0.50
Irregularidad extrema de resistencia	0.50
Irregularidad de masa o peso	0.90
Irregularidad geométrica vertical	0.90
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	0.60

**Tabla 2.11:** Irregularidades estructurales en planta

<b>Irregularidades estructurales en planta</b>	<b>Factor de irregularidad <math>I_p</math></b>
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsional extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad del diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

**2.2.13.8. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)**

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la Tabla 2.9 y de los factores  $I_a$ ,  $I_p$  obtenidos de la Tabla 2.10 y Tabla 2.11 respectivamente.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (2.20)$$

**Donde:**

$R_0$  : coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

$I_a$  : factor de irregularidad en altura

$I_p$  : factor de irregularidad en planta

### 2.2.13.9. Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

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

### 2.2.13.10. Periodo fundamental de vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.21)$$

Donde:

CT = 35. Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: pórticos de concreto armado sin muros de corte o pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostamiento.

CT = 45. Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras o pórticos de acero arriostrados.

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

#### **2.2.14. Evaluación del peligro sísmico probabilístico**

La evaluación del peligro sísmico por el método probabilístico puede realizarse utilizando la teoría desarrollada por Cornell (1968). El análisis probabilístico del peligro sísmico considera la influencia de todos los eventos sísmicos de las fuentes sismogénicas del sitio en estudio mediante los parámetros sismológicos obtenidos de la relación frecuencia-magnitud y los valores de magnitud máxima. De este modo, se considera la probabilidad de ocurrencia de los sismos y el resultado final corresponde a la aceleración máxima esperada con una probabilidad de excedencia determinada y en un periodo de exposición sísmica dado. Finalmente, la aceleración obtenida es el resultado de la combinación de los efectos de todos los sismos de las fuentes sismogénicas y no de un evento específico (Gamarra 2009).

##### **2.2.14.1. Fundamentos del análisis del peligro sísmico**

Es evidente que los sismos no son independientes vistos como una serie en el tiempo. Físicamente se requiere la acumulación de gran energía para generar un evento sísmico de gran magnitud, lo cual hace poco probable que varios de estos eventos sucedan en cortos periodos de tiempo. La ocurrencia de réplicas es otro claro ejemplo de que los sismos no son independientes entre sí. A pesar de ello en estudios de peligro sísmico se acepta que la ocurrencia de los sismos responde a una distribución de Poisson (Gamarra 2009).

El modelo de Poisson asume que el número de ocurrencias de eventos sísmicos en un intervalo de tiempo es independiente del número que ocurre en cualquier otro intervalo de tiempo, es decir, los eventos son independientes entre sí. Además, considera que la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud del intervalo de tiempo y que la probabilidad de que ocurra más de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es insignificante (Gamarra 2009).

En su forma más general, la Ley de Poisson se expresa de la siguiente manera:

$$P_n(t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!} \quad (2.22)$$

**Donde:**

$P_n(t)$  : probabilidad de que haya eventos en un período de tiempo  $t$ .

$n$  : número de eventos.

$\lambda$  : razón de ocurrencia por unidad de tiempo.

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la teoría de las probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento "A" depende de la ocurrencia de otros eventos:  $E_1, E_2, \dots, E_n$ , mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al teorema de la probabilidad total se tiene que la probabilidad de ocurrencia de "A", está dado por la siguiente expresión (Castillo y Alva 1993).

$$P(A) = \sum_i^n P(A/E_i) \cdot P(E_i) \quad (2.23)$$

**Donde:**

$P(A/E_i)$ : probabilidad condicional que "A" ocurra, dado que "E<sub>i</sub>" ocurra

La intensidad generalizada ( $I$ ) de un sismo en un lugar dado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (la magnitud o intensidad epicentral) y de la distancia al lugar de interés. Si el tamaño del sismo ( $S$ ) y su localización ( $R$ ) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad,  $f_s(s)$  y  $f_R(r)$  respectivamente; entonces, el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad ( $I$ ) sea igual o mayor que una intensidad dada, será  $P(I \geq i)$  (Castillo y Alva 1993).

$$P(I \geq i) = \iint P[I/(s, r)] f_s(s) \cdot f_R(r) ds dr \quad (2.24)$$

Esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell en 1968, para analizar el peligro sísmico.

### 2.2.14.2. Programa R-CRISIS para el cálculo del peligro sísmico

Ordaz y Salgado-Gálvez (2018), respecto al cálculo del peligro sísmico con R-CRISIS, mencionan que:

Para calcular el peligro sísmico, el territorio en estudio se divide primero en fuentes sísmicas de acuerdo con consideraciones geotécnicas. En la mayoría de los casos, se supone que, dentro de una fuente sísmica, se está llevado a cabo un proceso independiente de ocurrencia de terremotos. Para cada fuente sísmica, las probabilidades de ocurrencia de terremotos se estiman mediante el análisis estadístico de los catálogos de terremotos.

En el caso más general, las probabilidades de ocurrencia de terremotos deben estipular la probabilidad de tener “s” eventos ( $s=0, 1, \dots, N_s$ ) de magnitud “ $M_i$ ” en los siguientes años “ $T_j$ ” en una fuente dada “ $k$ ”. Se denotan estas probabilidades como  $P_k(s, M_i, T_j)$  y caracterizan completamente la sismicidad de la fuente “ $k$ ”.

El peligro sísmico producido por un terremoto de magnitud “ $M_i$ ” en una sola fuente puntual, por decir la fuente  $k^{\text{th}}$  y para los próximos años “ $T_j$ ”, se puede calcular como:

$$P_r(A \geq a)/M_i, T_j, k) = 1 - \sum_{s=0}^{N_s} P_k(s, M_i, T_j) [1 - P_r(A \geq a/M_i, R_k)]^s \quad (2.25)$$

Donde  $P_r(A \geq a/M_i, R_k)$  es la probabilidad de que se exceda la intensidad “ $a$ ”, dado que ocurrió un terremoto de magnitud  $M_i$  en la fuente “ $k$ ”, que está separado del sitio de interés por una distancia “ $R_k$ ”. Se debe tener en cuenta que esta probabilidad depende solo de la magnitud “ $M$ ” y la distancia de la fuente al sitio “ $R$ ” y normalmente se calcula utilizando la interpretación probabilística de las intensidades a través del uso de GMPM (modelo de predicción de movimiento del suelo).

Pero las fuentes sísmicas suelen ser puntos, líneas, áreas, o volúmenes, por lo que se debe llevar a cabo un proceso de integración espacial para tener en cuenta todas las posibles ubicaciones focales. Se asume que el proceso de integración espacial conduce a “N” fuentes. Finalmente, asumiendo que las ocurrencias de terremotos en diferentes fuentes son independientes entre sí, obtenemos que la probabilidad de no excedencia de intensidad “a” en los próximos años “T<sub>j</sub>” debido a terremotos de todas las magnitudes ubicadas en todas las fuentes, se puede calcular como:

$$P_r(A > a) / T_j = 1 - \prod_{k=1}^N \prod_{i=1}^{N_m} \sum_{s=0}^{N_s} P_k(s, M_i, T_j) [P_r(A \leq a / M_i, R_k)]^s \quad (2.26)$$

La ecuación anterior es utilizada por R-CRISIS para calcular el peligro sísmico en situaciones en las que las fuentes están distribuidas espacialmente (k=1, ..., N), hay terremotos de diferentes magnitudes (M<sub>i</sub>, i = 1, ..., N<sub>m</sub>) y las probabilidades de ocurrencia de terremotos en los marcos de tiempo conocidos “T<sub>j</sub>” en las fuentes “k” están definidas por P<sub>k</sub>(s, M<sub>i</sub>, T<sub>j</sub>), es decir, la probabilidad de tener “s” eventos de magnitud “M” en los próximos años “T<sub>j</sub>” que ocurren en la fuente “k”.

### 2.2.14.3. Fuentes sismogénicas

La sismicidad de una región se describe a partir de la distribución de los eventos sísmicos en cuanto a su ubicación en el espacio, su tamaño y su tiempo de ocurrencia. Las fuentes sísmicas se utilizan para representar esta sismicidad, agrupando eventos con características espaciales similares que ocurren en distintas zonas de la corteza (Bolaños y Monroy 2004)

La fuente sismogénica son aquella línea, área o volumen geográfico que presenta similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, a tal punto que puede asegurarse que su potencial sísmico es homogéneo en toda la fuente; es decir, que el proceso de generación y recurrencia de sismos es espacial y temporalmente homogéneo. Definir la geometría de la fuente sismogénica es fundamental para la evaluación del peligro sísmico, debido a que proporcionan los principales parámetros físicos que controlan la sismotectónica de la región en estudio (Tavera *et al.* 2014).

Para el presente estudio se utiliza las fuentes planteadas por SENCICO (2016), el cual propone 29 fuentes sismogénicas, distribuidas de la siguiente manera: Las fuentes F1 a F6 representa la sismicidad interfase; Las fuentes F7 a F16 representan la sismicidad intraplaca superficial; las fuentes F17 a F20 representan la sismicidad intraplaca intermedia y las fuentes F21 a F29 representan la sismicidad Continental.

Las coordenadas geográficas y profundidad de las fuentes sismogénicas de interfase, intraplaca superficial, intraplaca intermedia y continentales se muestran en la Tabla 2.12, Tabla 2.13, Tabla 2.14 y Tabla 2.15 respectivamente.

**Tabla 2.12:** Coordenadas geográficas de las fuentes interfase

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F1	-78.778	1.666	50
	-80.380	2.110	25
	-81.670	-1.163	25
	-81.742	-2.217	25
	-79.697	-2.447	50
	-79.928	-1.314	50
	-81.851	-3.458	25
F2	-82.054	-5.322	25
	-80.991	-8.528	25
	-79.267	-7.740	50
	-80.368	-5.595	50
	-79.699	-2.439	50
	-81.236	-2.274	25
	-80.991	-8.528	25
F3	-80.022	-10.322	25
	-77.184	-14.412	25
	-75.856	-13.563	60
	-77.824	-10.464	60
	-79.267	-7.740	60
	-75.800	-15.800	25
F4	-74.360	-16.880	25
	-73.430	-16.039	65
	-75.834	-13.548	65
	-77.155	-14.392	25

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.12:** (Continuación). Coordenadas geográficas de las fuentes interfase

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F5	-73.430	-16.039	70
	-74.360	-16.880	30
	-72.727	-18.100	30
	-71.602	-19.101	30
	-70.517	-18.082	75
F6	-71.602	-19.101	30
	-71.334	-19.475	30
	-71.377	-22.999	50
	-69.266	-22.999	85
	-69.623	-20.786	75
	-69.900	-18.564	70

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.13:** Coordenadas geográficas de las fuentes intraplaca superficial

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F7	-79.033	-2.129	125
	-76.989	0.998	125
	-79.222	1.809	50
	-80.031	0.162	50
	-80.600	-1.400	50
F8	-81.334	-3.969	50
	-80.840	-5.926	50
	-79.881	-8.015	50
	-77.474	-6.920	120
	-78.667	-4.725	120
	-77.716	-2.798	200
	-80.017	-1.630	90

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.13:** (Continuación). Coordenadas geográficas de las fuentes intraplaca superficial

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F9	-78.423	-7.352	100
	-79.881	-8.015	60
	-78.003	-11.728	60
	-76.381	-13.899	60
	-74.775	-12.871	120
	-76.441	-10.831	130
F10	-73.778	-16.347	70
	-71.584	-14.405	140
	-73.127	-13.631	125
	-74.555	-12.725	120
	-76.381	-13.899	60
	-75.782	-14.883	60
F11	-74.709	-15.750	60
	-71.660	-17.328	70
	-70.558	-18.134	70
	-69.800	-17.400	140
	-71.584	-14.405	140
F12	-73.778	-16.347	65
	-70.480	-22.999	70
	-69.275	-22.999	100
	-67.872	-22.999	150
	-67.911	-21.766	150
	-68.560	-19.610	155
	-69.020	-18.550	150
	-69.800	-17.400	140
-70.558	-18.143	100	

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.13:** (Continuación). Coordenadas geográficas de las fuentes intraplaca superficial

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F13	-77.716	-2.798	200
	-78.667	-4.725	120
	-76.472	-8.763	130
	-75.489	-8.120	140
	-74.558	-6.771	150
	-76.164	-4.332	130
	-75.255	-2.911	150
F14	-76.441	-10.831	130
	-74.775	-12.871	120
	-73.794	-12.219	130
	-76.472	-8.763	130
	-77.474	-6.920	120
	-78.423	-7.352	120
F15	-75.116	-10.513	145
	-73.794	-12.219	130
	-72.577	-11.410	135
	-73.319	-10.572	150
	-74.417	-9.331	150
	-75.489	-8.120	140
	-76.472	-8.763	130
F16	-73.119	-13.635	120
	-71.584	-14.405	150
	-70.646	-13.766	135
	-72.575	-11.405	135
	-74.584	-12.770	125

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.14:** Coordenadas geográficas de las fuentes intraplaca intermedia

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F17	-77.716	-2.798	200
	-76.245	-2.865	170
	-75.638	-1.914	170
	-77.119	-0.922	200
	-78.400	-1.161	125
	-79.033	-2.129	125
F18	-75.489	-8.120	140
	-74.417	-9.331	150
	-73.051	-8.124	185
	-74.558	-6.771	180
F19	-70.592	-16.070	150
	-69.800	-17.400	140
	-69.020	-18.550	150
	-68.246	-18.155	200
	-67.398	-17.724	250
	-70.646	-13.766	250
	-71.584	-14.405	175
F20	-65.943	-22.999	270
	-66.254	-19.522	270
	-66.745	-17.388	285
	-69.020	-18.550	150
	-68.560	-19.610	155
	-67.911	-21.766	150
	-67.873	-22.999	150

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.15:** Coordenadas geográficas de las fuentes continentales

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F21	-79.173	-7.916	30
	-77.365	-7.009	30
	-78.581	-4.449	30
	-80.368	-5.595	30
F22	-79.173	-7.916	30
	-77.824	-10.464	30
	-76.318	-12.881	30
	-75.677	-13.764	30
	-74.411	-12.807	30
	-75.315	-12.019	30
	-76.798	-8.551	30
	-77.365	-7.009	30
F23	-75.677	-13.764	30
	-73.090	-16.383	30
	-72.106	-14.949	30
	-73.789	-13.349	30
	-74.411	-12.807	30
F24	-73.090	-16.383	30
	-70.517	-18.096	30
	-69.900	-18.564	30
	-69.174	-17.909	30
	-70.484	-15.743	30
	-72.106	-14.949	30
F25	-79.367	-0.036	30
	-79.083	-2.408	30
	-77.139	-1.595	30
	-76.797	1.211	30
	-77.897	1.730	30

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Tabla 2.15:** (Continuación). Coordenadas geográficas de las fuentes continentales

Fuente	Coordenadas geográficas		Profundidad (km)
	Longitud (W)	Latitud (S)	
F26	-79.083	-2.408	30
	-78.581	-4.449	30
	-78.152	-5.348	30
	-76.293	-4.598	30
	-76.661	-3.088	30
	-77.139	-1.595	30
F27	-78.152	-5.348	30
	-77.365	-7.009	30
	-76.798	-8.551	30
	-75.145	-7.359	30
	-75.430	-6.292	30
	-76.304	-4.610	30
F28	-76.798	-8.551	30
	-75.315	-12.019	30
	-73.789	-13.349	30
	-72.276	-11.656	30
	-73.668	-10.523	30
	-74.957	-8.744	30
	-75.145	-7.359	30
F29	-73.789	-13.349	30
	-72.106	-14.949	30
	-70.484	-15.743	30
	-69.414	-12.956	30
	-72.276	-11.656	30

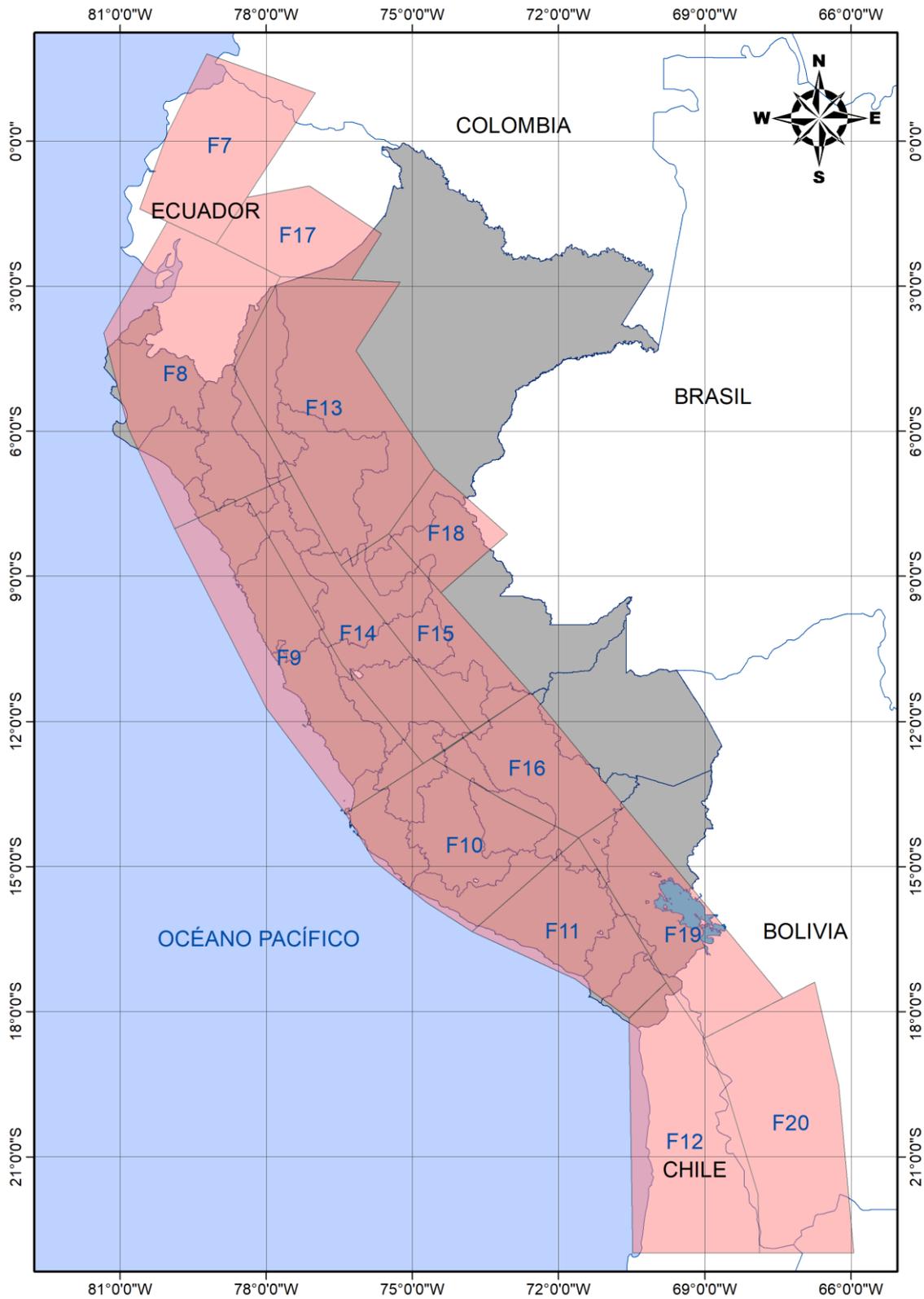
**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

**Figura 2.13: Fuentes sismogénicas interfase**



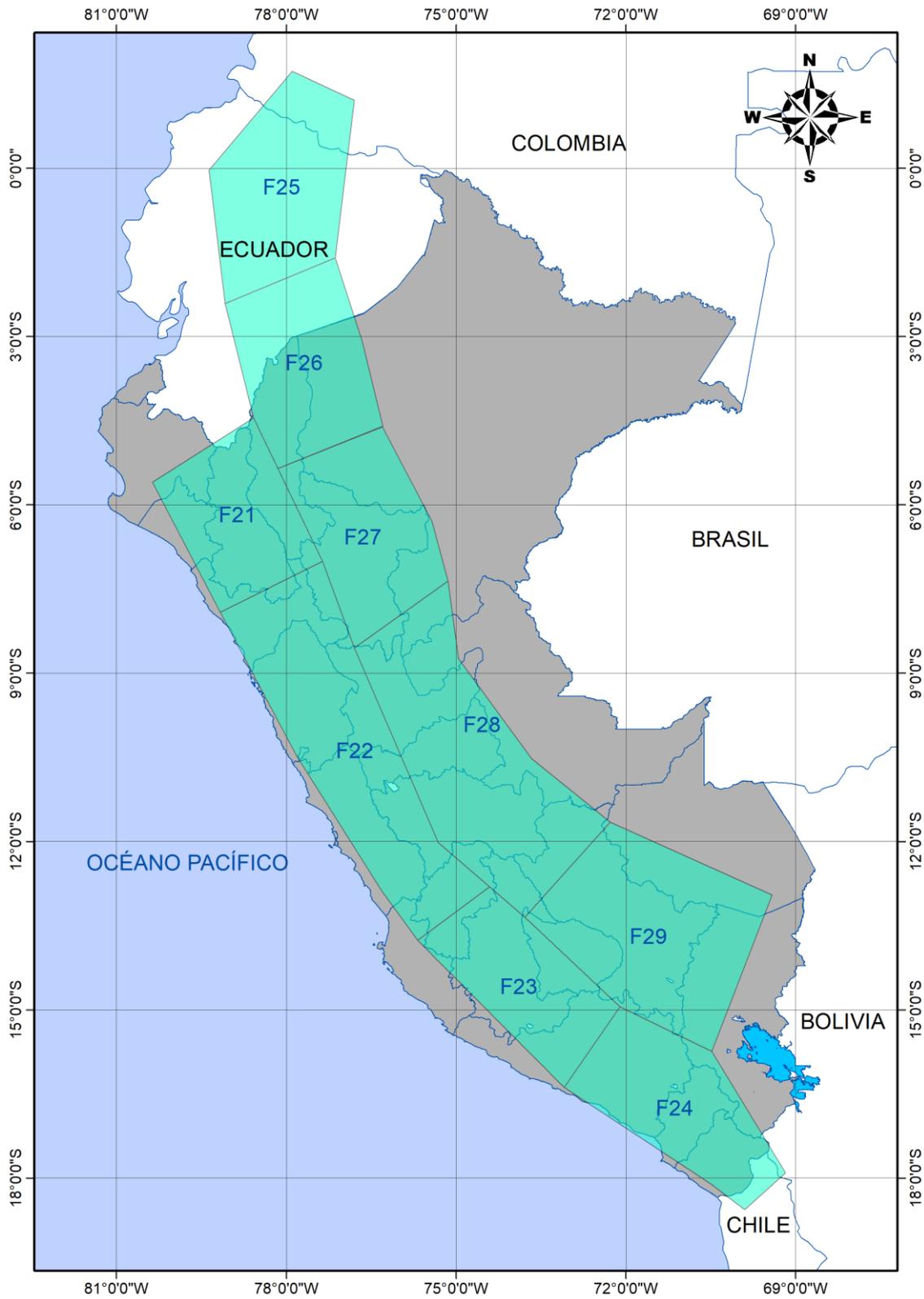
**Fuente:** Adaptado de SENCICO 2016

**Figura 2.14: Fuentes sismogénicas intraplaca**



**Fuente:** Adaptado de SENCICO 2016

**Figura 2.15: Fuentes sismogénicas continentales**



**Fuente:** Adaptado de SENCICO 2016

#### 2.2.14.4. Parámetros sismológicos

En el análisis del peligro sísmico, los parámetros sismológicos caracterizan las fuentes sismogénicas con base en la actividad sísmica que presentan en el tiempo, es decir, la determinación de los parámetros sismológicos de una fuente determinada contempla la evaluación de la recurrencia sísmica de esta (Gamarra 2009).

##### 2.2.14.4.1. Evaluación de la recurrencia sísmica

Para evaluar la variabilidad de las magnitudes de los eventos sísmicos que cada fuente pueda generar es indispensable evaluar la recurrencia sísmica de la fuente. La recurrencia sísmica representa el número de eventos mayores o iguales a alguna magnitud dentro de la fuente y está definida por la pendiente de la relación de recurrencia de Gutenberg y Richter ( $b$ ), la tasa media anual de actividad sísmica ( $\lambda_0$ ), la magnitud mínima ( $M_0$ ) y la magnitud máxima ( $M_{\text{máx}}$ ). La siguiente expresión define la relación de recurrencia de la actividad sísmica de un determinado lugar (Gamarra 2009).

$$\ln(N) = a - bM \quad (2.27)$$

**Donde:**

$N$  : número acumulativo de sismos con magnitud mayor o igual a  $M$

$a$  y  $b$  : parámetros que dependen de la sismicidad de la zona

La ecuación anterior, también se puede expresar de la siguiente manera:

$$N = \Gamma_0 e^{-\beta M} \quad (2.28)$$

**Donde:**

$\Gamma_0 = 10^a$ , es el número de sismos por unidad de tiempo con  $M > 0$

$$\beta = b \cdot \ln(10)$$

$a$  y  $b$  se obtienen generalmente por regresión de una base de datos de la sismicidad de la fuente de interés.

En la Tabla 2.16 se presenta los parámetros sismológicos de recurrencia para cada fuente sismogénica.

**Tabla 2.16:** Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

<b>Fuente</b>	<b>M<sub>mín</sub></b>	<b>M<sub>máx</sub></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Tasa</b>
F1	4.3	8.1	1.286	3.100
F2	4.5	8.0	1.302	4.200
F3	4.8	8.4	1.732	3.980
F4	4.4	8.4	1.730	6.620
F5	4.8	8.4	1.473	2.580
F6	4.5	8.4	1.344	3.530
F7	4.1	7.9	0.991	1.300
F8	4.4	6.6	1.990	3.380
F9	4.5	7.9	1.939	6.510
F10	4.5	7.0	1.805	6.570
F11	4.8	7.8	2.251	4.850
F12	4.8	7.7	2.580	19.000
F13	4.3	7.4	1.491	3.710
F14	4.2	6.6	1.280	2.070
F15	4.6	6.0	2.334	2.520
F16	4.1	6.9	1.307	1.250
F17	4.4	7.3	1.697	3.870
F18	4.8	7.1	2.413	3.130
F19	4.8	7.0	2.307	2.920
F20	4.5	7.7	2.352	11.700
F21	4.0	7.1	0.580	0.461
F22	4.1	7.2	1.068	1.320
F23	4.5	7.0	1.384	0.675
F24	4.4	7.4	1.314	1.280
F25	4.2	7.0	1.133	2.040
F26	4.6	6.7	1.384	0.889
F27	4.8	6.8	2.162	1.270
F28	4.5	7.0	1.667	2.850
F29	4.3	7.1	1.259	1.420

**Fuente:** Tomado de SENCICO 2016

### 2.2.14.5. Leyes de atenuación

La estimación del movimiento del suelo depende de la magnitud y la distancia desde el origen del sismo hasta el sitio. Esta estimación se obtiene de las relaciones o leyes de atenuación. La elección de la ley de atenuación constituye un paso muy importante en la determinación del peligro sísmico del lugar (Bolaños y Monroy 2004).

Según el ranking propuesto por Arango *et al.* (2012) los modelos que presentan el mejor ajuste para los mecanismos de subducción interface e intraplaca son los de Zhao *et al.* (2006), seguido por Youngs *et al.* (1997) y Atkinson y Boore (2003) (Mendo 2015).

Para sismicidad continental, dentro de las opciones con las que se cuenta, la ley de atenuación de Sadigh *et al.* (1997) es una de las más aceptadas y utilizadas (Santibáñez 2013).

Sin embargo, para el presente estudio solo se usa las leyes de atenuación de Youngs *et al.* (1997) para sismos interfase e intraplaca y la de Sadigh *et al.* (1997) para sismos corticales.

#### 2.2.14.5.1. Ley de atenuación de Youngs *et al.* (1997)

Esta relación de atenuación se expone para la máxima aceleración del suelo y aceleraciones espectrales de respuesta, para sismos de subducción interfase e intraplaca de magnitud momento mayor o igual a 5 y para distancias de 10 a 500 km, para ello utiliza datos de sismos registrados en Alaska, Chile, Cascadia, Japón, México, Perú y las Islas Salomón (Youngs *et al.* 1997).

La ley de atenuación para la aceleración espectral de respuesta horizontal (5% de amortiguamiento) para sismos de subducción en roca es la siguiente:

$$\ln(y) = 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + 0.00607H + 0.3846Z_T \quad (2.29)$$

$$\sigma = C_4 + C_5M \quad (2.30)$$

**Donde:**

- $y$  : aceleración espectral en g  
 $M$  : magnitud de momento  
 $r_{rup}$  : distancia más cercana a la ruptura (km)  
 $H$  : profundidad (km)  
 $Z_T$  : tipo de fuente, 0 para interface, 1 para intraplaca  
 $\sigma$  : desviación estándar (para magnitudes  $M > 8$ , considerar  $M = 8$ )

**Tabla 2.17:** Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca

Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>
PGA	0.000	0.00	-2.552	1.45	-0.10
0.075	1.275	0.00	-2.707	1.45	-0.10
0.100	1.188	-0.0011	-2.655	1.45	-0.10
0.200	0.722	-0.0027	-2.528	1.45	-0.10
0.300	0.246	-0.0036	-2.454	1.45	-0.10
0.400	-0.115	-0.0043	-2.401	1.45	-0.10
0.500	-0.400	-0.0048	-2.360	1.45	-0.10
0.750	-1.149	-0.0057	-2.286	1.45	-0.10
1.000	-1.736	-0.0064	-2.234	1.45	-0.10
1.500	-2.634	-0.0073	-2.160	1.50	-0.10
2.000	-3.328	-0.0080	-2.107	1.55	-0.10
3.000	-4.511	-0.0089	-2.033	1.65	-0.10

**Fuente:** Tomado de Youngs *et al.* 1997

**2.2.14.5.2. Ley de atenuación de Sadigh et al. (1997)**

Estas relaciones de atenuación se presentan para la máxima aceleración del suelo y aceleraciones espectrales de respuesta para sismos corticales, están basadas principalmente en datos de fuertes movimientos sísmicos de California, no obstante, también considera datos de registros sísmicos de Gazli (Rusia 1976) y Tabas (Irán 1978). Estas relaciones se aplican para depósitos de roca y suelos firmes profundos y eventos sísmicos de magnitud momento mayor o igual a 4 y distancias de hasta 100km (Sadigh *et al.* 1997).

La ley de atenuación para la aceleración espectral de respuesta horizontal (5% de amortiguamiento) para sismos continentales en roca es la siguiente:

$$Ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5 - M)^{2.5} + C_4Ln(r_{rup} + e^{C_5+C_6M}) + C_7Ln(r_{rup} + 2) \quad (2.31)$$

**Donde:**

y : aceleración espectral en g

M : magnitud de momento

$r_{rup}$  : distancia más cercana a la ruptura (km)

**Tabla 2.18:** Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca para  $M \leq 6.5$

Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>	C <sub>7</sub>
PGA	-0.624	1.00	0.000	-2.100	1.29649	0.250	0.000
0.07	0.110	1.00	0.006	-2.128	1.29649	0.250	-0.082
0.10	0.275	1.00	0.006	-2.148	1.29649	0.250	-0.041
0.20	0.153	1.00	-0.004	-2.080	1.29649	0.250	0.000
0.30	-0.057	1.00	-0.017	-2.028	1.29649	0.250	0.000
0.40	-0.298	1.00	-0.028	-1.990	1.29649	0.250	0.000
0.50	-0.588	1.00	-0.040	-1.945	1.29649	0.250	0.000
0.75	-1.208	1.00	-0.050	-1.865	1.29649	0.250	0.000
1.00	-1.705	1.00	-0.055	-1.800	1.29649	0.250	0.000
1.50	-2.407	1.00	-0.065	-1.725	1.29649	0.250	0.000
2.00	-2.945	1.00	-0.070	-1.670	1.29649	0.250	0.000
3.00	-3.700	1.00	-0.080	-1.610	1.29649	0.250	0.000
4.00	-4.230	1.00	-0.100	-1.570	1.29649	0.250	0.000

**Fuente:** Tomado de Sadigh *et al.* 1997

**Tabla 2.19:** Coeficientes de atenuación de aceleraciones espectrales en roca para  $M > 6.5$

Periodo (s)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>	C <sub>7</sub>
PGA	-1.270	1.10	0.000	-2.100	-0.48451	0.524	0.000
0.07	-0.540	1.10	0.006	-2.128	-0.48451	0.524	-0.082
0.10	-0.375	1.10	0.006	-2.148	-0.48451	0.524	-0.041
0.20	-0.497	1.10	-0.004	-2.080	-0.48451	0.524	0.000
0.30	-0.707	1.10	-0.017	-2.028	-0.48451	0.524	0.000
0.40	-0.948	1.10	-0.028	-1.990	-0.48451	0.524	0.000
0.50	-1.238	1.10	-0.040	-1.945	-0.48451	0.524	0.000
0.75	-1.858	1.10	-0.050	-1.865	-0.48451	0.524	0.000
1.00	-2.355	1.10	-0.055	-1.800	-0.48451	0.524	0.000
1.50	-3.057	1.10	-0.065	-1.725	-0.48451	0.524	0.000
2.00	-3.595	1.10	-0.070	-1.670	-0.48451	0.524	0.000
3.00	-4.350	1.10	-0.080	-1.610	-0.48451	0.524	0.000
4.00	-4.880	1.10	-0.100	-1.570	-0.48451	0.524	0.000

**Fuente:** Tomado de Sadigh *et al.* 1997

#### 2.2.14.6. Curvas de peligro sísmico

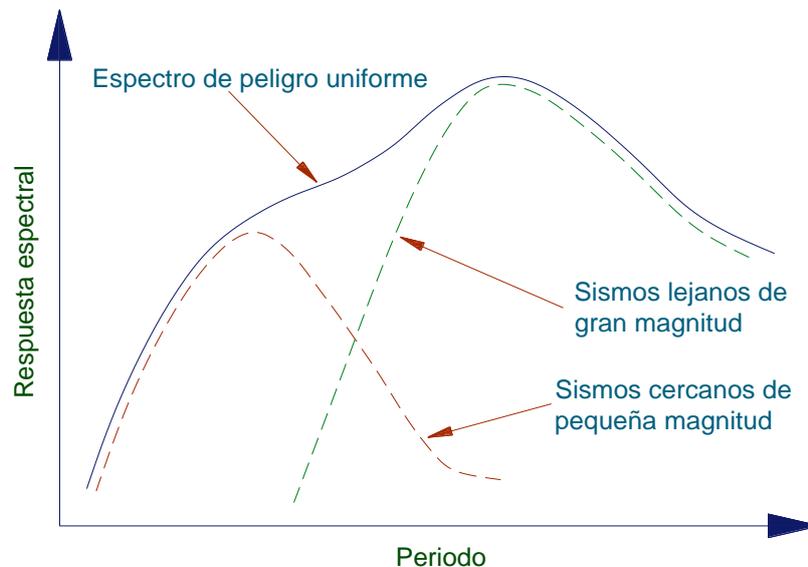
Las curvas de peligro sísmico indican la probabilidad de excedencia de diferentes valores de parámetros seleccionados del movimiento del suelo. Las curvas de peligro sísmico pueden ser usadas entonces para representar la probabilidad de excedencia de algún parámetro del movimiento del suelo en un periodo de tiempo específico y pueden ser obtenidas para fuentes sísmicas individuales, o combinadas para expresar el peligro en un sitio particular (Bolaños y Monroy 2004).

#### 2.2.14.7. Espectros de peligro uniforme

El espectro de peligro uniforme se define como aquel espectro que posee la misma probabilidad de ser excedido en un periodo dado en todo el rango de ordenadas espectrales. Este espectro toma en cuenta las posibles combinaciones entre la magnitud y la distancia del sismo al punto de interés (Gamarra 2009).

Este espectro puede entonces ser usado en un análisis espectral de respuesta estructural. La información de este análisis podría además ser usado para ayudar al desarrollo de los movimientos tiempo-historia del suelo. Para analizar esto, las amplitudes del movimiento del suelo y posiblemente el contenido de frecuencias, son escaladas de modo que el espectro del movimiento escalado se ajuste estrechamente al espectro de peligro uniforme (Gamarra 2009).

**Figura 2.16:** Espectro de peligro uniforme



**Fuente:** Tomado de Gamarra 2009

#### 2.2.14.8. Calificación del peligro sísmico

La calificación del peligro sísmico se realiza de acuerdo con los niveles de aceleración pico del suelo (PGA) establecidos en el GSHAP (Global Seismic Hazard Assessment Program).

El GSHAP presenta la aceleración máxima del terreno (PGA) con un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. La condición del terreno de referencia es tipo roca en todas partes excepto en Canadá y Estados Unidos que asumen la roca y/o suelo firme (Giardini *et al.* 1999).

Los niveles de peligro sísmico que considera el GSHAP (bajo, moderado, alto y muy alto), se muestra en la Tabla 2.20.

**Tabla 2.20:** Peligro sísmico según la aceleración máxima del suelo

<b>Nivel de peligro sísmico</b>	<b>Aceleración máxima del suelo en fracción de (g)</b>
Bajo	$0 < \text{PGA} \leq 0.08$
Medio o moderado	$0.08 < \text{PGA} \leq 0.24$
Alto	$0.24 < \text{PGA} \leq 0.40$
Muy alto	$\text{PGA} > 0.40$

**Fuente:** Adaptado de Giardini *et al.* 1999

### 2.2.15. Evaluación del riesgo sísmico

Una vez identificado el peligro sísmico (P) y la vulnerabilidad sísmica (V), se procede a una evaluación conjunta para calcular el riesgo sísmico (R). Existen diversos criterios o métodos para el cálculo del riesgo, por un lado, el analítico o matemático; y por otro, el descriptivo (INDECI 2006).

El criterio analítico, llamado también matemático, se basa fundamentalmente en la aplicación o el uso de la siguiente ecuación:  $R = P \times V$ . Dicha ecuación es la referencia básica para la estimación del riesgo, donde cada una de las variables: Peligro (P), vulnerabilidad (V) y, consecuentemente, Riesgo (R), se expresan en términos de probabilidad (INDECI 2006).

El criterio descriptivo, el cual se usa en el presente estudio, se basa en el uso de una matriz de doble entrada: matriz de peligro y vulnerabilidad. Para tal efecto, se requiere previamente determinar el peligro y la vulnerabilidad. Con ambas variables se interrelaciona, por el lado vertical (peligro) y por el lado horizontal (vulnerabilidad). En la intersección de ambos valores se podrá estimar el riesgo sísmico esperado (INDECI 2006).

**Tabla 2.21:** Calificación del riesgo sísmico

Peligro	Vulnerabilidad			
	Baja	Media	Alta	Muy alta
Bajo	RB	RB	RM	RA
Medio	RB	RM	RM	RA
Alto	RM	RM	RA	RMA
Muy alto	RA	RA	RMA	RMA

**Fuente:** Adaptado del INDECI 2006

**Donde:**

RB : riesgo bajo

RM : riesgo medio

RA : riesgo alto

RMA : riesgo muy alto

### **2.3. Definición de términos básicos**

#### **2.3.1. Sismo**

Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de las ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre (Goytia y Villanueva 2001)

#### **2.3.2. Riesgo sísmico**

Es el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica (Barbat, citado por Bonett 2003).

#### **2.3.3. Vulnerabilidad sísmica**

La vulnerabilidad representa el daño que se puede esperar en una estructura sujeta a un movimiento sísmico de cierta intensidad (Bommer *et al.* 1998).

#### **2.3.4. Peligro sísmico**

Es la probabilidad de que ocurran movimientos sísmicos de cierta intensidad en una zona determinada durante un tiempo definido (Bommer *et al.* 1998).

### **2.3.5. Intensidad**

La intensidad sísmica es la violencia con que se siente un sismo en la zona afectada. La medición de la intensidad es cualitativa y se realiza observando los efectos o daños producidos por el sismo en las construcciones, objetos, terreno, y el impacto que provoca en las personas. (Bolaños y Monroy 2004).

### **2.3.6. Magnitud**

La magnitud es la medición cuantitativa de la energía liberada en un sismo. Para una valoración objetiva de la magnitud de los terremotos es necesario utilizar instrumentos adecuados como los sismógrafos y acelerógrafos. (Bolaños y Monroy 2004).

### **2.3.7. Efecto de columna corta**

El efecto de columna corta consiste en una restricción parcial del desplazamiento lateral del cuerpo de una columna, que obliga a concentrar toda la demanda de deformaciones y tensiones en su porción libre (Beauperthuy y Urich s. f.).

### **2.3.8. Espectro de peligro uniforme**

Espectro que posee la misma probabilidad de ser excedida para un periodo dado en todo rango de ordenadas espectrales o en cada punto de este (Gamarra 2009).

### **2.3.9. Aceleración máxima del suelo (PGA)**

Es el valor máximo de la aceleración de un punto en particular del suelo en cualquier momento durante un terremoto. Algunas veces, la PGA se denomina aceleración de periodo cero, es decir, la aceleración espectral de respuesta de un oscilador elástico de un solo grado de libertad con periodo de cero o casi cero (Beer *et al.* 2015)

## **CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS**

### **3.1. Ubicación geográfica**

El edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca, se ubica en el distrito, provincia y departamento de Cajamarca, Perú. Sus coordenadas geográficas son: 7° 10' 9.12" de latitud Sur y 78° 29' 45.83" longitud Oeste (Plano U-01).

### **3.2. Época de la investigación**

La presente investigación se realizó desde setiembre del año 2017 hasta diciembre del año 2018.

### **3.3. Metodología**

#### **3.3.1. Población de estudio**

Todos los edificios que conforman la Universidad Nacional de Cajamarca, ya que la mayoría de ellos tiene características comunes entre sí.

#### **3.3.2. Muestra**

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico por conveniencia y está constituida únicamente por el edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca.

#### **3.3.3. Diseño de investigación**

El diseño de la investigación es no experimental tipo transversal descriptiva ya que tiene como propósito describir las variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

### **3.4. Procedimiento**

#### **3.4.1. Recolección de datos**

Se utilizó técnicas de recolección de datos tales como observación, ensayos y análisis de documentos.

La observación permitió evaluar las características estructurales y realizar un diagnóstico situacional de la edificación.

Se realizó ensayos de mecánica de suelos con la finalidad de determinar el tipo de suelo y la capacidad portante del terreno de fundación, además, se evaluó la resistencia a compresión del concreto de los elementos estructurales, para ello se utilizó ensayos de esclerometría.

Los documentos necesarios del edificio del comedor universitario de la UNC, fueron proporcionados por la Oficina General de Servicios y Gestión Ambiental. La información proporcionada, permitió conocer las especificaciones técnicas de construcción, los planos de arquitectura y estructuras del edificio en estudio.

Con la información reunida y procesada se evaluó el riesgo sísmico de la edificación en función de la vulnerabilidad y el peligro, según se detalla.

### **3.4.2. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica**

Se usó el Método del Índice de Vulnerabilidad de Benedetti y Petrini, el cual evalúa once parámetros que se consideran los de mayor influencia en el daño que puede sufrir un edificio de hormigón armado; cada parámetro se analizó detenidamente y fue calificado en una escala que va desde A: óptimo, hasta C: deficiente; mediante las instrucciones presentadas de manera detallada en el ítem 2.2.12.2.

#### **3.4.2.1. Especificaciones de los materiales**

La resistencia a compresión del concreto de los elementos estructurales, obtenida a través de ensayos, se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 3.1:** Resistencia a compresión del concreto

<b>Elemento</b>	<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Vigas	230
Columnas	230
Placas	230
Losa de entrepiso	230
Escaleras (interior y exterior)	230

### 3.4.2.2. Consideraciones sísmicas

Según la norma técnica E.030 vigente, el edificio del comedor universitario es una edificación esencial, ubicada en la zona sísmica 3 y sobre un suelo blando.

Los parámetros sísmicos se presentan en la Tabla 3.2. El factor Z se determinó de acuerdo con la Tabla 2.4, el factor U de acuerdo con la Tabla 2.5, el factor C de acuerdo con la ecuación (2.17), el factor S de acuerdo con la Tabla 2.7 y el valor de  $C_1 = 2.00$  se obtuvo de la Tabla 2.1.

**Tabla 3.2:** Parámetros sísmicos del edificio del comedor de la UNC

Parámetros sísmicos	Símbolo	Factor
Factor de zona	Z	0.35
Factor de uso	U	1.50
Factor de amplificación sísmica	C	2.50
Factor de amplificación del suelo	S	1.20
Factor C1	C1	2.00

### 3.4.2.3. Calificación de la vulnerabilidad sísmica

Luego de haber obtenido todas las calificaciones (A, B o C) de cada uno de los once parámetros analizados del edificio, se procedió por asignar un valor numérico a cada clase de acuerdo con la escala presentada en la Tabla 2.2, luego se determinó el índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ) mediante la ecuación (2.16).

Con índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ) calculado, se procedió a identificar la vulnerabilidad sísmica del edificio de acuerdo con los rangos mostrados en la Tabla 2.3, en términos de baja, media, alta o muy alta.

### 3.4.3. Evaluación del peligro sísmico

Para calcular el peligro sísmico con R-CRISIS versión 18.4.2, fue necesario contar con los siguientes datos: mapas, área de estudio, geometría de las fuentes sismogénicas, parámetros sismológicos y leyes de atenuación. Adicionalmente fue necesario definir las ordenadas espectrales y los parámetros globales del programa. Los pasos seguidos se describen a continuación.

#### **3.4.3.1. Mapas y ciudades**

Se ingresó el mapa del departamento de Cajamarca y las coordenadas geográficas del edificio del comedor universitario.

#### **3.4.3.2. Área de estudio**

Se definió el área de estudio, en términos de una cuadrícula, cuyo origen se delimitó en coordenadas geográficas. La cuadrícula se construyó con incrementos de 0.05 grados para longitud y latitud hasta cubrir todo el territorio analizado.

#### **3.4.3.3. Geometría de las fuentes sísmicas**

Se ingresó las coordenadas y profundidad de las fuentes sismogénicas, de interfase, intraplaca superficial, intraplaca intermedia y continental de la zona de estudio. Las fuentes sismogénicas que se consideró para el presente estudio son las siguientes:

- Fuentes sismogénicas de interfase: F2 y F3
- Fuentes sismogénicas intraplaca: F8, F9, F13, F14 y F15
- Fuentes sismogénicas continentales: F21, F22, F26, F27 y F28

#### **3.4.3.4. Sismicidad de las fuentes**

Se ingresó los parámetros sismológicos de cada una de las fuentes sismogénicas del área de estudio (magnitud mínima, magnitud máxima, valor esperado de beta y la tasa de excedencia de magnitudes) mostrados en la Tabla 2.16.

#### **3.4.3.5. Leyes de atenuación**

Se eligió los modelos de atenuación necesarios que el programa trae incluido por defecto. Se consideró la ley de atenuación de Youngs *et al.* 1997 para sismicidad interfase e intraplaca y la ley de atenuación de Sadigh *et al.* 1997 para sismos corticales, en ambos casos para suelo tipo roca.

#### **3.4.3.6. Ordenadas espectrales**

Para el presente trabajo se consideró un total de 32 ordenadas espectrales iniciando desde 0.000, 0.050, 0.075, 0.100 a partir del cual se procedió en intervalos de 0.05 hasta llegar a 1.00 donde el intervalo cambió a 0.200 hasta llegar a un periodo máximo de 3.00 segundos, con límites de intensidades desde la mínima de 1.00 gals hasta la máxima de 2500 gals.

#### **3.4.3.7. Parámetros globales**

En este punto se definió la distancia máxima de integración en 500 km, con un tamaño mínimo de triangulación de 11 km y una relación de mínima distancia a lado de triángulo de 7. El análisis se realizó para los periodos de retorno de 100, 250, 475, 975 y 2475 años; no obstante, el más importante para el presente estudio es el correspondiente a 475 años, con el cual se evaluó el peligro sísmico.

#### **3.4.3.8. Calificación del peligro sísmico**

Con el valor obtenido de la aceleración máxima del suelo (PGA), expresado en términos de la aceleración de la gravedad, se calificó el peligro sísmico de acuerdo con los rangos establecidos en la Tabla 2.21, en términos de bajo, moderado, alto o muy alto.

#### **3.4.4. Evaluación del riesgo sísmico**

Luego de haber determinado el peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica, el riesgo sísmico se obtuvo de manera directa a través de una matriz de doble entrada tal como se muestra en la Tabla 2.21, en términos de bajo, medio, alto o muy alto.

### **3.5. Tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados**

Los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se presentaron en tablas, tanto los parámetros cualitativos como cuantitativos. Los resultados del peligro sísmico, tanto el espectro de peligro uniforme como la curva de peligro sísmico, se presentaron en tablas y figuras; los mapas de peligro sísmico e isoaceleraciones se presentaron (necesariamente) en figuras.

### 3.5.1. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor de la UNC

Con la información proporcionada en el ítem 2.2.12.2. y el procedimiento descrito en el ítem 3.4.2 se evaluó la vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor universitario de la UNC.

#### 3.5.1.1. Tipo y organización del sistema resistente

La evaluación de este parámetro se realizó teniendo en cuenta el año de construcción y la presencia de asesoría técnica en el diseño y construcción.

**Tabla 3.3:** Tipo y organización del sistema resistente

<b>Comedor universitario</b>	
Sistema estructural	Concreto armado
Año construcción	1977
Asesoría técnica	Sí
<b>Calificación</b>	<b>B</b>

#### 3.5.1.2. Calidad del sistema resistente

La evaluación de este parámetro se realiza teniendo en cuenta la calidad del concreto, mano de obra, ejecución, entre otros.

**Tabla 3.4:** Calidad del sistema resistente

<b>Detalle constructivo</b>	<b>Características</b>
Calidad del concreto	Malo
Calidad de mano de obra	Mala
Calidad de ejecución	Mala
Tipo de refuerzo	Corrugado
Calidad de los paneles de mampostería	No verificado
<b>Calificación</b>	<b>C</b>

**Figura 3.1:** Deficiencias constructivas en columnas



### 3.5.1.3. Resistencia convencional

El área total en planta se calculó como el promedio de las áreas de los pisos; la altura media de los pisos se calculó como el promedio de las alturas de los pisos; el peso por unidad de área del sistema de piso se obtuvo como la sumatoria del producto del área de cada piso por el peso del sistema de piso respectivo dividido por la sumatoria de las áreas de los pisos.

El valor de  $\tau$ ,  $A_0$ ,  $q$ ,  $C$  y  $C'$  se determinó utilizando las ecuaciones (2.6), (2.5), (2.4), (2.3) y (2.2) respectivamente.

**Tabla 3.5:** Características del edificio del comedor universitario

Piso	Área (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Peso del sistema de piso (t/m <sup>2</sup> )
1	451.14	4.25	0.35
2	654.89	3.75	0.35
3	654.89	4.00	0.03
Caseta	25.51	2.87	0.30

**Tabla 3.6:** Parámetros evaluadores de la resistencia convencional

<b>Parámetro</b>	<b>Valores</b>
Área de las secciones resistentes en dirección x (m <sup>2</sup> )	4.68
Área de las secciones resistentes en dirección y (m <sup>2</sup> )	6.13
Área total en planta (m <sup>2</sup> )	446.61
Altura media de pisos (m)	3.72
Peso por unidad de área del sistema de piso (t/m <sup>2</sup> )	0.23
Resistencia a cortante (t/m <sup>2</sup> )	80.4
Parámetro A0	0.01
Parámetro q	0.37
Parámetro C	0.54
Parámetro C'	1.58

Finalmente se calculó el valor de  $\alpha$  de acuerdo con la ecuación (2.1).

$$\alpha = \frac{0.54}{0.4 \times 1.58} = 0.85$$

Como el valor de  $\alpha$  obtenido es 0.85, entonces se asignó la calificación tipo B.

#### 3.5.1.4. Posición del edificio y de la cimentación

Para la evaluación de este parámetro fue necesario realizar ensayos de mecánica de suelos, verificar la topografía de la zona y la presencia de terraplenes.

**Tabla 3.7:** Posición del edificio y cimentación

<b>Parámetro</b>	<b>Características</b>
Topografía	Plana (Pendiente < 15 %)
Tipo de suelo (EMS)	CL-Suelo blando
Capacidad portante (EMS)	0.93kg/cm <sup>2</sup>
Presencia de terraplenes	No presenta
<b>Calificación</b>	<b>B</b>

### 3.5.1.5. Diafragmas horizontales (losas de piso)

La evaluación de este parámetro tiene ciertas complicaciones debido a la escasa información disponible, los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 3.8:** Diafragmas horizontales

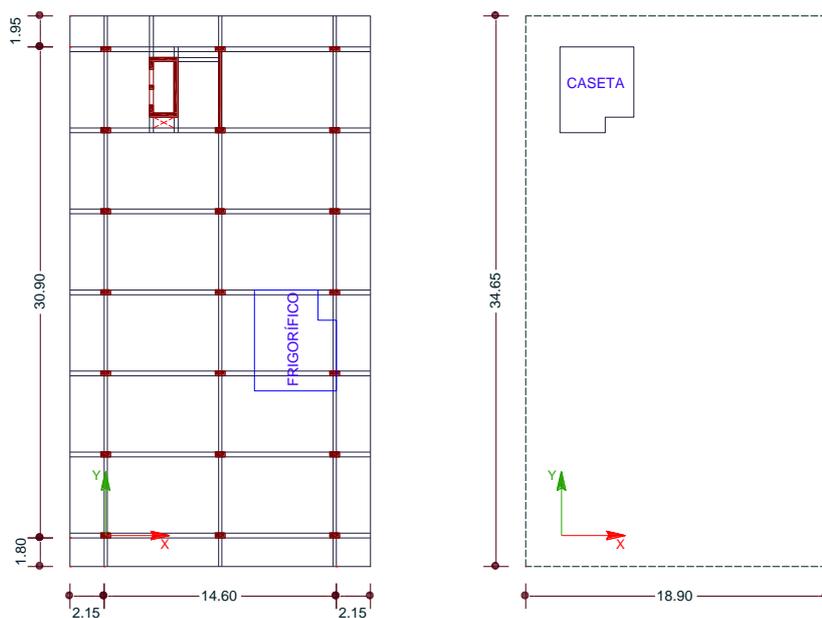
Parámetro	Características
Área de superficie total	654.88 m <sup>2</sup>
Área de vacíos	19.36 m <sup>2</sup>
Conexión losa-columna	Regular
Rigidez de losa	Rígida
<b>Calificación</b>	<b>B</b>

### 3.5.1.6. Configuración en planta

Este parámetro se evaluó a través de los factores  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$ ,  $\beta_4$  de la ecuación (2.7). El centro de masas y rigideces se obtuvo con el programa ETABS y los resultados se muestran en la Tabla 3.9.

El sistema de referencia para ubicar el centro de masas y rigideces de los diafragmas D1 (frigorífico), D2 (primer nivel), D3 (segundo nivel) y D4 (caseta) se muestra en la Figura 3.2.

**Figura 3.2:** Sistema de referencia para centro de masas y rigideces



**Tabla 3.9:** Centro de masas y rigideces obtenido con Etabs

<b>Diafragma</b>	<b>X<sub>CM</sub> (m)</b>	<b>Y<sub>CM</sub> (m)</b>	<b>X<sub>CR</sub> (m)</b>	<b>Y<sub>CR</sub> (m)</b>
D1	12.90	12.67	12.86	13.19
D2	8.09	17.42	5.76	18.52
D3	8.44	16.67	5.77	17.95
D4	3.74	27.04	3.67	27.28

Los factores de evaluación  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  y  $\beta_3$  se calcularon utilizando la ecuación (2.7) y los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.10, Tabla 3.11 y Tabla 3.12 respectivamente.

**Tabla 3.10:** Factor de evaluación  $\beta_1$ 

<b>Nivel</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Largo (m)</b>	<b><math>\beta_1</math></b>
1	14.6	30.9	0.47
2	18.9	34.65	0.55
3	18.9	34.65	0.55

**Tabla 3.11:** Factor de evaluación  $\beta_2$ 

<b>Diafragma</b>	<b>e (m)</b>	<b>d (m)</b>	<b><math>\beta_2</math></b>
D1	0.52	4.00	0.13
D2	2.58	14.40	0.18
D3	2.96	14.40	0.21
D4	0.26	4.65	0.06

**Tabla 3.12:** Factor de evaluación  $\beta_3$ 

<b><math>\Delta d</math> (m)</b>	<b>d (m)</b>	<b><math>\beta_3</math></b>
2.15	14.4	0.15
1.80	30.6	0.06
1.95	30.6	0.06

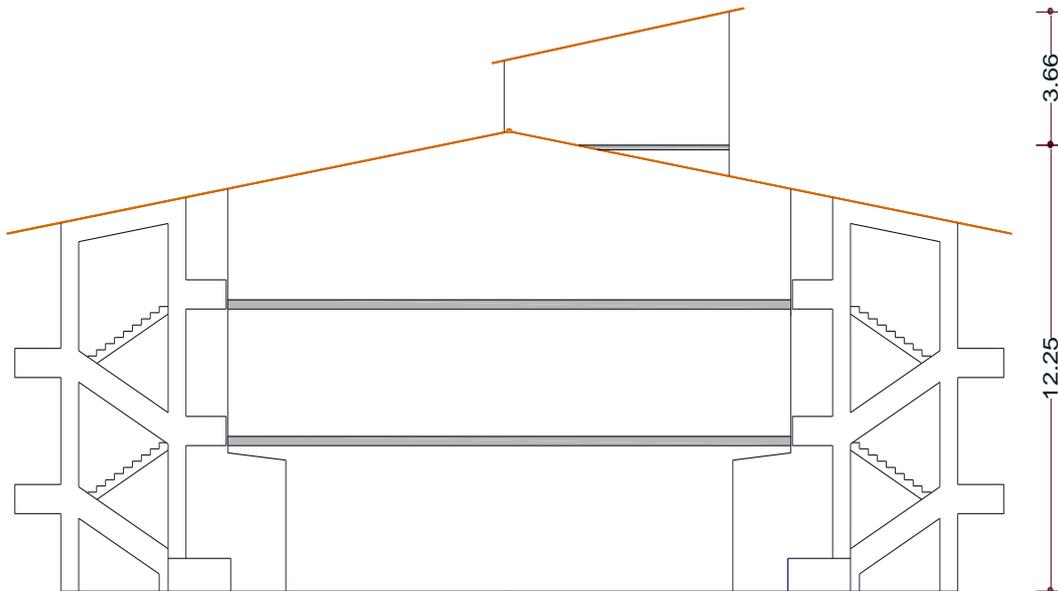
De acuerdo con los resultados obtenidos se atribuyó la calificación tipo B

### 3.5.1.7. Configuración en altura

#### 3.5.1.7.1. Irregularidad en elevación

Este criterio se evaluó usando como referencia la Figura 3.3 en la cual se muestran las dimensiones para los parámetros H y T.

**Figura 3.3:** Elevación del edificio del comedor de la UNC



De acuerdo con la Figura 3.3 se concluye que:

$$T=3.66 \text{ m}$$

$$H=15.91 \text{ m}$$

$$T/H=3.66/15.91=0.23.$$

#### 3.5.1.7.2. Variación de pesos

La variación de pesos entre pisos sucesivos se obtuvo empleando la ecuación (2.8) y los resultados se muestran a continuación:

**Tabla 3.13:** Variación de pesos

Nivel	Peso (t)	$\Delta p$ (%)
1	748.25	-
2	624.51	19.8
3	244.77	155.1
Caseta	27.56	-

### 3.5.1.7.3. Variación brusca de rigidez lateral

Se evaluó cambios repentinos del tipo de material utilizado en el sistema resistente.

**Tabla 3.14:** Variación brusca de rigidez lateral

Nivel	Sistema estructural
Primero	Concreto armado
Segundo	Concreto armado
Tercero	Concreto armado

De acuerdo con los resultados presentados se atribuyó la calificación tipo C

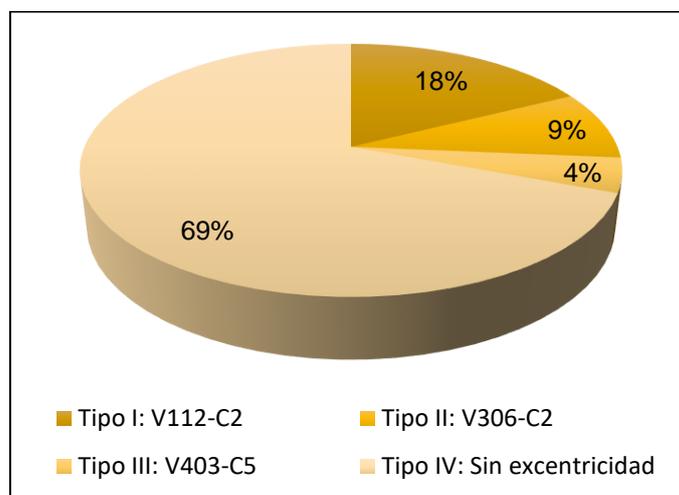
### 3.5.1.8. Conexiones entre elementos críticos

Se evaluó la conexión entre elementos resistentes vertical (columnas) y horizontal (vigas), le evaluación se realizó empleando la ecuación (2.9) y se resume en la siguiente tabla:

**Tabla 3.15:** Factores de evaluación  $\gamma_2, \gamma_3$

Unión	e (m)	b" (m)	b' mín (m)	$\gamma_3$	$\gamma_2$
V112-C2	0.15	0.60	0.30	0.25	0.50
V306-C2	0.20	0.60	0.20	0.33	1.00
V403-C5	0.05	0.35	0.25	0.14	0.20

**Figura 3.4:** Conexiones entre elementos críticos



De acuerdo con los resultados presentados se atribuyó la calificación tipo B.

### 3.5.1.9. Elementos estructurales de baja ductilidad

Se evaluó los elementos estructurales de baja ductilidad, estos elementos se observaron en el primer nivel (Figura 3.5 izquierda) y tercer nivel (Figura 3.5 derecha).

**Figura 3.5:** Elementos estructurales de baja ductilidad



La rigidez de la columna corta y total se calculó utilizando la ecuación (2.10); el momento de inercia se la sección en cada dirección de análisis se determinó de acuerdo con la ecuación (2.11) y el módulo de elasticidad del concreto con la ecuación (2.12).

**Tabla 3.16:** Relación de rigidez de columna corta y total en dirección x

Elementos	$L_{cc}$ (m)	$L_{CT}$ (m)	$KX_{cc}$ (t/m <sup>2</sup> )	$KX_{CT}$ (t/m <sup>2</sup> )	$KX_{cc}/KX_{CT}$
1-1/C-C	1.00	3.60	36852.77	789.88	46.66
2-2/C-C	1.00	3.60	36852.77	789.88	46.66
4-4/A-A	0.90	3.60	50552.50	789.88	64.00
1-1/A-A, 1-1/B-B	2.80	4.00	1678.79	575.82	2.92

**Tabla 3.17:** Relación de rigidez de columna corta y total en dirección y

Elementos	$L_{cc}$ (m)	$L_{CT}$ (m)	$KY_{cc}$ (t/m <sup>2</sup> )	$KY_{CT}$ (t/m <sup>2</sup> )	$KY_{cc}/KY_{CT}$
1-1/C-C	1.00	3.60	147411.10	3159.53	46.66
2-2/C-C	1.00	3.60	147411.10	3159.53	46.66
4-4/A-A	0.90	3.60	202210.01	3159.53	64.00
1-1/A-A, 1-1/B-B	2.80	4.00	6715.16	3159.53	2.92

De acuerdo con los resultados presentados en las tablas anteriores se atribuyó la calificación tipo C.

### 3.5.1.10. Elementos no estructurales

se comprobó que los tabiques presentan inadecuada conexión, pues, no se encuentran separados del sistema resistente con una respectiva junta.

El momento actuante ( $M_a$ ), la magnitud de carga ( $\omega$ ) y el momento ( $M_r$ ) se determinaron empleando las ecuaciones (2.13), (2.14) y (2.15) respectivamente.

La estabilidad de los tabiques se realizó comparando el momento actuante debido al sismo y el momento resistente que actúa en el tabique. Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 3.18:** Estabilidad de tabiques

Eje/tramo	m	t (m)	a (m)	$\omega$ (t/m <sup>2</sup> )	$M_a$ (t-m/m)	$M_r$ (t-m/m)	Condición
C-C/1-2	0.095	0.15	2.6	0.23	0.15	0.06	Inestable
7-7/A-B	0.095	0.15	3.6	0.23	0.28	0.06	Inestable
6-6/A-B	0.048	0.25	3.6	0.38	0.23	0.16	Inestable
5-5/A-B	0.076	0.25	3.6	0.38	0.37	0.16	Inestable
4-4/B-C	0.095	0.15	3.6	0.23	0.28	0.06	Inestable
B-B/2-3	0.076	0.15	3.6	0.23	0.22	0.06	Inestable

De acuerdo con los resultados obtenidos se atribuyó la calificación tipo C.

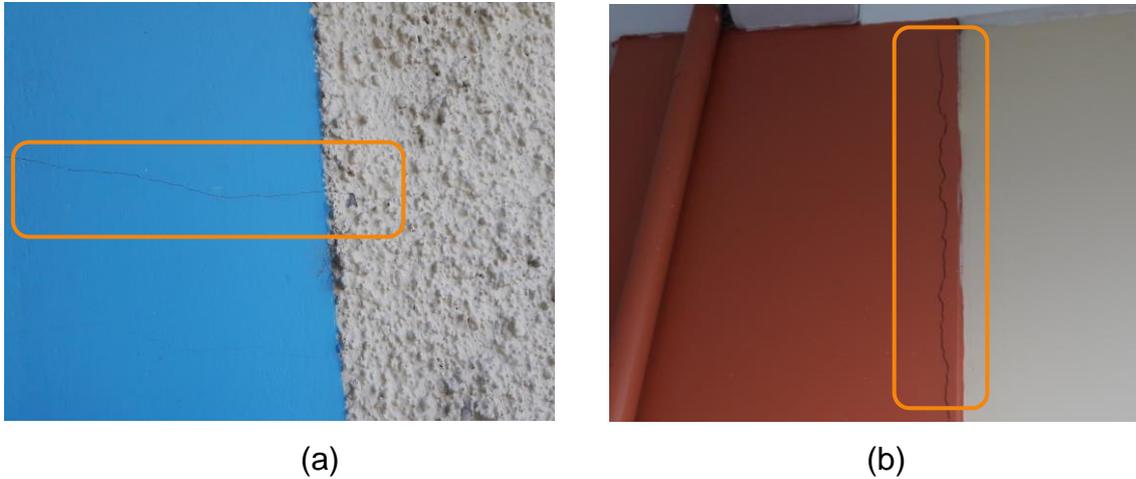
### 3.5.1.11. Estado de conservación

La calificación de este parámetro enteramente subjetivo se realizó mediante inspección visual en el sistema estructural y no estructural. Mediante la inspección realizada se encontró fisuras, principalmente, en columnas y muros.

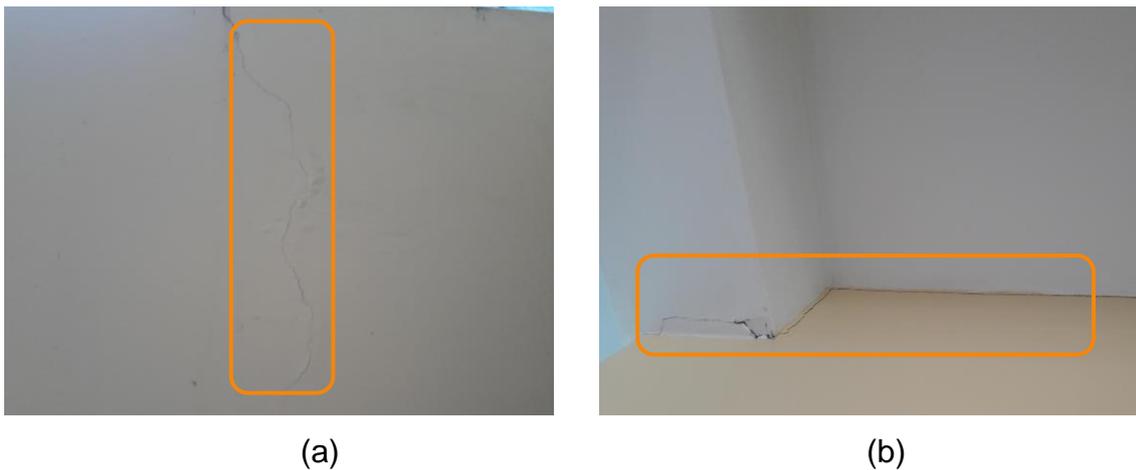
En la Figura 3.6 (a) se observa la presencia de una fisura horizontal en un elemento estructural (columna) del primer piso, la cual involucra parte del muro. En la Figura 3.6 (b) se aprecia una fisura vertical de extensión considerable en un elemento estructural (columna) del segundo piso.

En la Figura 3.7 (a) se aprecia una fisura vertical en un muro. En la Figura 3.7 (b) se aprecia una fisura en la unión del muro con el aligerado.

**Figura 3.6:** Fisuras en columnas (a) y (b)



**Figura 3.7:** Fisuras en muro (a) y fisuras en unión losa-muro (b)



De acuerdo con lo expuesto anteriormente y a las figuras mostradas de las patologías encontradas se atribuyó la calificación tipo B.

### 3.5.1.12. Cuantificación del índice de vulnerabilidad

Luego de obtenidas todas las calificaciones de los parámetros analizados del edificio, se asignó un valor numérico a cada clase de acuerdo a la escala mostrada en la Tabla 2.2. Estos resultados se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 3.19:** Escala numérica del índice de vulnerabilidad del edificio del comedor de la UNC

N°	Parámetro	Calificación	K <sub>i</sub>	W <sub>i</sub>
1	Tipo y organización del sistema resistente	B	1	4
2	Calidad del sistema resistente	C	2	1
3	Resistencia convencional	B	0	1
4	Posición del edificio y de la cimentación	B	1	1
5	Diafragmas horizontales	B	1	1
6	Configuración en planta	B	1	1
7	Configuración en altura	C	3	2
8	Conexiones entre elementos críticos	B	1	1
9	Elementos estructurales de baja ductilidad	C	2	1
10	Elementos no estructurales	C	2	1
11	Estado de conservación	B	1	2

Finalmente, el índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ), se determinó aplicando la ecuación (2.16) y se muestra a continuación:

$$I_v = 100 \cdot \left( \frac{23}{34} \right) = 67.6$$

Según los rangos para evaluar la vulnerabilidad sísmica, presentados en la Tabla 2.3, el índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ) es 67.6 y corresponde a una vulnerabilidad sísmica alta tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 3.20:** Vulnerabilidad sísmica del comedor de la UNC

Vulnerabilidad sísmica	Índice de vulnerabilidad
Baja	$0 < I_v \leq 25$
Media	$25 < I_v \leq 50$
<b>Alta</b>	<b><math>50 &lt; I_v=67.6 \leq 75</math></b>
Muy alta	$75 < I_v \leq 100$

### **3.5.2. Evaluación del peligro sísmico del edificio del comedor de la UNC**

Con la información proporcionada en el ítem 2.2.14 y el procedimiento descrito en el ítem 3.4.3 se evaluó el peligro sísmico del sitio donde se encuentra ubicado el edificio del comedor universitario de la UNC.

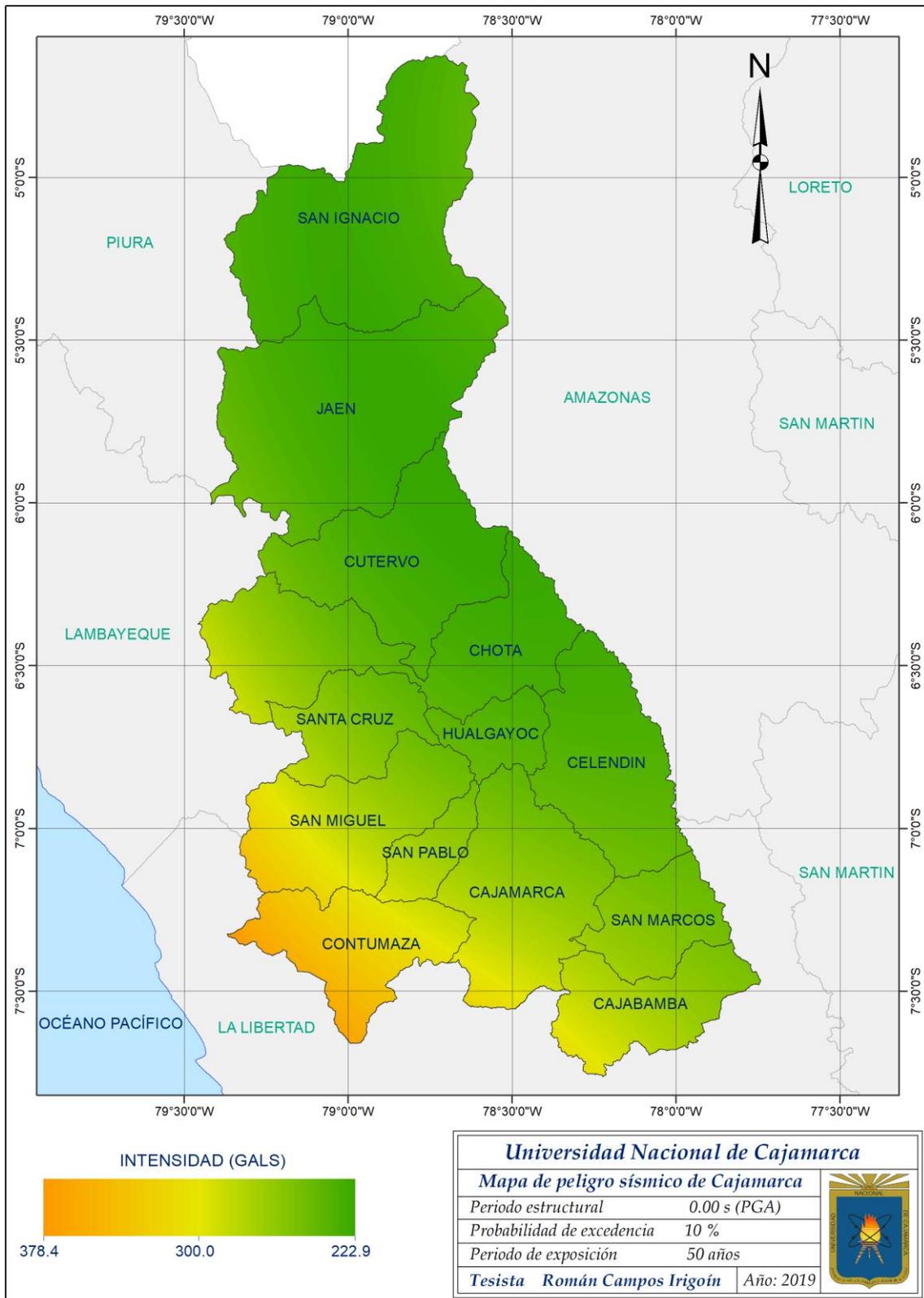
El mapa de peligro sísmico para el departamento de Cajamarca se muestra en la Figura 3.8 y se elaboró para las máximas aceleraciones del suelo (PGA), para una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años de vida útil.

El espectro de peligro uniforme se muestra en la Figura 3.10 y se obtuvo para diversos periodos estructurales con un máximo de 3 segundos, el cual corresponde a diversas intensidades con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años).

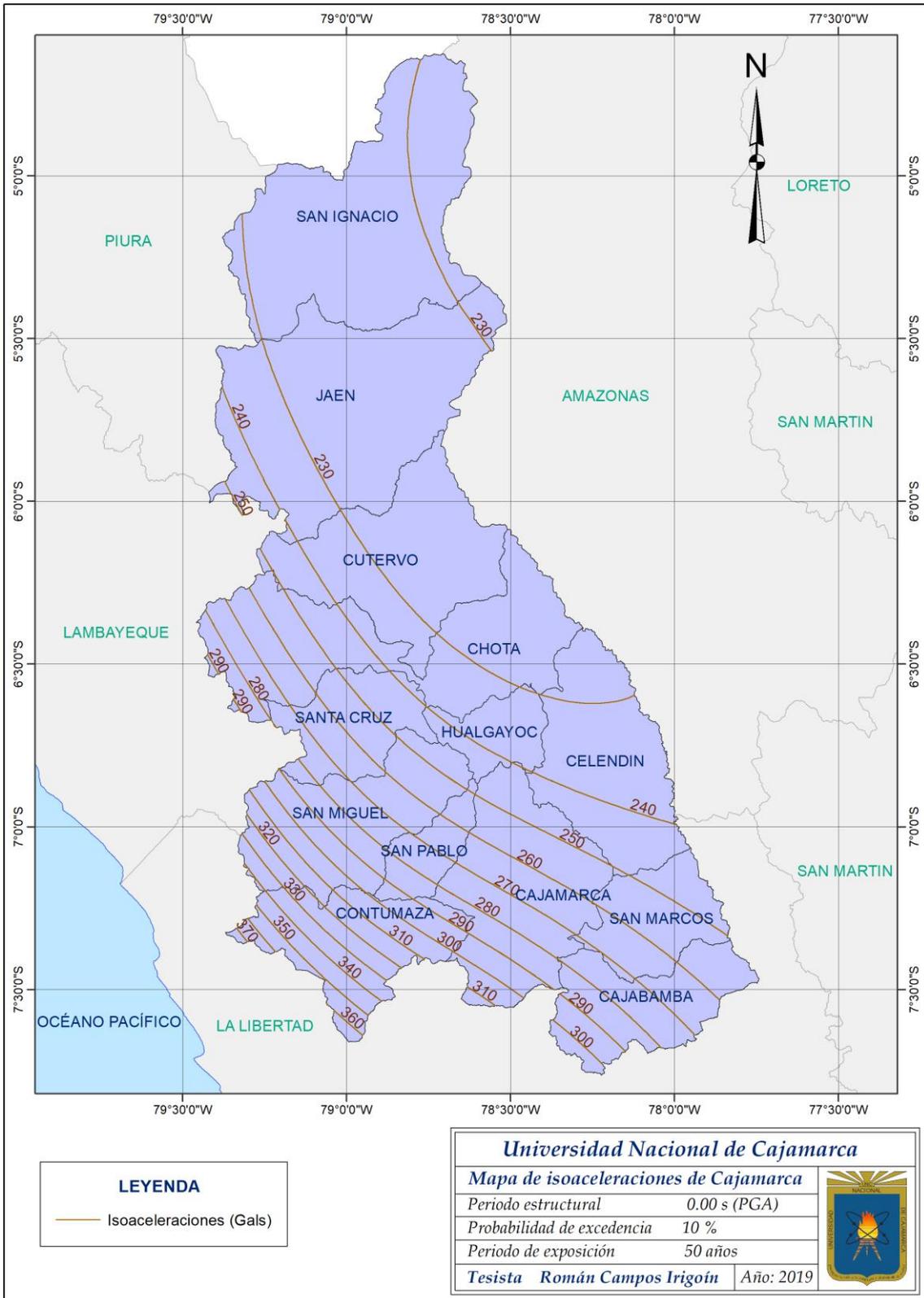
La curva de probabilidad de excedencia de intensidades (curva de peligro sísmico) se muestra en la Figura 3.11, la cual se obtuvo para 50 años de vida útil y para un periodo estructural de cero segundos (PGA).

El mapa de isoaceleraciones se elaboró para las máximas aceleraciones del suelo (PGA) y para una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años de vida útil y se muestra en la Figura 3.9.

**Figura 3.8:** Mapa de peligro sísmico de Cajamarca



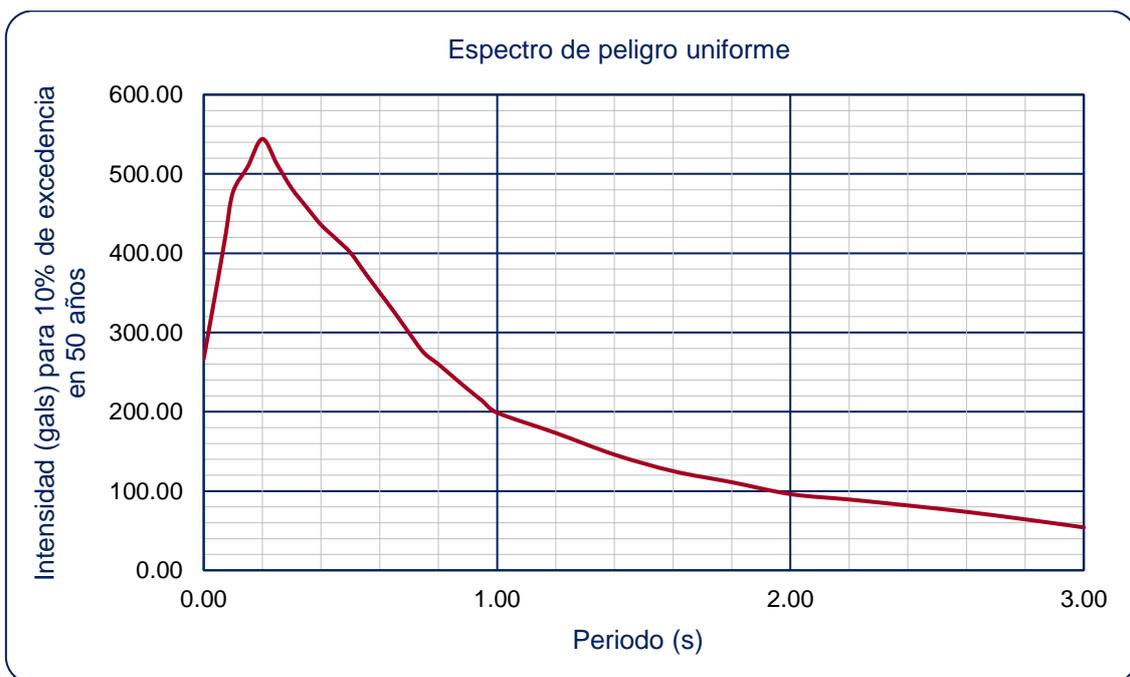
**Figura 3.9: Mapa de isoaceleraciones de Cajamarca**



**Tabla 3.21:** Espectro de peligro uniforme

N°	Periodo (s)	Intensidad (Gals)	N°	Periodo(s)	Intensidad (Gals)
1	0.000	266.70	17	0.750	274.69
2	0.050	370.05	18	0.800	260.03
3	0.075	423.58	19	0.850	244.16
4	0.100	477.22	20	0.900	228.62
5	0.150	509.02	21	0.950	213.61
6	0.200	544.12	22	1.000	198.87
7	0.250	512.13	23	1.200	173.25
8	0.300	481.79	24	1.400	145.97
9	0.350	458.41	25	1.600	125.07
10	0.400	435.79	26	1.800	111.11
11	0.450	418.57	27	2.000	96.13
12	0.500	400.80	28	2.200	89.34
13	0.550	375.15	29	2.400	81.79
14	0.600	350.36	30	2.600	73.72
15	0.650	325.58	31	2.800	64.30
16	0.700	299.54	32	3.000	54.15

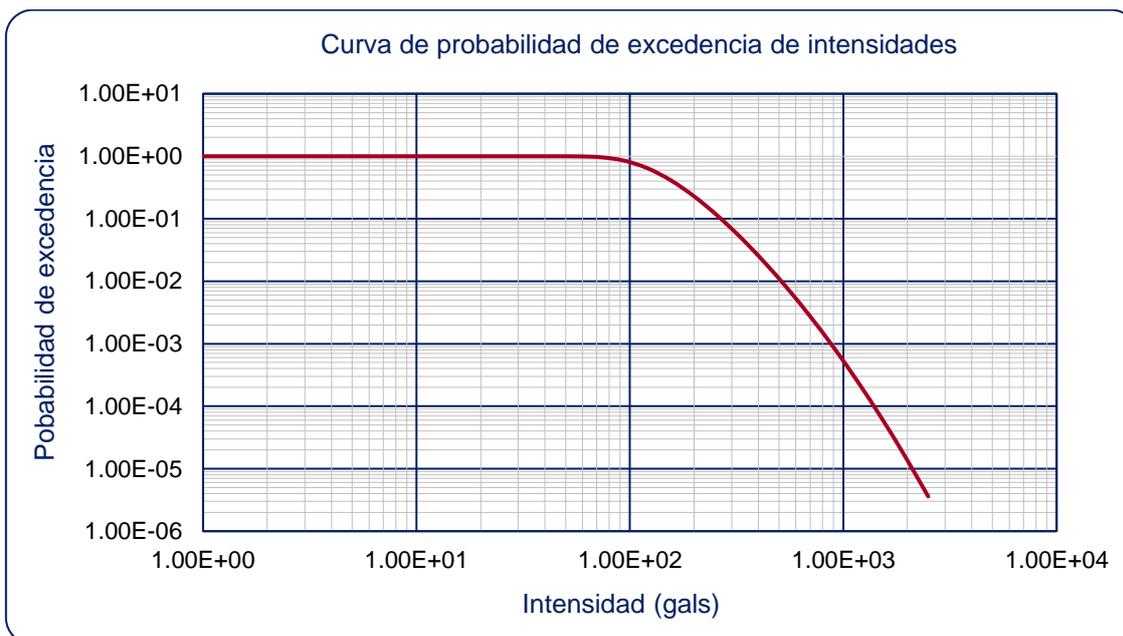
**Figura 3.10:** Espectro de peligro uniforme-comedor UNC



**Tabla 3.22:** Probabilidad de excedencia de intensidades

N°	Intensidad	Prob. exc.	N°	Intensidad	Prob. exc.
1	1.00	1.00	17	56.73	9.96E-01
2	1.29	1.00	18	73.01	9.65E-01
3	1.66	1.00	19	93.97	8.51E-01
4	2.13	1.00	20	120.95	6.43E-01
5	2.74	1.00	21	155.68	4.11E-01
6	3.53	1.00	22	200.37	2.27E-01
7	4.55	1.00	23	257.89	1.11E-01
8	5.85	1.00	24	331.93	4.95E-02
9	7.53	1.00	25	427.23	2.01E-02
10	9.69	1.00	26	549.89	7.56E-03
11	12.48	1.00	27	707.76	2.61E-03
12	16.06	1.00	28	910.95	8.33E-04
13	20.67	1.00	29	1172.50	2.44E-04
14	26.60	1.00	30	1509.10	6.54E-05
15	34.24	1.00	31	1942.40	1.61E-05
16	44.07	1.00	32	2500.00	3.61E-06

**Figura 3.11:** Curva de probabilidad de excedencia de intensidades en 50 años para 0.00 segundos (PGA)-comedor UNC



Se obtuvo una aceleración máxima del suelo (PGA) de 266.70 gals o 0.27 g de acuerdo con la Tabla 3.21; la cual corresponde a una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años.

El peligro sísmico se calificó en función de la máxima aceleración del suelo (0.27 g) y de acuerdo con los niveles de peligro sísmico mostrados en la Tabla 2.20. Se obtuvo un peligro sísmico alto, el cual representa el peligro sísmico del edificio del comedor universitario de la UNC tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 3.23:** Peligro sísmico del comedor de la UNC

<b>Peligro sísmico</b>	<b>Aceleración máxima del suelo (g)</b>
Bajo	$0 < \text{PGA} \leq 0.08$
Medio o moderado	$0.08 < \text{PGA} \leq 0.24$
<b>Alto</b>	<b><math>0.24 &lt; \text{PGA} = 0.27 \leq 0.40</math></b>
Muy alto	$\text{PGA} > 0.40$

### 3.5.3. Evaluación del riesgo sísmico del edificio del comedor de la UNC

Con la vulnerabilidad y peligro sísmico determinados, la evaluación del riesgo sísmico se realizó de manera directa utilizando la Tabla 2.21. De acuerdo con esta tabla, para una vulnerabilidad alta y peligro alto, corresponde un riesgo sísmico alto. Por lo tanto, el riesgo sísmico del edificio del comedor de la UNC es alto (RA), tal como se detalla en la siguiente tabla:

**Tabla 3.24:** Riesgo sísmico del comedor de la UNC

<b>Peligro</b>	<b>Vulnerabilidad</b>			
	Baja	Media	<b>Alta</b>	Muy alta
Bajo	RB	RB	RM	RA
Medio	RB	RM	RM	RA
<b>Alto</b>	RM	RM	<b>RA</b>	RMA
Muy alto	RA	RA	RMA	RMA

## CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.1. Método del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini

En función de los resultados obtenidos es posible afirmar que los parámetros 1, 2, 7, 9, 10 y 11, mostrados en la Tabla 3.19 tienen una influencia importante en la vulnerabilidad sísmica; los demás parámetros tienen una reducida participación. Para el análisis no se toma en cuenta los parámetros netamente cualitativos, esto no significa que sean poco importantes, sino que es evidente que los resultados presentados son suficientemente informativos.

#### 4.1.1. Resistencia convencional

Con este parámetro se verificó un coeficiente de seguridad referido al nivel de fuerza sísmica de diseño, analizado en la dirección más desfavorable, el valor obtenido de 0.85 pertenece al análisis en la dirección “x” y revela, principalmente, la deficiencia de área resistente en ese sentido. Es decir, durante un evento sísmico, el edificio del comedor universitario no tendrá un adecuado comportamiento sísmico en dicha dirección.

#### 4.1.2. Configuración en planta

Los resultados presentados en la Tabla 3.9 corresponden a la ubicación de los centros de masas y rigideces de cada diafragma y la Tabla 3.11 a la excentricidad existente entre el centro de masa y rigidez, lo cual mientras más alto sea este valor, el factor de evaluación  $\beta_2$  será mucho mayor. Este punto es muy importante ya que la distribución de los elementos resistentes del edificio del comedor es inadecuada, por tal razón la distancia entre el centro de masa y rigidez es considerable, esto origina que un evento sísmico no solo ocasione un movimiento de traslación sino, adicionalmente, giro en planta estructural (torsión), lo cual genera que en determinados elementos estructurales se concentren excesivamente las fuerzas cortantes. Además, en la Tabla 3.12 se presentó el factor de evaluación  $\beta_3$ , el cual analiza los voladizos existentes, condiciones que se presentan en el edificio del comedor y no son recomendables debido a que producen fuerza de inercia verticales de magnitud considerable que sumadas a las fuerzas de gravedad pueden causar problemas importantes.

#### **4.1.3. Configuración en altura**

En la Tabla 3.13 se presentó la variación porcentual de pesos entre niveles sucesivos, el resultado mostró una variación excesiva entre el segundo y tercer nivel. Además, se sabe que las fuerzas inerciales producidas por los sismos son proporcionales a la masa o peso del edificio; entonces se debe procurar que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible. Es decir, los pisos con mayor concentración de masa sufren incrementos en las fuerzas laterales de inercia, aumentando de manera considerable las deformaciones laterales.

#### **4.1.4. Conexiones entre elementos críticos**

En la Tabla 3.15 se expuso los factores evaluación  $\gamma_2$  y  $\gamma_3$  que evalúan la excentricidad de conexión entre viga y columna. El comportamiento de estas conexiones tiene cierta incidencia en la respuesta global, aún más en edificaciones conformadas por pórticos de concreto armado. Este parámetro se evaluó considerando únicamente la excentricidad entre conexiones de elementos, el cual considera como una condición desfavorable, para una adecuada transferencia de cargas, más aún si la excentricidad es excesiva. Así pues, en condiciones más críticas y durante un evento sísmico severo, se puede dar una pérdida de rigidez y resistencia de la conexión.

#### **4.1.5. Elementos estructurales de baja ductilidad**

El edificio del comedor universitario, según se apreció, no cuenta con juntas de construcción entre el sistema resistente y los tabiques, debido a ello es altamente probable que se presente daños por colisión entre tabique y pórtico, ocasionando la falla típica de columna corta.

En la Tabla 3.16 se presentó la rigidez de la columna corta y total, el caso más desfavorable evaluado es la columna de los ejes 4-4/A-A, ya que la columna corta tiene que absorber hasta 64 veces la fuerza sísmica que puede soportar la columna total, es decir, cuando la columna corta alcanza su máxima capacidad y ocurre su falla temprana, las tensiones en la columna total han alcanzado aproximadamente el 1.6% de su capacidad, lo cual para desarrollarse plenamente, requiere la degradación total de la columna corta.

En conclusión, al producirse un sismo severo la columna falla por corte, luego pierde rigidez y los desplazamientos laterales aumentan, finalmente por efecto de la carga axial el acero vertical se pandea y la columna corta termina aplastada, comprometiendo, incluso, el comportamiento global de la estructura.

#### **4.1.6. Elementos no estructurales**

Se evaluó principalmente la conexión y estabilidad de los tabiques. Como se mostró en la Tabla 3.18 el momento actuante es mayor que el momento resistente lo cual indica que los tabiques son inestables ante cargas perpendiculares a su plano, esto se debe al inadecuado confinamiento de los tabiques, ya que tienen longitud considerable y solo cuentan con elementos verticales de arriostre en sus extremos. En conclusión, al producirse un sismo severo, este causará el colapso de la mayoría de los tabiques.

#### **4.1.7. Vulnerabilidad sísmica**

En la Tabla 3.20 se presentó el resultado de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor de la UNC, calificado de acuerdo con su índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ). Debido a su vulnerabilidad sísmica alta, durante un sísmico severo se espera, principalmente, fallas frágiles por efectos de columna corta y colapso de la mayoría de tabiques, comprometiendo la estabilidad de la edificación.

Los resultados obtenidos pueden extenderse a la mayoría de edificaciones de la ciudad universitaria de la UNC debido, principalmente, a la similitud de los sistemas estructurales y a la antigüedad de sus edificaciones.

Por otro lado, no es certero afirmar que estos resultados puedan ser aplicados a edificaciones que se encuentren fuera de la ciudad universitaria, por más que estas guarden similitud en cuanto a su sistema estructural, esto debido a diversos factores tales como: diferencia de procesos constructivos, materiales empleados, calidad de mano de obra, tipo de uso de la edificación, antigüedad, entre otras características.

Existe similitud en los resultados obtenidos con las investigaciones realizadas por Mosqueira (2012) y Gonzales (2017). En cuanto a las demás investigaciones realizadas por Marín (2012), Castro (2015), Laucata (2013) y Vera (2014), aplicadas a gran cantidad de viviendas con diferentes sistemas estructurales guardan similitud en cierto porcentaje, no obstante, la diferencia se presenta con la investigación de Cueva (2017).

La semejanza de resultados con Mosqueira (2012) se debe, principalmente, a la similitud en los sistemas constructivos, época de construcción y a los mismos errores constructivos en las edificaciones. En ambas investigaciones, durante un sismo severo, se espera fallas frágiles por efecto de columna corta y colapso de tabiques, dejando las edificaciones cercanas al colapso; la misma semejanza se presenta con la investigación de Gonzales (2017).

La coincidencia de resultados con Marín (2012) se da en un reducido porcentaje en las viviendas de adobe y albañilería. En las viviendas de adobe esta coincidencia se debe, principalmente, a la baja calidad del material utilizado; en cuanto a las viviendas de albañilería se debe a la baja calidad de materiales y a la falta de asesoría técnica, estas y otras características conllevan a una vulnerabilidad sísmica alta. La diferencia de resultados se presenta en todas las edificaciones de concreto armado y en gran porcentaje de las viviendas de adobe y albañilería. En cuanto a las primeras la diferencia reside, básicamente, en los cambios realizados en los parámetros del método de análisis para edificaciones de concreto armado; en las demás, la diferencia se debe a ciertas mejoras de las mismas deficiencias encontradas en las viviendas con alta vulnerabilidad sísmica haciendo que su nivel baje. La misma situación se presenta con la investigación de Castro (2015).

La similitud de resultados con Laucata (2013), se da en un elevado porcentaje de las viviendas, a pesar de la diferencia entre sistemas constructivos, esto se debe principalmente a la deficiencia en los materiales, mala calidad en la mano de obra y mala estructuración, estas y otras características conllevan a una vulnerabilidad sísmica alta. La diferencia se presenta en un porcentaje reducido de las viviendas.

La igualdad de resultados con Vera (2014) se presenta en gran porcentaje de las viviendas analizadas y se debe, básicamente, a la mala calidad de la mano de obra, deficiente calidad de materiales y a la inestabilidad de los tabiques. La diferencia se presenta en un pequeño porcentaje de las viviendas.

La diferencia de resultados con la investigación de Cueva (2017) radica principalmente en dos aspectos importantes: metodologías empleadas y al cambio en los valores de la escala numérica del índice de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini, ya que es el método que utiliza para la calificación final de la vulnerabilidad sísmica.

#### **4.2. Peligro sísmico probabilístico**

En la Tabla 3.23 se presentó el resultado de la evaluación del peligro sísmico del edificio del comedor de la UNC. Debido al peligro sísmico alto de la zona, se espera aceleraciones máximas del terreno de hasta 0.27 g con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años.

En la Tabla 3.21 se expuso los resultados del espectro de peligro uniforme para diversos periodos estructurales e intensidades sobre suelo tipo roca, para un amortiguamiento de 5 % y una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años de vida útil (periodo de retorno de 475 años).

En la Tabla 3.22 se mostró los resultados de la curva de peligro sísmico, correspondiente a valores de intensidades y probabilidades de excedencia para un periodo de cero segundos y 50 años de vida útil sobre suelo tipo roca, para un amortiguamiento de 5 %.

Se puede afirmar que los resultados obtenidos, representan el peligro sísmico del campus de la ciudad universitaria de la UNC, debido a la similitud geológica, geofísica y sísmica que existe en la zona.

El resultado del peligro sísmico obtenido guarda cierta concordancia con los resultados de Laucata (2013), Mosqueira (2012), Vera (2014), estos evalúan el peligro sísmico bajo el enfoque de los siguientes parámetros básicos: sismicidad, suelo, topografía y pendiente, asignando un peso a cada uno. La semejanza

encontrada se debe, básicamente, a la sismicidad de la zona y las diferencias radica en el mismo aspecto.

Respecto al resultado obtenido por Marín (2012), la aceleración máxima del terreno, obtenida para una probabilidad de 10 % de excedencia en 50 años, es superior en un 7 % aproximadamente al obtenido en la presente investigación; esta diferencia se debe principalmente, a factores como: fuentes sismogénicas utilizadas, parámetros sismológicos y leyes de atenuación empleadas.

Los resultados de las aceleraciones máximas del suelo (PGA) obtenidas por Bolaños y Monroy (2004), para el departamento de Cajamarca, son menores en un 20 % aproximadamente a los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación, esta diferencia radica en las fuentes sismogénicas y parámetros sismológicos empleados.

#### **4.3. Riesgo sísmico del edificio del comedor de la UNC**

Al combinar la vulnerabilidad y el peligro sísmico, se concluye que el riesgo sísmico del edificio del comedor de la UNC es alto; tal como se mostró en la Tabla 3.24, es decir, durante un sismo severo el edificio sufrirá grandes daños en su sistema estructural y no estructural, incluso comprometiendo su estabilidad, dejando la edificación al borde del colapso.

El edificio del comedor universitario, al tener un riesgo sísmico alto, no cumplen con la filosofía ni principios de diseño sismorresistente propuestos en la norma técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

## **CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1. Conclusiones**

- El riesgo sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca es alto; por lo tanto, se acepta la hipótesis planteada.
- La vulnerabilidad sísmica del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca es alta, ya que su índice de vulnerabilidad de la edificación es 67.60.
- El peligro sísmico del edificio del comedor universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca es alto, pues se espera aceleraciones máximas del suelo de 0.27 g con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años.

### **5.2. Recomendaciones**

- Se recomienda evaluar el nivel de seguridad sísmica del edificio del comedor universitario de la UNC.
- Se sugiere realizar el estudio comparativo del método probabilista con el método determinista para la evaluación del peligro sísmico de la zona de estudio.
- Es importante realizar un estudio detallado del edificio del comedor universitario de la UNC con fines de reforzamiento estructural.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abanto Castillo, TF. 2017. Análisis y diseño de edificaciones de albañilería. 2 ed. Lima, Perú, San Marcos.
- Aguilar Bardales, Z. s. f. Origen de los movimientos sísmicos (diapositivas). Lima, Perú. 21 diapositivas, color.
- Aguilar Meléndez, A. 2011. Evaluación probabilística del riesgo sísmico de edificios en zonas urbanas. Tesis Dr. Barcelona, España, UPC.
- Amorós Delgado, JO; Urteaga Becerra, JC 1984. Edificio comedor universitario-UNC. Tesis Ing. Cajamarca, Perú, UNC.
- Beauperthuy U, JL; Urich B, AJ. s. f. El efecto de columna corta: estudios de casos. s. l. B. R. S. Ingenieros, C. A.
- Beer, M; Kougiumtzoglou, IA; Patelli, E; Au, SK. 2015. Encyclopedia of earthquake engineering. Heidelberg, Alemania, Springer.
- Blanco Blasco, A. 2010. Evolución de las normas sísmicas en el Perú (diapositivas). Perú. 67 diapositivas, color.
- Bolaños Luna, AM; Monroy Concha, OM. 2004. Espectros de peligro sísmico uniforme. Tesis M.I. Lima, Perú, PUCP.
- Bommer, J; Salazar, W; Samayoa, R. 1998. Riesgo sísmico en la Región Metropolitana de San Salvador. San Salvador, El Salvador, PRISMA.
- Bonett Díaz, RL. 2003. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Dr. Barcelona, España, UPC.
- Bono Godoy, V. 2011. Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos. Tesis Mtr. Barcelona, España, UPC.
- Caicedo, C; Barbat, AH; Canas, JA; Aguiar, R. 1994. Vulnerabilidad sísmica de edificios. Barbat, AH (ed.). Barcelona, España. Monografía CIMNE IS-6.

- Cardona, OM. 1999. Vulnerabilidad sísmica de hospitales: fundamentos para ingenieros y arquitectos. Barbat, AH (ed.). Barcelona, España. Monografía CIMNE IS-32.
- Castillo Aedo, JL; Alva Hurtado, JE. 1993. Peligro sísmico en el Perú. Lima, Perú. VII Congreso nacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones.
- Castro Ortega, DE. 2015. Vulnerabilidad sísmica del centro histórico de la ciudad Jauja-Junín. Tesis Ing. Lima, Perú, UNI.
- Cueva Flores, CA. 2017. Vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Filosofía, Comercio y Administración de la UCE con la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SE-RE 2015). Tesis Ing. Quito, Ecuador, UCE.
- Gamarra Rivera, CA. 2009. Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú. Tesis Ing. Lima, Perú, UNI.
- Giardini, D; Grünthal, G; Shedlock, KM; Zhang, P. 1999. The GSHAP: Global seismic hazard map. *Annali di Geofisica* 42(6):1225-1230.
- Gonzales Vásquez, FJ. 2017. Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca. Tesis Ing. Cajamarca, Perú, UNC.
- Goytia Torrez, IR; Villanueva Inca, R. 2001. Texto guía de ingeniería antisísmica. s. l.
- INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil, Perú) / PNUD (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo). 2005. Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la ciudad de Cajamarca. Cajamarca, Perú, s.e.
- INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil, Perú). 2006. Manual básico para la estimación del riesgo. Lima, Perú.
- Kious, WJ; Tilling, RI. 1996. *This Dynamic Earth: the story of Plate Tectonics*. Online edition. Washington D. C, Estados Unidos.

- Laucata Luna, JE. 2013. Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo. Tesis Ing. Lima, Perú, PUCP.
- Marin Guillen, F. 2012. Evaluación del riesgo sísmico del centro histórico de la ciudad de Huánuco. Tesis M. C. Lima, Perú, UNI.
- Mena Hernández, U. 2002. Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas. Tesis Dr. Barcelona, España, UPC.
- Mendo Rodríguez, AR. 2015. Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Tesis M.I. Lima, Perú, PUCP
- Mosqueira Moreno, MA. 2012. Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca. Tesis Dr. Trujillo, Perú, UNT.
- Mosqueira Moreno, MA; Tarque Ruíz, SN. 2005. Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana. Tesis M. I. Lima, Perú, PUCP.
- MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú). 2006. Albañilería. Norma Técnica E.070. Lima, Perú.
- MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú). 2018. Diseño Sismorresistente. Norma Técnica E.030. Lima, Perú.
- OPS (Organización Panamericana de la Salud, Estados Unidos). 2004. Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. 2 ed. rev. y corr. Washington D. C, Estados Unidos.
- Ordaz, M; Salgado-Gálvez, MA. 2018. R-CRISIS validation and verification document. ERN Technical Report. Mexico City, Mexico.
- Sadigh, K; Chang, CY; Egan, JA; Makdisi, F; Youngs, RR. 1997. Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. Seismological Research Letters 68 (1):180-189.

- Safina Melone, S. 2002. Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales: análisis de su contribución al riesgo sísmico. Tesis Dr. Barcelona, España, UPC.
- Santibáñez Matamala, OA. 2013. Evaluación del peligro sísmico uniforme en la Región de los Ríos usando enfoques probabilista y determinista. Tesis Ing. Valdivia, Chile. UACH.
- SENCICO (Servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción, Perú). 2016. Actualización del programa de cómputo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país. Lima, Perú.
- Tavera, H; Bernal, I; Condori, C; Ordaz, M; Zevallos, A; Ishizawa, O. 2014. Reevaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú. Lima, Perú. IGP.
- Vera Alcántara, W. 2014. Riesgo sísmico de las viviendas de albañilería confinada del Barrio el Estanco, Cajamarca. Tesis Ing. Cajamarca, Perú, UNC.
- Yépez, F; Barbat, AH; Canas, JA. 1995. Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. Barbat, AH (ed.). Barcelona, España. Monografía CIMNE IS-12.
- Yépez Moya, F; Barbat, AH; Canas, JA. 1996. Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación. Barbat, AH (ed.). Barcelona, España. Monografía CIMNE IS-20.
- Youngs, RR; Chiou, SJ; Silva, WJ; Humphrey, JR. 1997. Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological Research Letters* 68 (1):58-73.

## APÉNDICE

---

## Apéndice 1: Metrado de cargas

**Tabla A.1:** Metrado de cargas primer nivel

<b>Elemento</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso unitario (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Vigas	36.72	2.40	88.13
Columnas	21.38	2.40	51.32
Placas	12.30	2.40	29.52
Muros	86.65	1.80	155.97
Escalera	3.48	2.40	8.36

**Tabla A.1:** (Continuación). Metrado de cargas primer nivel

<b>Elemento</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Aligerado	586.42	0.35	205.25
Aligerado (frigorífico)	22.80	0.30	6.84
Acabados	661.62	0.10	66.16
S/C	661.62	0.40	264.65
Acabados (escalera)	12.55	0.10	1.25
S/C (Escalera)	12.55	0.50	6.27

**Tabla A.2:** Metrado de cargas segundo nivel

<b>Elemento</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso unitario (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Vigas	34.91	2.40	83.78
Columnas	14.18	2.40	34.02
Placas	10.68	2.40	25.62
Muros	40.12	1.80	72.22
Escalera	3.42	2.40	8.20

**Tabla A.2:** (Continuación). Metrado de cargas segundo nivel

<b>Elemento</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Aligerado	586.42	0.35	205.25
Acabados	631.66	0.10	63.17
S/C	631.66	0.40	252.66
Acabados (escalera)	16.91	0.10	1.69
S/C (Escalera)	16.91	0.50	8.46

**Tabla A.3:** Metrado de cargas tercer nivel

<b>Elemento</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso unitario (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Vigas	27.23	2.40	65.34
Columnas	14.41	2.40	34.59
Placas	12.59	2.40	30.21
Muros	31.12	1.80	56.02
Losa maciza	2.69	2.40	6.45
Escalera	3.27	2.40	7.86

**Tabla A.3:** (Continuación). Metrado de cargas tercer nivel

<b>Elemento</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Acabados	23.72	0.10	2.37
S/C	23.72	0.40	9.49
Acabados (escalera)	16.05	0.10	1.60
S/C (Escalera)	16.05	0.50	8.02
Cobertura	655.36	0.03	19.66
Carga de techo	655.36	0.07	42.60

**Tabla A.3:** (Continuación). Metrado de cargas tercer nivel

<b>Elemento</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Peso nominal (t/m)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Correas-3/8	1691.66	5.60E-04	0.95
Correas-5/8	198.36	1.55E-03	0.31

**Tabla A.4:** Metrado de cargas cuarto nivel

<b>Elemento</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso unitario (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Vigas	2.06	2.40	4.94
Columnas	1.35	2.40	3.25
Muros	9.31	1.80	16.77

**Tabla A.4:** (Continuación). Metrado de cargas caseta de máquinas

<b>Elemento</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Cobertura	54.08	0.03	1.62
Carga de techo	54.08	0.07	3.52

**Tabla A.4:** (Continuación). Metrado de cargas caseta de máquinas

<b>Elemento</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Peso nominal (t/m)</b>	<b>Peso parcial (t)</b>
Correas-3/8	142.33	5.60E-04	0.08
Correas-5/8	14.96	1.55E-03	0.02

## Apéndice 2: Ensayos de esclerometría

### MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL CONCRETO ENDURECIDO (ASTM C 805-02 / NTP 339.181)

<b>TESIS</b>	RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
<b>TESISTA</b>	ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN

#### INFORMACIÓN GENERAL

<b>Ubicación</b>	:	Universidad Nacional de Cajamarca
<b>Fecha del ensayo</b>	:	03 de julio de 2018
<b>Material</b>	:	Concreto Endurecido
<b>Resistencia a compresión especificada</b>	:	210 kg/cm <sup>2</sup>

#### MUESTRA: M1-C

<b>Estructura ensayada</b>	:	Escalera exterior del comedor
<b>Área de ensayo</b>	:	16cm x 16cm
<b>Ángulo de impacto</b>	:	$\alpha = 0^\circ$
<b>Elemento estructural</b>	:	Columna

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	29	31	31	33	31	32	34	34	29	30	<b>31</b>

**Resistencia a compresión**      **220 kg/cm<sup>2</sup>**

#### MUESTRA: M2-V

<b>Estructura ensayada</b>	:	Escalera exterior del comedor
<b>Área de ensayo</b>	:	16cm x 16cm
<b>Ángulo de impacto</b>	:	$\alpha = 90^\circ$
<b>Elemento estructural</b>	:	Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	40	38	38	38	36	36	40	36	41	41	<b>38</b>

**Resistencia a compresión**      **260 kg/cm<sup>2</sup>**

**Dónde**

R:            Valor promedio de rebote

**MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL  
CONCRETO ENDURECIDO (ASTM C 805-02 / NTP 339.181)**

**TESIS** RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

**TESISTA** ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN

**INFORMACIÓN GENERAL**

**Ubicación** : Universidad Nacional de Cajamarca  
**Fecha del ensayo** : 03 de julio de 2018  
**Material** : Concreto Endurecido  
**Resistencia a compresión especificada** : 210 kg/cm<sup>2</sup>

**MUESTRA: M3-C**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Columna

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	30	34	33	34	29	34	35	33	33	33	<b>33</b>

**Resistencia a compresión**      **250 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M4-C**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Columna

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	32	33	33	31	34	32	36	34	35	33	<b>33</b>

**Resistencia a compresión**      **250 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M5-C**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Columna

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	37	32	35	34	31	36	31	36	36	36	<b>34</b>

**Resistencia a compresión**      **260 kg/cm<sup>2</sup>**

**Dónde**

R: Valor promedio de rebote

**MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL  
CONCRETO ENDURECIDO (ASTM C 805-02 / NTP 339.181)**

**TESIS** RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO  
DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

**TESISTA** ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN

**INFORMACIÓN GENERAL**

**Ubicación** : Universidad Nacional de Cajamarca  
**Fecha del ensayo** : 04 de julio de 2018  
**Material** : Concreto Endurecido  
**Resistencia a compresión especificada** : 210 kg/cm<sup>2</sup>

**MUESTRA: M6-C**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Columna

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	34	30	29	28	30	30	29	29	28	30	<b>30</b>

**Resistencia a compresión**      **210 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M7-C**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Columna

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	32	30	33	33	34	30	34	33	32	32	<b>32</b>

**Resistencia a compresión**      **238 kg/cm<sup>2</sup>**

**Dónde**

R: Valor promedio de rebote

**MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL  
CONCRETO ENDURECIDO (ASTM C 805-02 / NTP 339.181)**

**TESIS** RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

**TESISTA** ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN

**INFORMACIÓN GENERAL**

**Ubicación** : Universidad Nacional de Cajamarca  
**Fecha del ensayo** : 04 de julio de 2018  
**Material** : Concreto Endurecido  
**Resistencia a compresión especificada** : 210 kg/cm<sup>2</sup>

**MUESTRA: M8-V**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	32	33	31	32	34	31	31	30	34	34	<b>32</b>

**Resistencia a compresión**      **238 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M9-V**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	38	40	34	38	42	38	40	36	40	36	<b>38</b>

**Resistencia a compresión**      **320 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M10-V**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	36	35	34	33	34	32	32	30	34	32	<b>33</b>

**Resistencia a compresión**      **250 kg/cm<sup>2</sup>**

**Dónde**

R: Valor promedio de rebote

**MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL  
CONCRETO ENDURECIDO (ASTM C 805-02 / NTP 339.181)**

<b>TESIS</b>	RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
<b>TESISTA</b>	ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN

**INFORMACIÓN GENERAL**

<b>Ubicación</b>	: Universidad Nacional de Cajamarca
<b>Fecha del ensayo</b>	: 04 de julio de 2018
<b>Material</b>	: Concreto Endurecido
<b>Resistencia a compresión especificada</b>	: 210 kg/cm <sup>2</sup>

**MUESTRA: M11-V**

<b>Estructura ensayada</b>	: Edificio del comedor universitario
<b>Área de ensayo</b>	: 16cm x 16cm
<b>Ángulo de impacto</b>	: $\alpha = 0^\circ$
<b>Elemento estructural</b>	: Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	32	34	30	32	29	33	30	29	31	32	<b>31</b>

**Resistencia a compresión**      **220 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M12-V**

<b>Estructura ensayada</b>	: Edificio del comedor universitario
<b>Área de ensayo</b>	: 16cm x 16cm
<b>Ángulo de impacto</b>	: $\alpha = 0^\circ$
<b>Elemento estructural</b>	: Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	35	30	30	31	34	33	31	32	34	34	<b>32</b>

**Resistencia a compresión**      **238 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M13-V**

<b>Estructura ensayada</b>	: Edificio del comedor universitario
<b>Área de ensayo</b>	: 16cm x 16cm
<b>Ángulo de impacto</b>	: $\alpha = 0^\circ$
<b>Elemento estructural</b>	: Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	36	32	31	34	30	33	35	35	33	34	<b>33</b>

**Resistencia a compresión**      **250 kg/cm<sup>2</sup>**

**Dónde**

R: Valor promedio de rebote

**MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE REBOTE DEL  
CONCRETO ENDURECIDO (ASTM C 805-02 / NTP 339.181)**

**TESIS** RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

**TESISTA** ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN

**INFORMACIÓN GENERAL**

**Ubicación** : Universidad Nacional de Cajamarca  
**Fecha del ensayo** : 04 de julio de 2018  
**Material** : Concreto Endurecido  
**Resistencia a compresión especificada** : 210 kg/cm<sup>2</sup>

**MUESTRA: M14-V**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	31	32	28	30	29	30	28	30	28	32	<b>30</b>

**Resistencia a compresión**      **210 kg/cm<sup>2</sup>**

**MUESTRA: M15-V**

**Estructura ensayada** : Edificio del comedor universitario  
**Área de ensayo** : 16cm x 16cm  
**Ángulo de impacto** :  $\alpha = 0^\circ$   
**Elemento estructural** : Viga

<b>Número de golpes</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	<b>R</b>
<b>Valor de rebote</b>	29	28	30	29	30	32	28	30	28	29	<b>29</b>

**Resistencia a compresión**      **190 kg/cm<sup>2</sup>**

**Dónde**

R: Valor promedio de rebote

**CONCLUSIÓN**

Se presentan los resultados promedio de los ensayos (no se considera el valor de las muestra M9-V por diferir demasiado de los demás valores)

<b>f'c Vigas</b>	<b>f'c Columnas</b>
232 kg/cm <sup>2</sup>	238 kg/cm <sup>2</sup>

Por consiguiente, se modela las estructura con una resistencia a compresión de diseño  $f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$ .

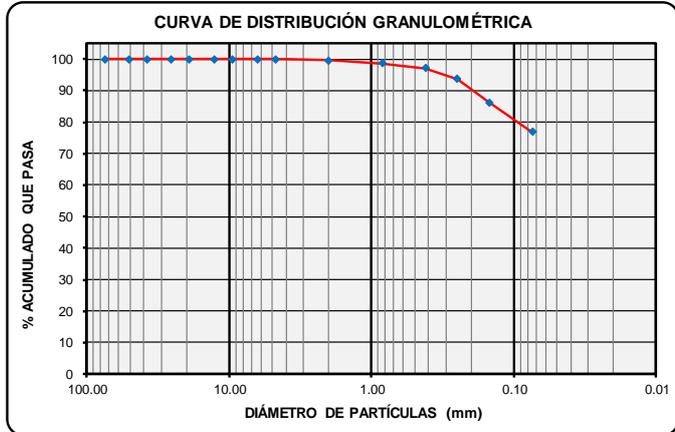
### Apéndice 3: Ensayos de Mecánica de Suelos

TESIS	RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	UBICACIÓN	UNC - CAJAMARCA
TESISTA	ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN	PROFUNDIDAD	2.00 m
		CALICATA	C-1
		FECHA	Agosto de 2018

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO (NTP 339.128)

PESO SECO INICIAL:	572 g
PESO LAVADO SECO:	132.5 g

TAMICES A.S.T.M.	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO ACUM.	% ACUM. QUE PASA
3"	75.000	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.500	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.100	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.520	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.350	0.00	0.00	100.00
Nº 4	4.760	0.00	0.00	100.00
Nº 10	2.000	2.10	0.37	99.63
Nº 20	0.840	5.50	1.33	98.67
Nº 40	0.420	9.60	3.01	96.99
Nº 60	0.250	18.80	6.29	93.71
Nº 100	0.149	42.70	13.76	86.24
Nº 200	0.074	53.80	23.16	76.84
Cazoleta	-	0.00	100.0	0.0



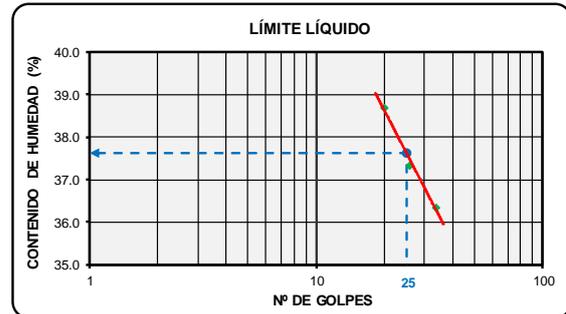
Descripción de las partículas de arena y grava:	FORMA:	-
	DUREZA:	-

Bloques (>300 mm):	0.00%	Gravas (4.76 mm - 75 mm):	0.00%	Diámetro Efectivo D <sub>60</sub> (mm):	-	CU	-
Bolones (150 mm - 300 mm):	0.00%	Arenas (0.074 mm - 4.76 mm):	23.16%	Diámetro Efectivo D <sub>30</sub> (mm):	-	Coefficiente de Curvatura (Cc):	-
Cantos (75 mm - 150 mm):	0.00%	Limos y Arcillas (<0.074 mm):	76.84%	Diámetro Efectivo D <sub>10</sub> (mm):	-	Error de ensayo (%):	0.000%

#### LÍMITES DE ATTERBERG (NTP 339.139 - ASTM D 4318)

Tara	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO	
	D1	D2	D3	D4	D5
Wt (g)	27.30	27.70	27.40	27.60	26.50
W <sub>mh</sub> + t (g)	50.60	48.30	59.30	33.30	31.70
W <sub>ms</sub> + t (g)	44.10	42.70	50.80	32.30	30.80
W <sub>w</sub> (g)	6.50	5.60	8.50	1.00	0.90
W <sub>ms</sub> (g)	16.80	15.00	23.40	4.70	4.30
W(%)	38.69	37.33	36.32	21.28	20.93
Nº Golpes	20	26	34	PROMEDIO	21.00

LÍMITE LÍQUIDO (LL %):	38.00	ÍNDICE DE LIQUEZ (IL):	0.24
LÍMITE PLÁSTICO (LP %):	21.00	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Cc):	0.25
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP %):	17.00	CONSISTENCIA RELATIVA (CR):	0.76



#### CONTENIDO DE HUMEDAD (NTP 339.127 - ASTM D 2216)

CONTENIDO DE HUMEDAD			
Nº DE TARA	T-13	T-14	T-15
PESO DE LA TARA (g)	26.70	27.00	26.40
P.T. + MUESTRA HÚMEDA (g)	145.80	165.10	153.40
P.T. + MUESTRA SECA (g)	121.90	137.30	127.90
PESO DEL AGUA (g)	23.90	27.80	25.50
PESO MUESTRA SECA (g)	95.20	110.30	101.50
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	25.11	25.20	25.12
w PROMEDIO (%)	25.14		

#### GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SUELOS FINOS (NTP 339.131 - ASTM D 854 - B)

GRAVEDAD ESPECÍFICA			
Nº FIOLA	1	2	3
PESO DE LA MUESTRA SECA (g)	127.00	131.00	129.00
PESO DE LA FIOLA + AGUA (g)	640.00	640.00	640.00
PESO DE LA FIOLA + AGUA + MUESTRA (g)	714.00	717.00	716.00
TEMPERATURA (°C)	19.00	19.00	19.00
FACTOR "K"	1.00020	1.00020	1.00020
γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2.40	2.43	2.43
γ <sub>s</sub> prom. (g/cm <sup>3</sup> )	2.42		

#### PH, CONTENIDO DE CLORUROS, SULFATOS Y SALES SOLUBLES TOTALES (NTP 339.176 - 339.177 - 339.178 - 339.152)

ENSAYO	PH	CLORUROS (Cl) <sup>1</sup>	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>2</sup>	SALES SOLUBLES
-	-	-	-	-

#### CLASIFICACIÓN DE SUELOS

S.U.C.S (NTP 339.134 - ASTM D 2487)	
CL	ARCILLA FINA CON ARENA
A.A.S.H.T.O. (NTP 339.135 - ASTM D 3282)	
A-6 (12)	SUELO ARCILLOSO

#### GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SUELOS GRUESOS (NTP 400.021 - ASTM C 127)

MUESTRA	M1	M2	M3
P.S.S.S. (EN AIRE) (g)			
P.S.S.S. (EN AGUA) (g)			
P. M. SECA EN HORNO (g)			
PESO ESPECÍFICO (g/cm <sup>3</sup> )			
TEMPERATURA (°C)			
FACTOR "K"			
PESO ESPECÍFICO CORREGIDO (g/cm <sup>3</sup> )			
PESO ESPECÍFICO PROMEDIO (g/cm <sup>3</sup> )	-		

#### PESO ESPECÍFICO PROMEDIO DEL SUELO

PESO ESPECÍFICO PROMEDIO DEL SUELO (g/cm <sup>3</sup> )	2.42
---	------

TESIS	RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			UBICACIÓN	UNC - CAJAMARCA
TESISTA	ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN	PROFUNDIDAD	2.00 m	CALICATA	C-1
				FECHA	Agosto de 2018

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO (NTP 339.171 - ASTM D 3080)**

ESTADO DE LA MUESTRA:	INALTERADA	VELOCIDAD DE ENSAYO:	0.20 mm/min	CLASIFICACIÓN SUCS:	CL
-----------------------	------------	----------------------	-------------	---------------------	----

DESCRIPCIÓN	ESPECIMEN N° 01 ESFUERZO NORMAL 0.50 kg/cm <sup>2</sup>		ESPECIMEN N° 01 ESFUERZO NORMAL 1.00 kg/cm <sup>2</sup>		ESPECIMEN N° 01 ESFUERZO NORMAL 1.50 kg/cm <sup>2</sup>	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
ALTURA DEL ESPECIMEN (cm)	2.20	2.22	2.20	2.12	2.20	1.95
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	24.81	34.15	24.63	34.56	24.88	34.63
PESO MOLDE + MUESTRA (g)	207.03	127.03	204.79	115.43	206.72	118.06
PESO MUESTRA (g)	85.19	90.32	82.95	87.68	84.88	90.58
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm <sup>3</sup> )	1.97	2.08	1.92	2.11	1.96	2.36
DENSIDAD SECA (g/cm <sup>3</sup> )	1.58	1.55	1.54	1.56	1.57	1.76
DEFORMACIÓN (%)	ESFUERZO DE CORTE (kg/cm <sup>2</sup> )		ESFUERZO DE CORTE (kg/cm <sup>2</sup> )		ESFUERZO DE CORTE (kg/cm <sup>2</sup> )	
0.00	0.00		0.00		0.00	
0.20	0.16		0.21		0.35	
0.40	0.26		0.36		0.48	
0.60	0.30		0.42		0.56	
0.80	0.32		0.45		0.60	
1.00	0.33		0.47		0.63	
1.20	0.34		0.48		0.65	
1.60	0.35		0.50		0.68	
2.00	0.35		0.51		0.70	
2.40	0.35		0.52		0.71	
2.80	0.35		0.52		0.71	
3.20	0.34		0.52		0.71	
3.60	0.34		0.52		0.71	
4.00	0.33		0.52		0.70	
4.40	0.33		0.51		0.69	
4.80	0.32		0.50		0.68	
5.20	0.32		0.50		0.68	
5.60	0.31		0.50		0.68	
6.00	0.31		0.50		0.68	
6.40	0.31		0.50		0.68	
6.80	0.31		0.50		0.68	
7.20	0.31		0.50		0.68	
7.60	0.31		0.50		0.68	
8.00	0.31		0.50		0.68	
8.40	0.31		0.50		0.68	
8.80	0.31		0.50		0.68	
9.20	0.31		0.50		0.68	
9.60	0.31		0.50		0.68	
10.00	0.31		0.50		0.68	
11.00	0.31		0.50		0.68	
12.00	0.31		0.50		0.68	

ALTURA DE MOLDE (cm)	2.20
DIÁMETRO DE MOLDE (cm)	5.00
VOLUMEN DE MOLDE (cm <sup>3</sup> )	43.20
PESO DE MOLDE (g)	121.84

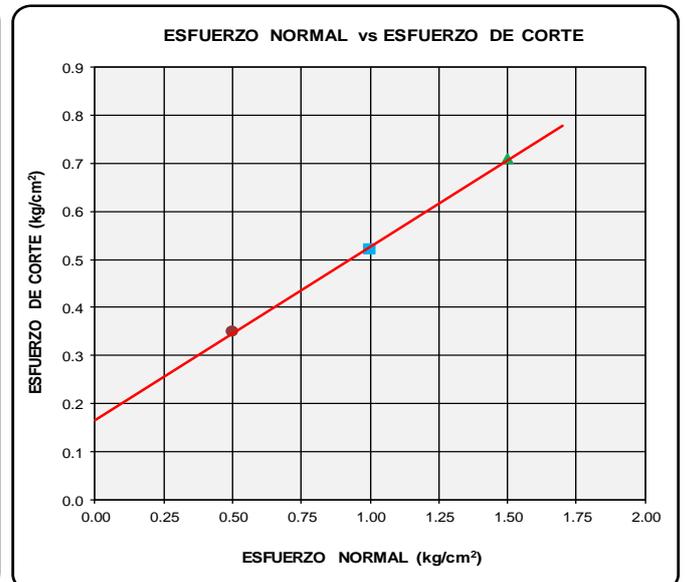
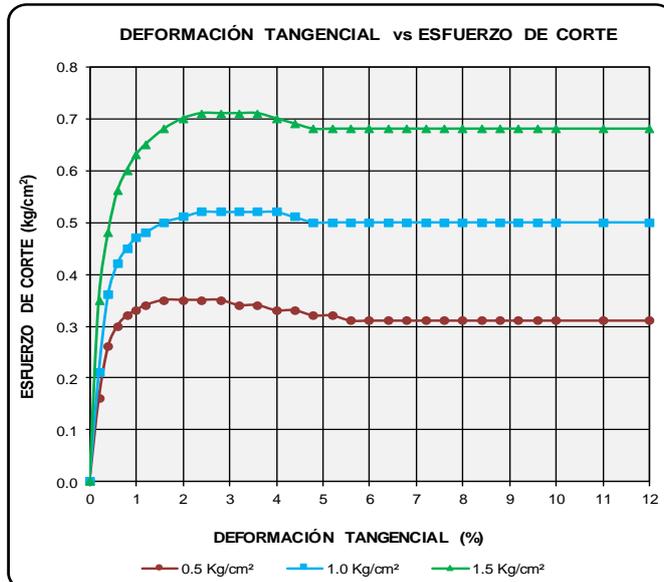
CONTENIDO DE HUMEDAD - ESP N° 01		
DESCRIPCIÓN	INICIAL	FINAL
N° de Tara	1	2
P.T. (g)	27.35	36.71
P.T. + Wmh (g)	124.70	127.03
P.T. + Wms (g)	105.35	104.04
Ww (g)	19.35	22.99
Ws (g)	78.00	67.33
w %	24.81	34.15

CONTENIDO DE HUMEDAD - ESP N° 02		
DESCRIPCIÓN	INICIAL	FINAL
N° de Tara	3	4
P.T. (g)	36.52	27.75
P.T. + Wmh (g)	173.28	115.43
P.T. + Wms (g)	146.25	92.91
Ww (g)	27.03	22.52
Ws (g)	109.73	65.16
w %	24.63	34.56

CONTENIDO DE HUMEDAD - ESP N° 03		
DESCRIPCIÓN	INICIAL	FINAL
N° de Tara	5	6
P.T. (g)	27.95	27.48
P.T. + Wmh (g)	137.31	118.06
P.T. + Wms (g)	115.52	94.76
Ww (g)	21.79	23.30
Ws (g)	87.57	67.28
w %	24.88	34.63

ESPECIMEN	DEFOM. (mm)	DEFOM. (cm)
ESP N° 01	0.158	0.0158
ESP N° 02	-0.790	-0.0790
ESP N° 03	-2.488	-0.2488

RESULTADOS		
Ø (°)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )
19.80	0.167	1.667



<b>TESIS</b>	RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA					<b>UBICACIÓN</b>	CAJAMARCA
<b>TESISTA</b>	ROMÁN CAMPOS IRIGÓIN	<b>CALICATA</b>	C-1	<b>PROFUNDIDAD</b>	2.00m	<b>FECHA</b>	Agosto de 2018

**CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE POR CORTE LOCAL O PUNZONAMIENTO PARA ZAPATAS Y ASENTAMIENTOS**

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO		
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CL	ARCILLA FINA CON ARENA

CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN	
Ancho de zapata (B)	300.00 cm
Profundidad de la cimentación (D <sub>f</sub> )	135.00 cm

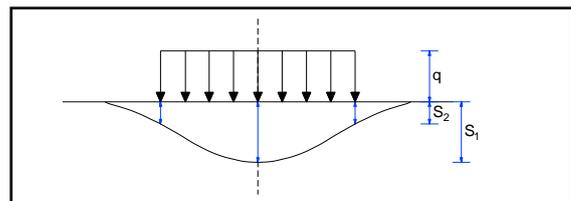
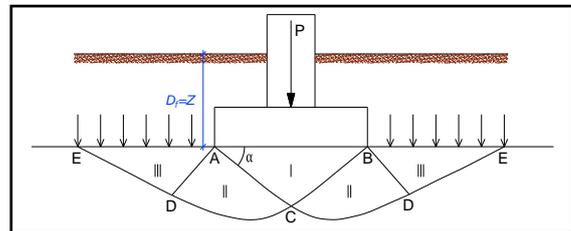
DATOS GENERALES	
Densidad del suelo (D <sub>n</sub> )	1.97 g/cm <sup>3</sup>
Densidad del suelo (D <sub>s</sub> )	0.0020 kg/cm <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna	19.80 °
Ángulo de fricción interna corregido	13.20 °
Cohesión (C)	0.167 kg/cm <sup>2</sup>
Presión de contacto (q)	9.00 t/m <sup>2</sup>
Módulo de poisson (μ)	0.25
Módulo de elasticidad (E)	650.00 t/m <sup>2</sup>
Factor de forma (I <sub>f</sub> )	82.00 cm/m

FACTORES DE CARGA	
Factor de capacidad de carga debido a la cohesión (N <sub>c</sub> ):	9.92
Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga (N <sub>q</sub> ):	3.33
Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo (N <sub>γ</sub> ):	2.03

FACTORES DE SEGURIDAD	
Factor de Seguridad (F <sub>s</sub> ):	3.0

CÁLCULOS	
Capacidad de carga (q <sub>o</sub> )=	2.80 kg/cm <sup>2</sup>
Capacidad admisible (q <sub>adm</sub> )=	0.93 kg/cm <sup>2</sup>
Asentamiento inmediato (S <sub>i</sub> )=	3.19 cm

**Gráficas de Cimentación Típica y Asentamiento**



Los factores de carga se obtienen de las siguientes formulas:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1)$$

Fórmulas para determinar la capacidad de carga (q<sub>o</sub>), la capacidad admisible (q<sub>adm</sub>) y el asentamiento (S<sub>i</sub>)

$$q_o = 1.3 \left( \frac{2}{3} C \cdot N'_c \right) + (D_h \cdot D_f \cdot N'_q) + (0.4 D_h \cdot B \cdot N'_\gamma)$$

$$q_{adm} = \frac{q_o}{F_s} \quad S_i = q \cdot B \cdot \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_f$$

## **Apéndice 4: Panel fotográfico**

---

**Figura 01:** Excavación de calicata



**Figura 02:** Muestras para ensayos de mecánica de suelos



**Figura 03:** Ensayo de esclerometría



**Figura 04:** Ensayo de esclerometría



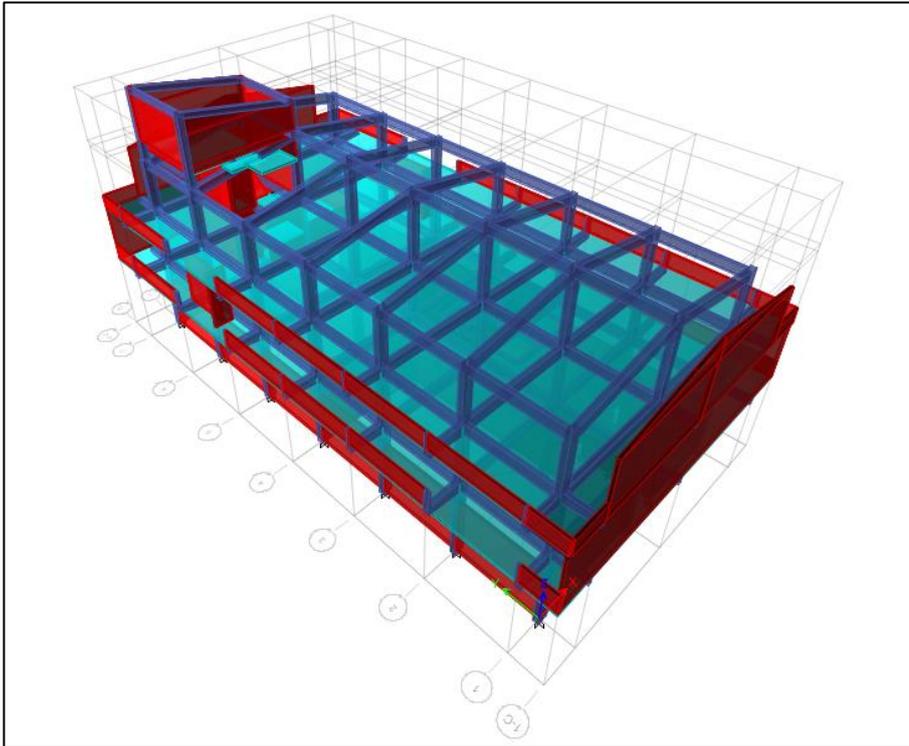
**Figura 05:** Ensayo de granulometría



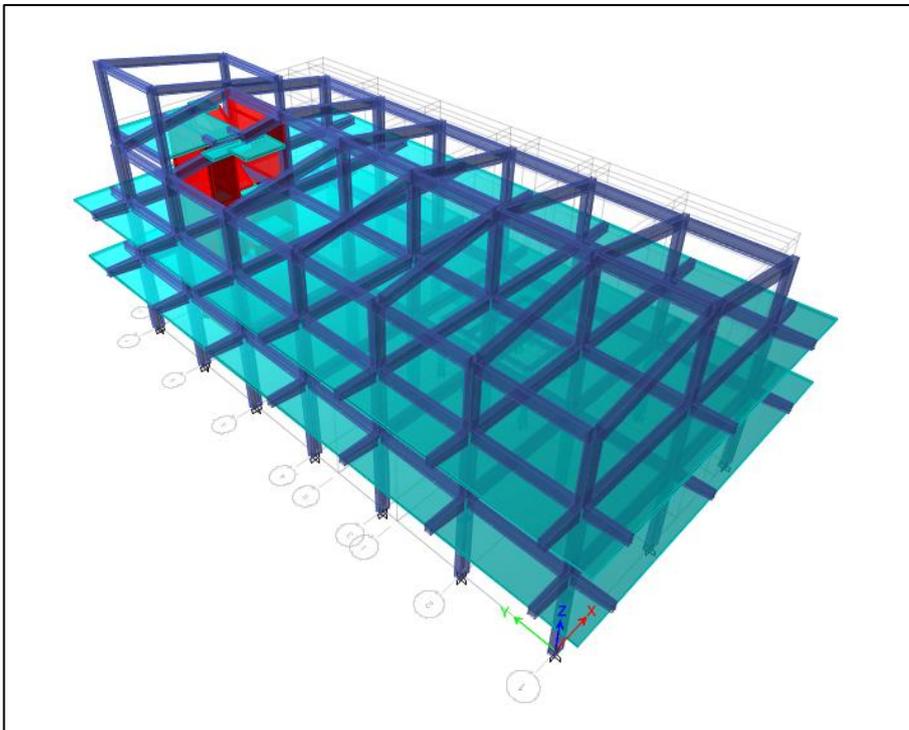
**Figura 06:** Ensayo de corte directo



**Figura 07:** Modelo en Etabs para cálculo de centro de masas

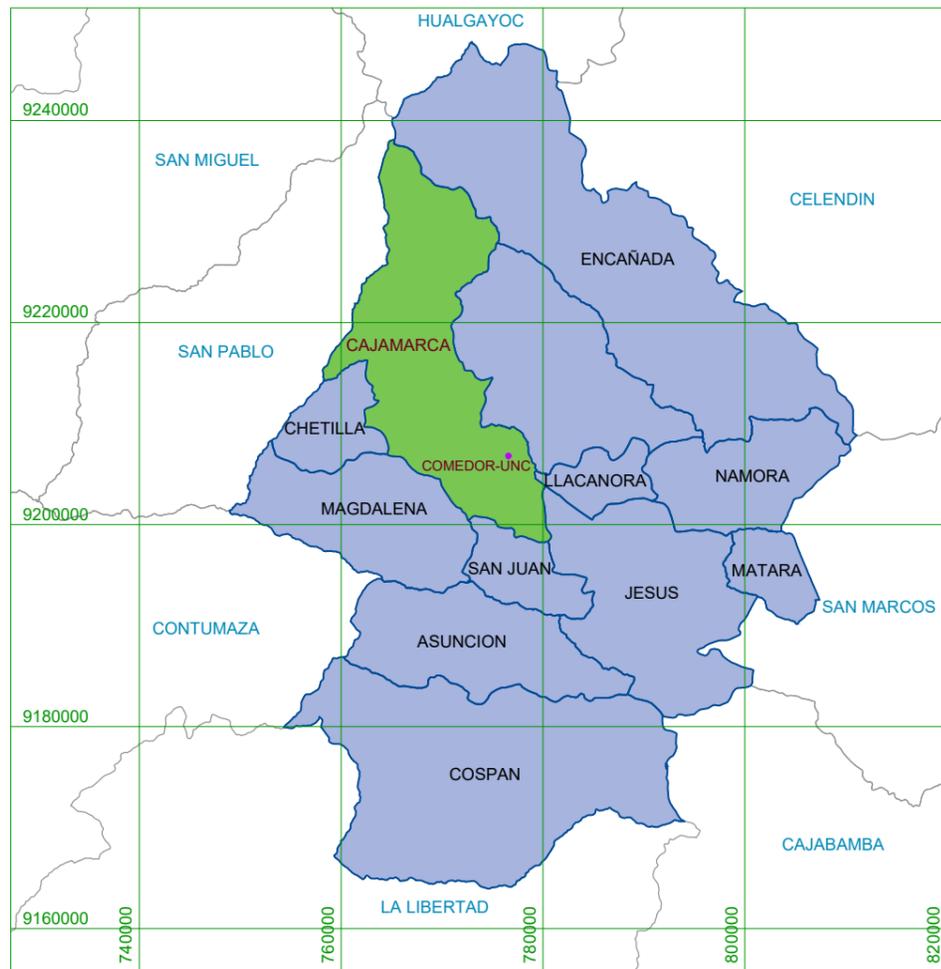


**Figura 08:** Modelo en Etabs para cálculo de centro de rigideces

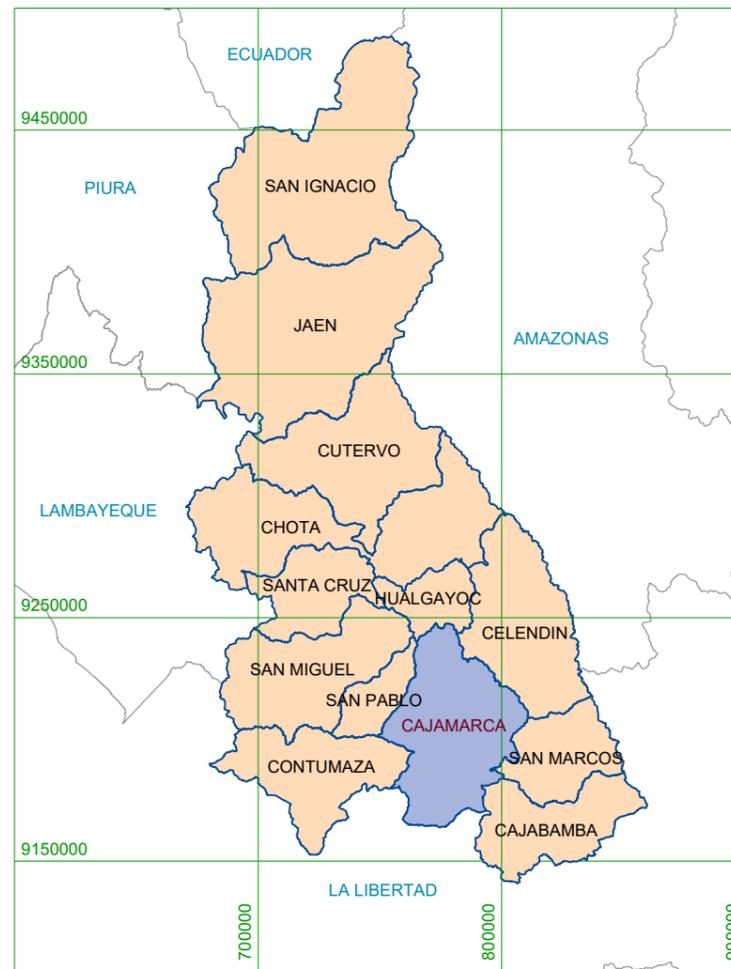


## **Apéndice 5: Planos**

---



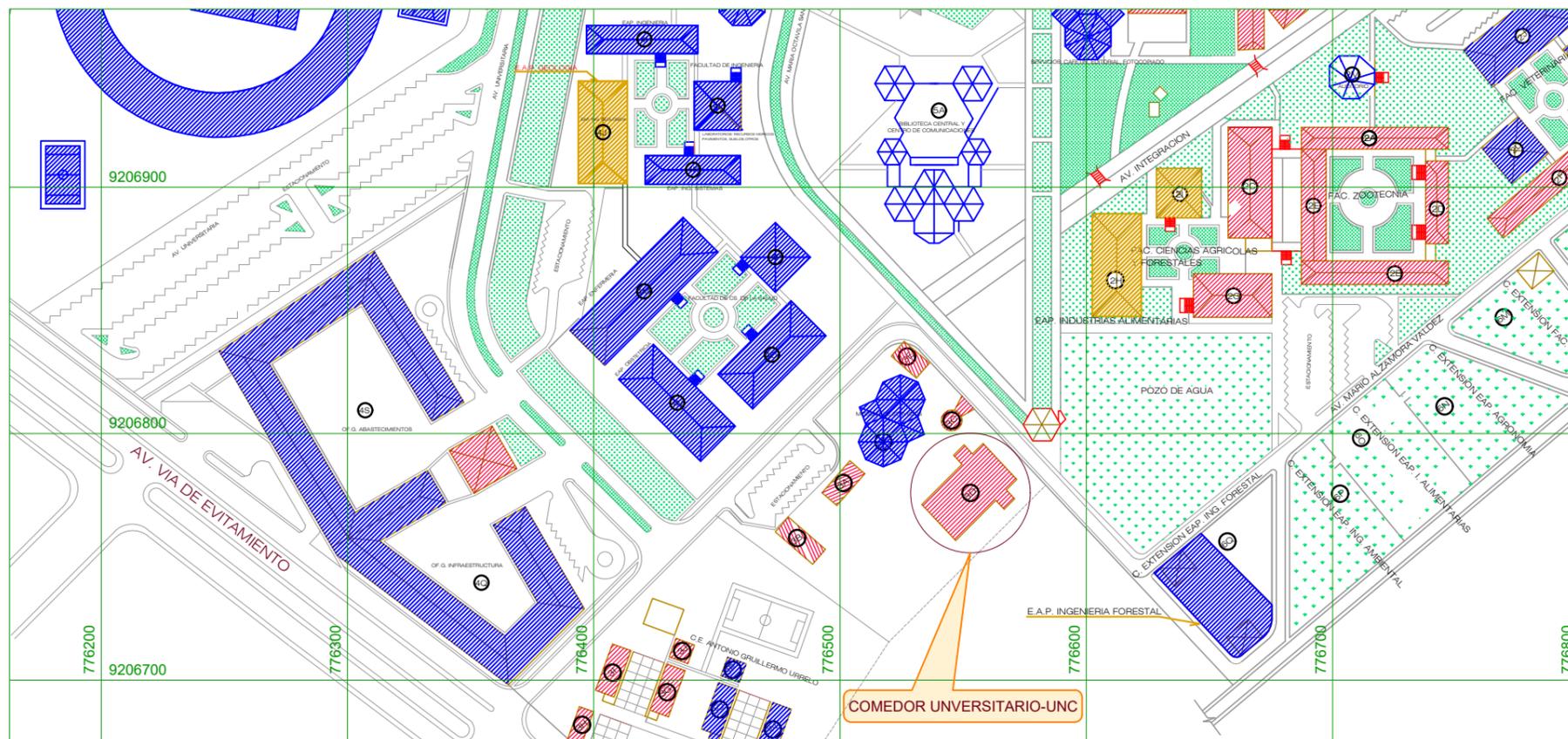
UBICACIÓN A NIVEL DISTRITAL  
ESCALA:1/700000



UBICACIÓN A NIVEL PROVINCIAL  
ESCALA:1/2900000

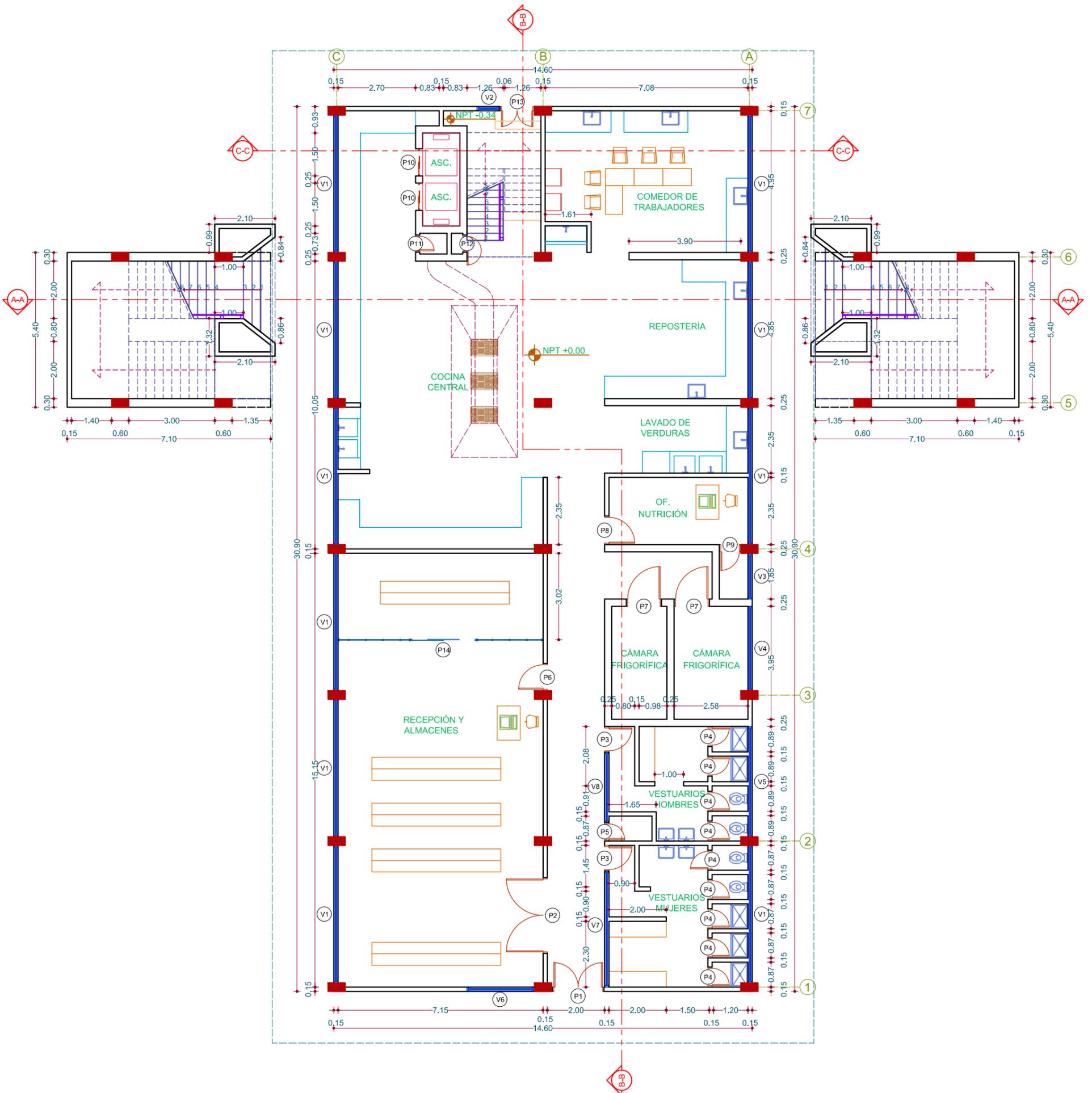


UBICACIÓN A NIVEL DEPARTAMENTAL  
ESCALA:1/17000000



UBICACIÓN DEL COMEDOR UNIVERSITARIO-UNC  
ESCALA:1/2500

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			 <b>U-01</b>
<b>PLANO:</b> UBICACIÓN		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	



PLANTA PRIMER NIVEL

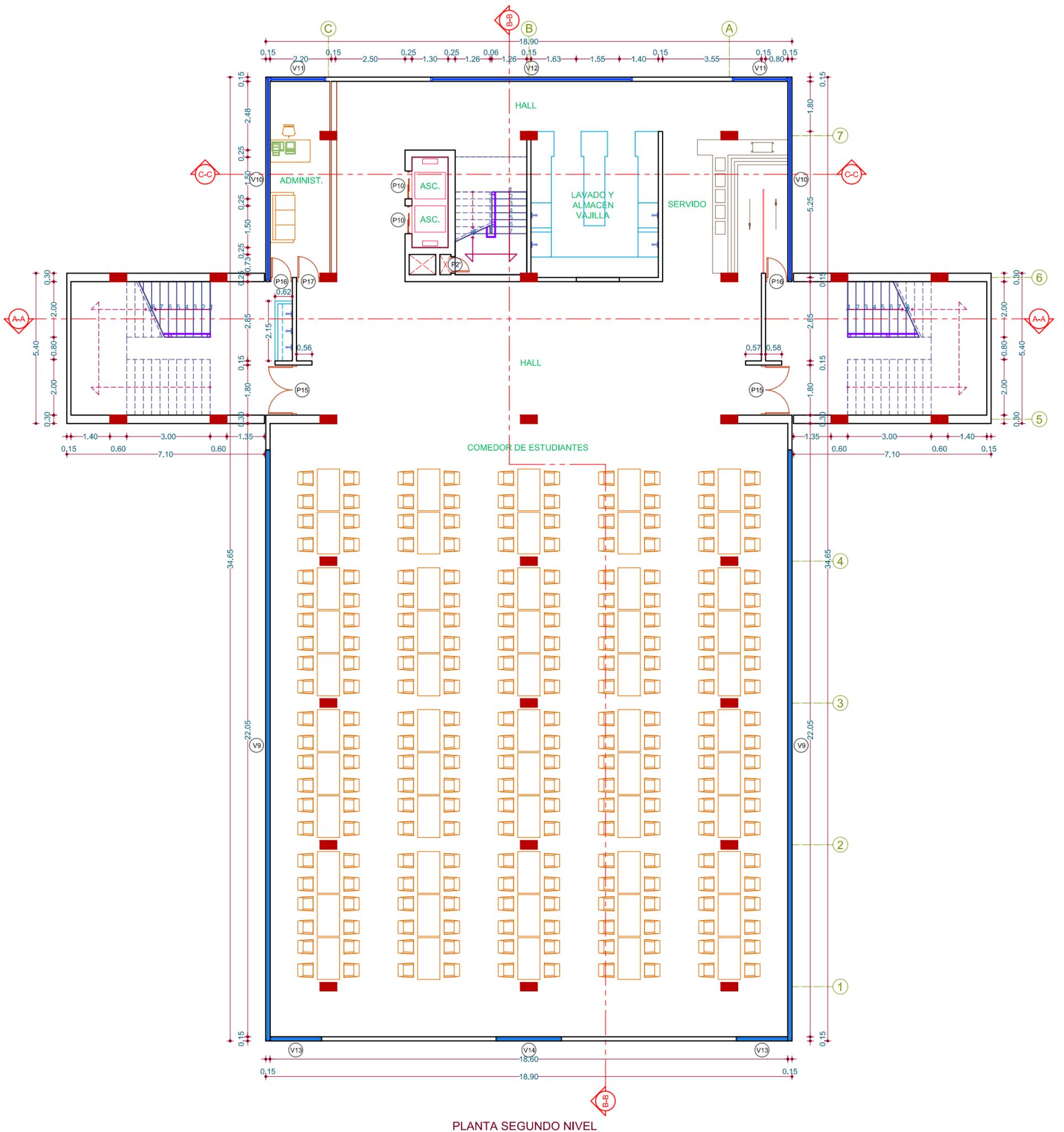
CUADRO DE VANOS - PUERTAS

CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P1	1.80	3.60	-	MADERA Y VIDRIO
P2	2.65	3.60	-	MADERA Y VIDRIO
P3	0.85	2.40	-	MADERA
P4	0.70	1.85	-	MADERA
P5	0.65	2.40	-	MADERA Y VIDRIO
P6	0.95	2.05	-	MADERA
P7	1.18	2.10	-	FIERRO
P8	1.00	2.00	-	MADERA
P9	0.75	2.00	-	MADERA
P10	1.00	2.05	-	FIERRO
P11	0.60	1.80	-	MADERA
P12	0.60	1.50	0.33	MADERA
P13	1.20	2.05	-	MADERA
P14	2.28	2.30	-	VIDRIO

CUADRO DE VANOS - VENTANAS

CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V1	4.80	1.00	2.60	FIERRO Y VIDRIO
V2	2.00	1.25	2.35	FIERRO Y VIDRIO
V3	1.60	0.90	2.70	FIERRO Y VIDRIO
V4	2.95	0.90	2.70	FIERRO Y VIDRIO
V5	3.85	1.00	2.60	FIERRO Y VIDRIO
V6	2.35	1.00	2.60	FIERRO Y VIDRIO
V7	4.95	1.60	2.40	FIERRO Y VIDRIO
V8	4.00	1.60	2.40	FIERRO Y VIDRIO

<b>TESIS:</b> <b>RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			  <b>A-01</b>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA: PRIMER NIVEL			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

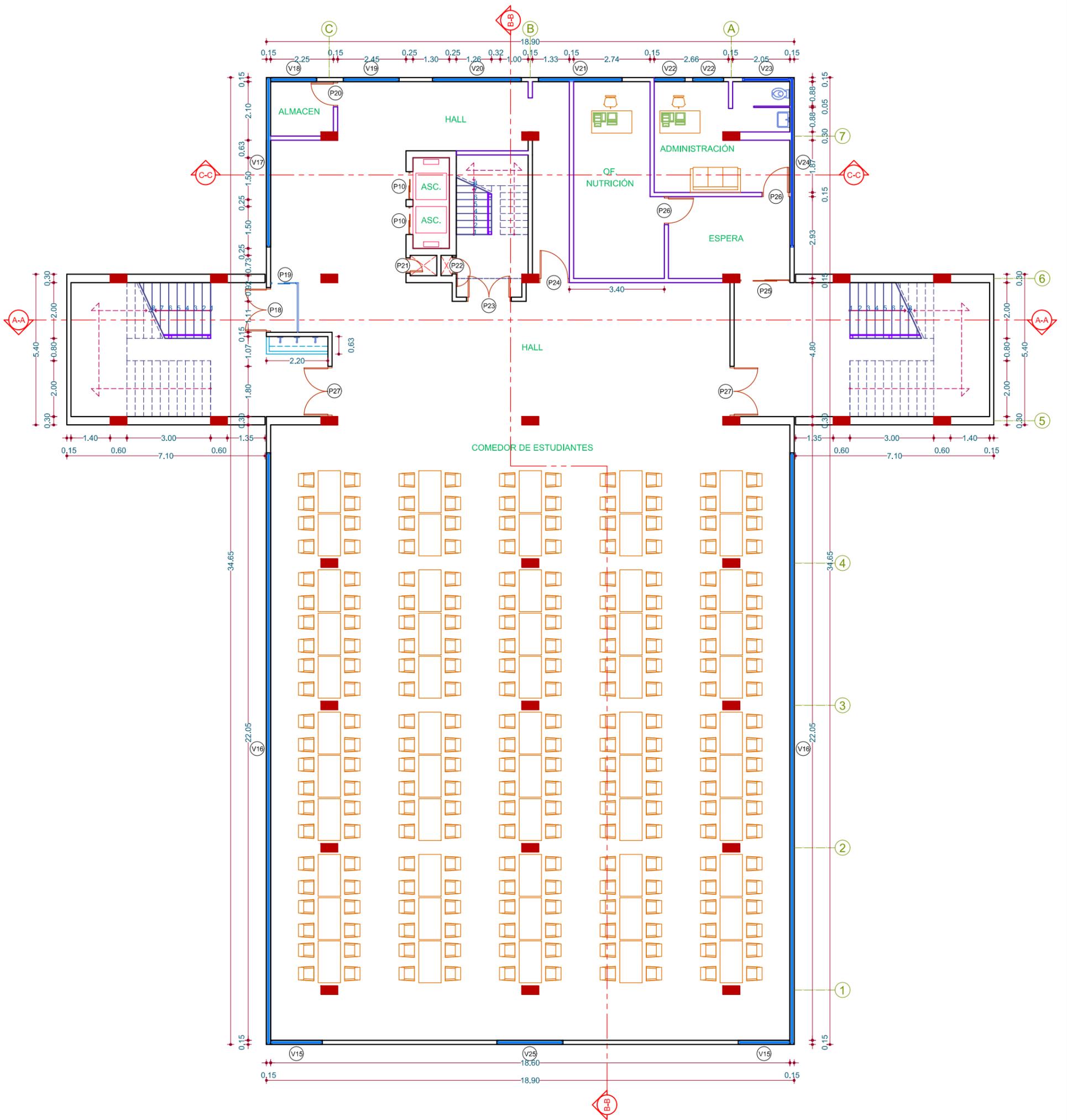


PLANTA SEGUNDO NIVEL

CUADRO DE VANOS - PUERTAS				
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P10	1.00	2.05	-	FIERRO
P15	1.80	3.50	-	MADERA Y VIDRIO
P16	0.80	1.97	-	MADERA
P17	0.85	2.10	-	MADERA
P2'	0.60	1.10	1.20	MADERA

CUADRO DE VANOS - VENTANAS				
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V9	21.25	2.43	1.07	FIERRO Y VIDRIO
V10	7.35	1.48	2.02	FIERRO Y VIDRIO
V11	2.00	1.48	2.02	FIERRO Y VIDRIO
V12	7.25	1.48	2.02	FIERRO Y VIDRIO
V13	1.85	2.43	1.07	FIERRO Y VIDRIO
V14	2.35	2.43	1.07	FIERRO Y VIDRIO

<b>TESIS:</b> <b>RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA</b> <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			  <b>A-02</b>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA: SEGUNDO NIVEL			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

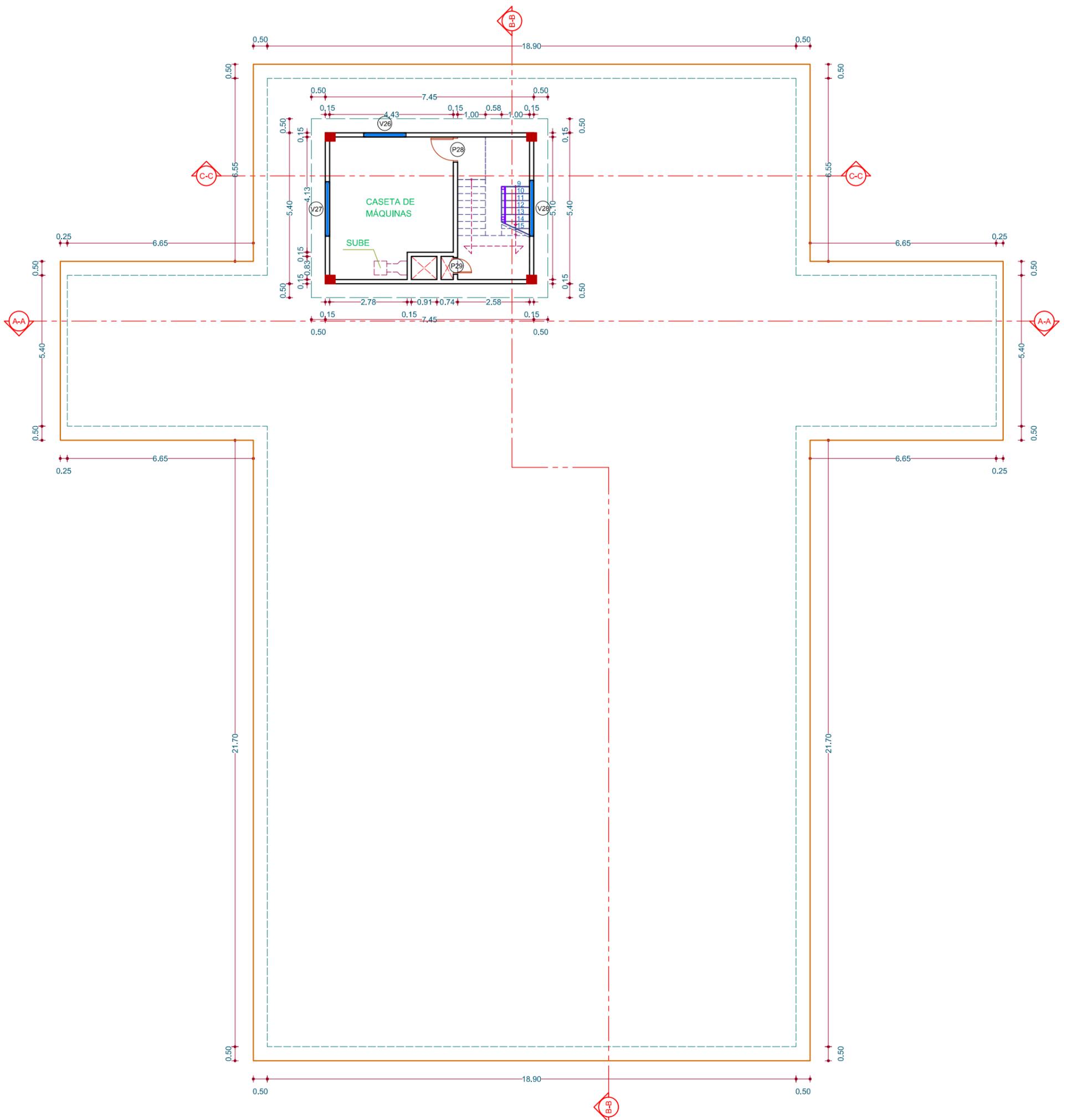


PLANTA TERCER NIVEL

CUADRO DE VANOS - PUERTAS				
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P10	1.00	2.05	-	FIERRO
P18	1.60	2.35	-	MADERA Y VIDRIO
P19	0.95	2.20	-	VIDRIO
P20	0.90	2.10	-	MADERA
P21	0.55	0.96	0.10	MADERA
P22	0.60	0.98	0.10	MADERA
P23	1.60	2.57	-	MADERA Y VIDRIO
P24	1.10	2.10	-	MADERA
P25	1.80	2.25	-	VIDRIO
P26	1.00	2.10	-	MADERA
P27	1.80	2.80	-	MADERA Y VIDRIO

CUADRO DE VANOS - VENTANAS				
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V15	1.85	1.85	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V16	21.20	1.85	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V17	6.07	1.85	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V18	1.65	1.85	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V19	2.00	1.78	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V20	3.18	1.78	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V21	3.00	1.78	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V22	1.10	1.78	0.90	FIERRO Y VIDRIO
V23	1.70	1.04	1.71	FIERRO Y VIDRIO
V24	6.07	1.04	1.71	FIERRO Y VIDRIO
V25	2.37	1.78	0.90	FIERRO Y VIDRIO

<b>TESIS:</b> <b>RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			  <b>A-03</b>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA: TERCER NIVEL			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	



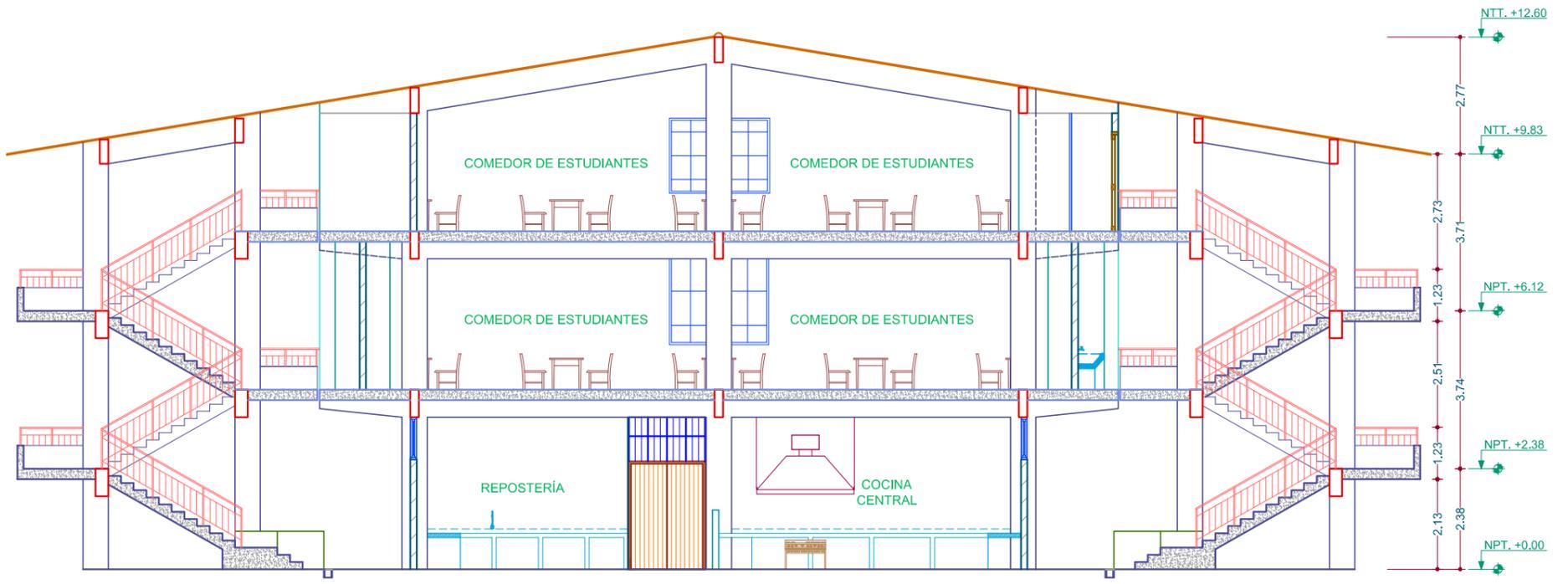
PLANTA DE TECHO Y CASETA DE MÁQUINAS

CUADRO DE VANOS - PUERTAS				
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P28	0.90	2.15	—	MADERA
P29	0.60	1.10	0.10	MADERA

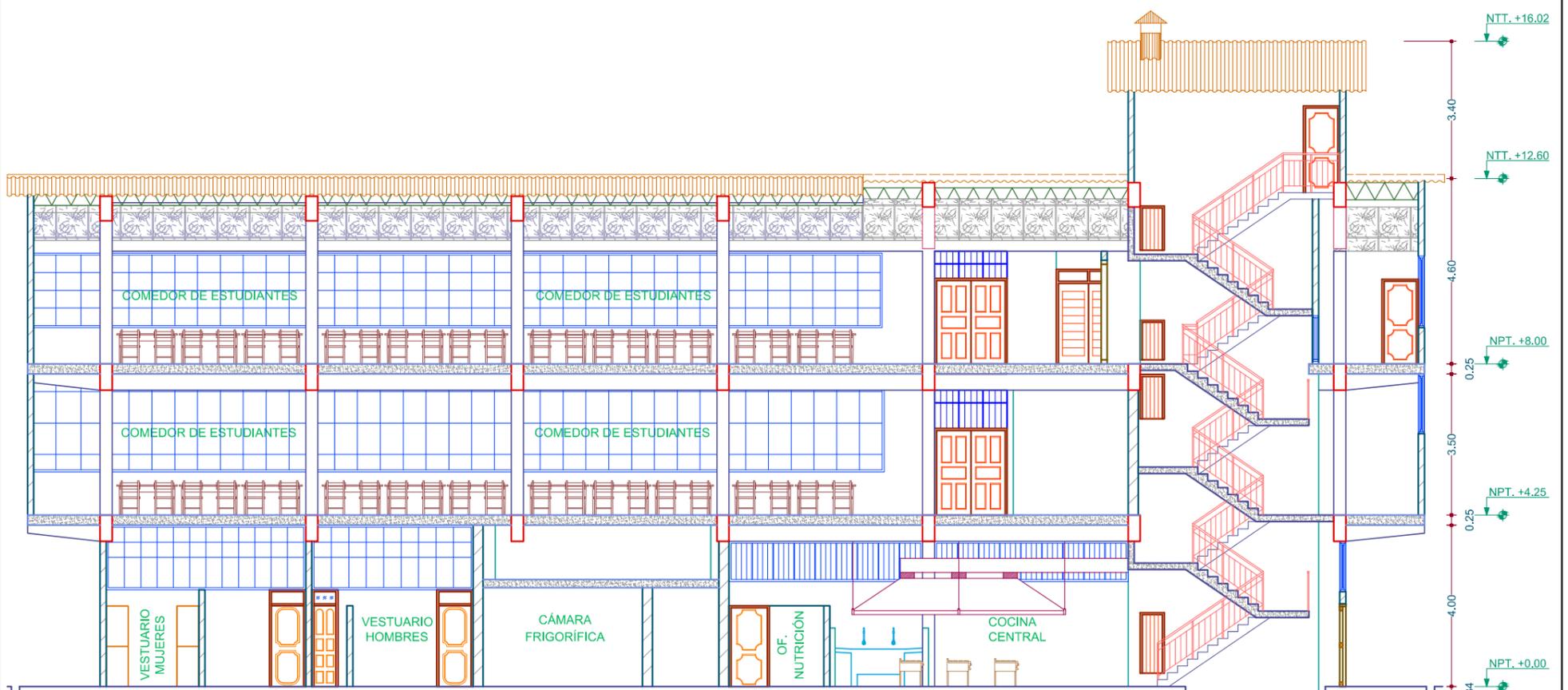
CUADRO DE VANOS - VENTANAS				
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
V26	1.50	1.48	0.57	FIERRO Y VIDRIO
V27	1.95	1.48	0.57	FIERRO Y VIDRIO
V28	2.00	1.37	0.26	FIERRO Y VIDRIO

Fuente: Tomado de Amorós y Urteaga 1984

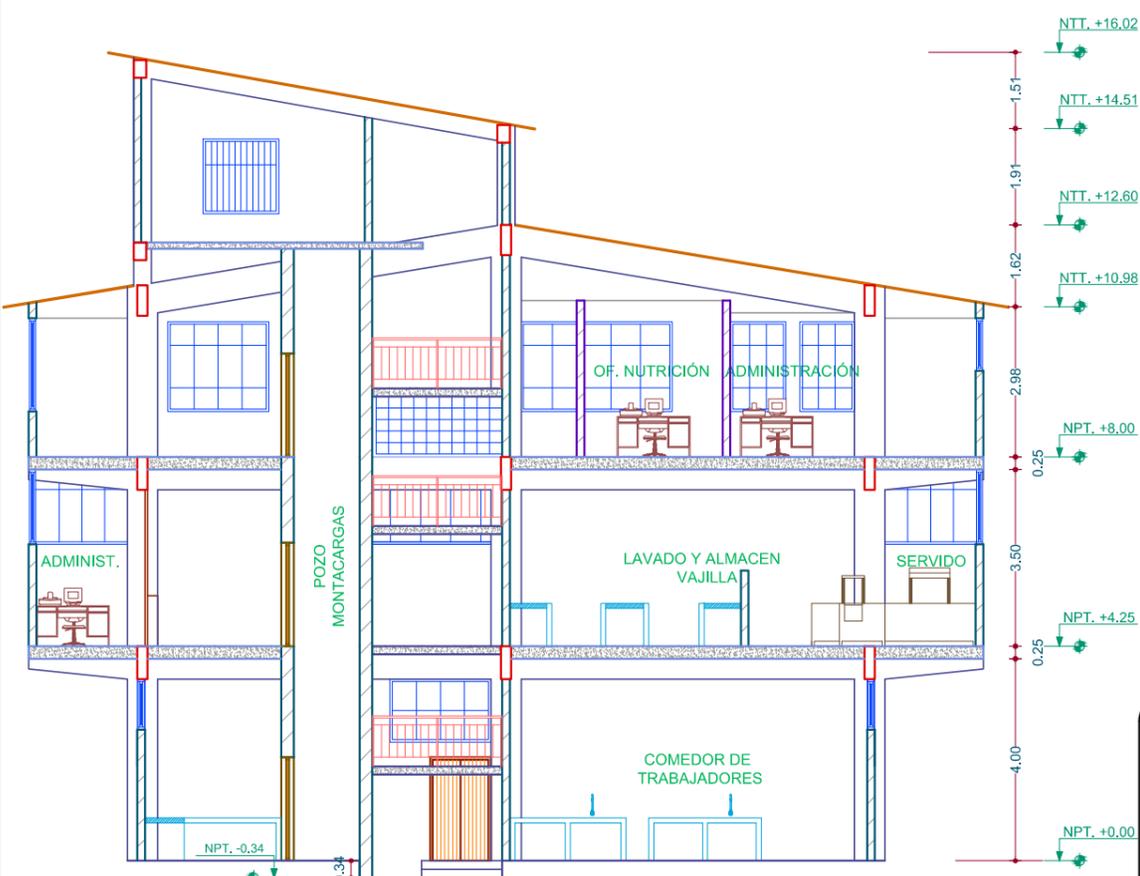
<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>A-04</b>
<b>PLANO:</b> ARQUITECTURA: TECHO Y CASETA DE MÁQUINAS			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	



CORTE A-A



CORTE B-B

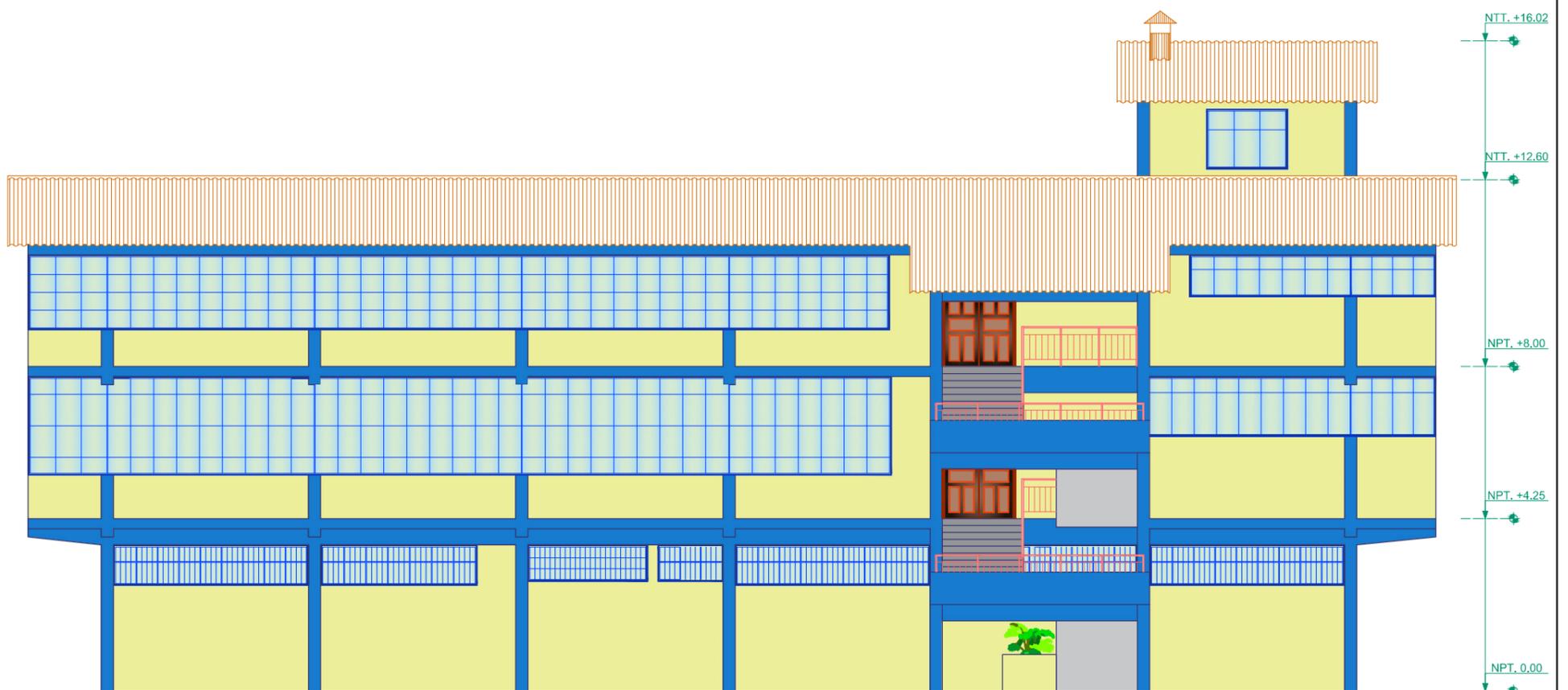


CORTE C-C

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>A-05</b>
<b>PLANO:</b> CORTES			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

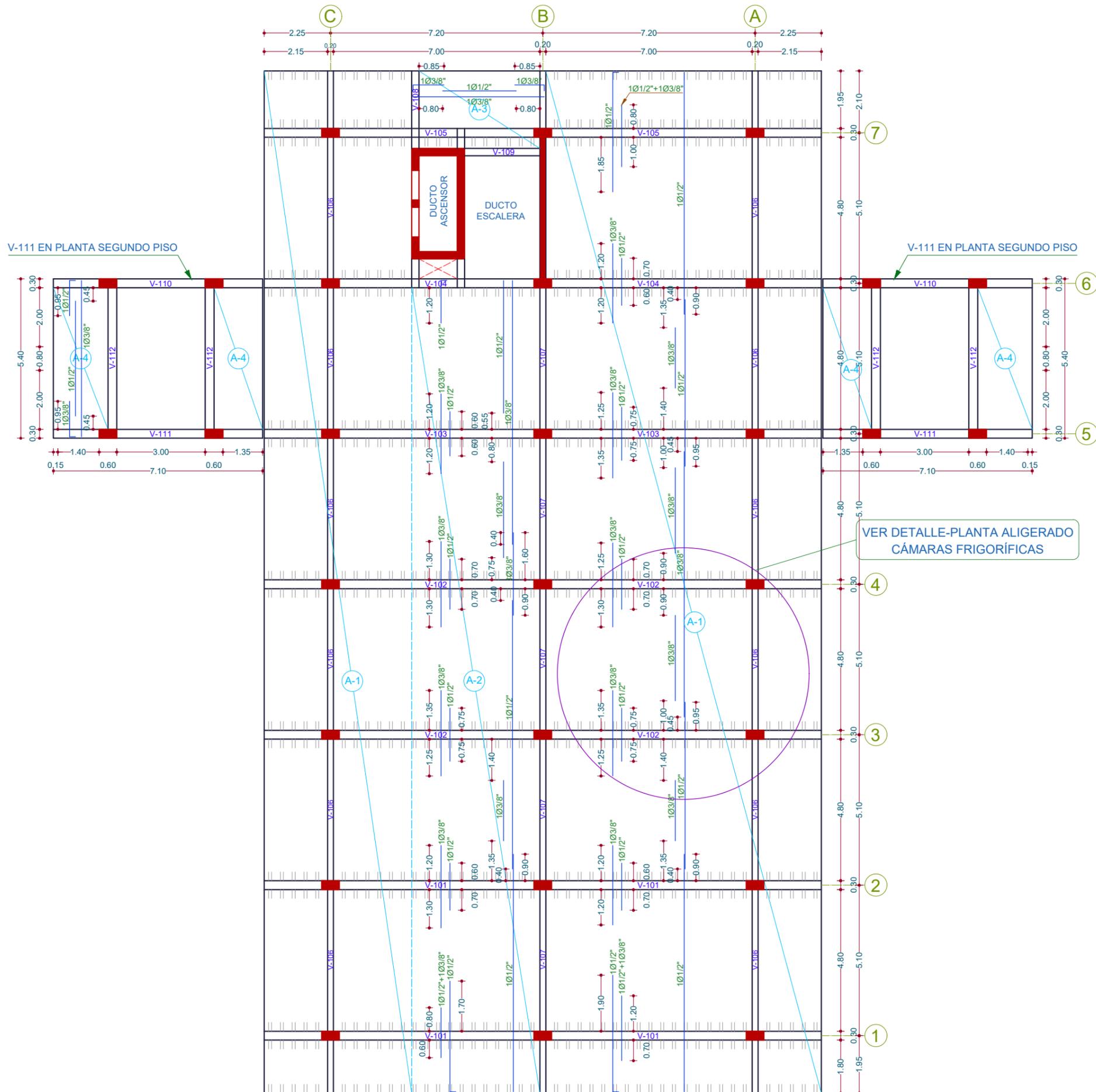


ELEVACIÓN PRINCIPAL



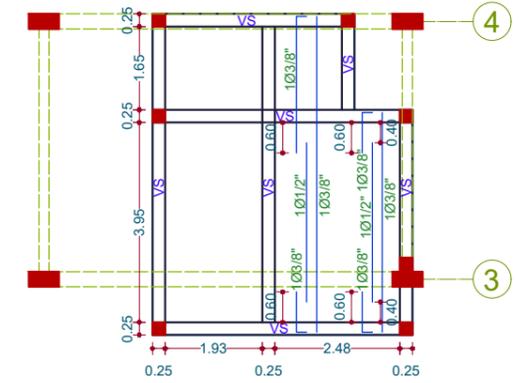
ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>A-06</b>
<b>PLANO:</b> ELEVACIONES		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

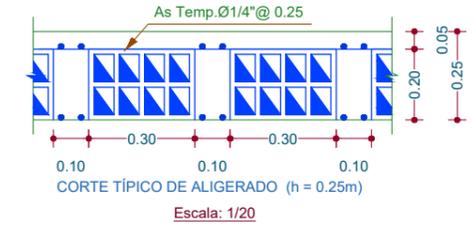


PLANTA ALIGERADOS: PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Fuente: Tomado de Amorós y Urteaga 1984



PLANTA ALIGERADO CÁMARAS FRIGORÍFICAS



VER DETALLE-PLANTA ALIGERADO CÁMARAS FRIGORÍFICAS

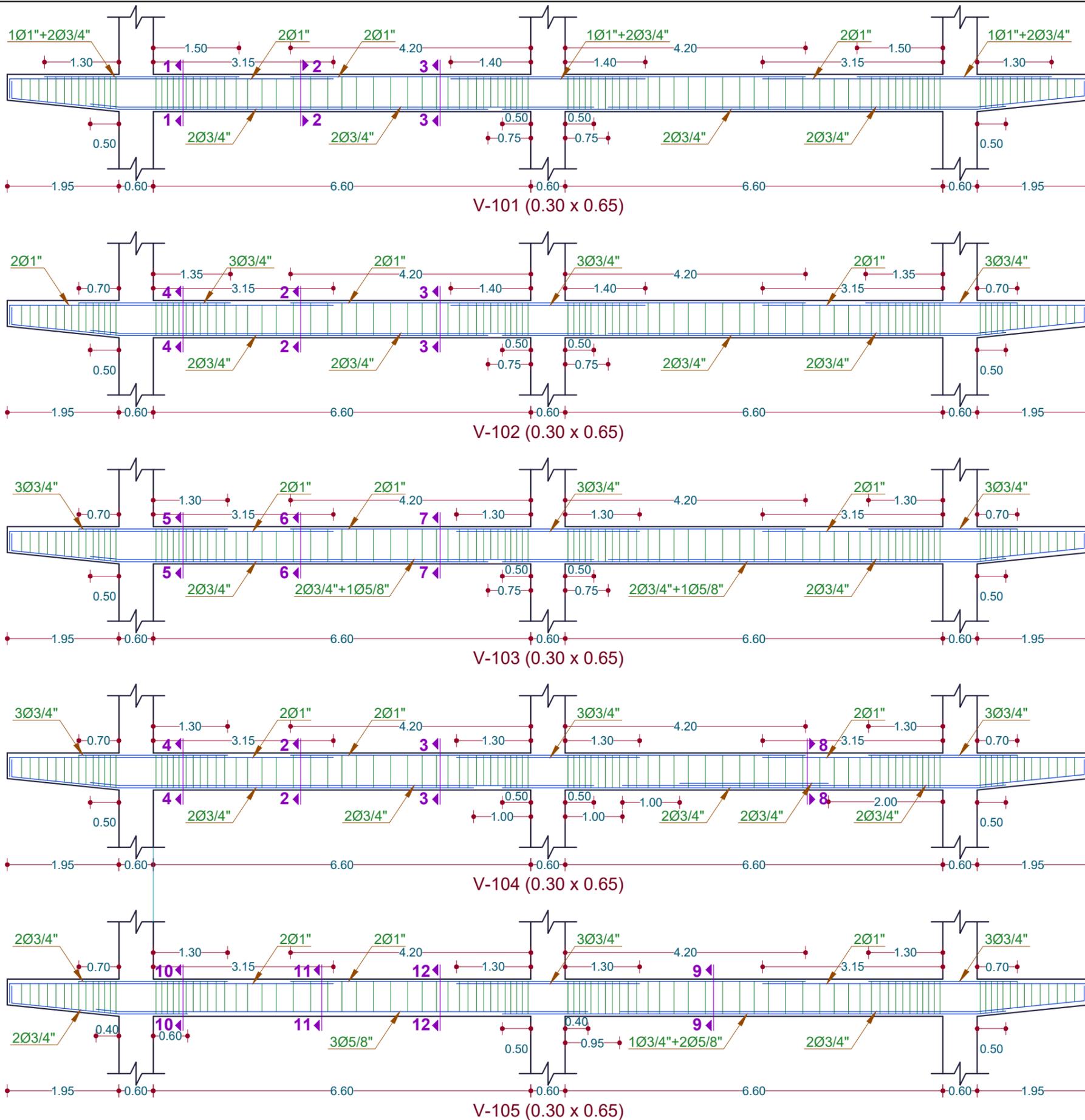
**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**  
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**RECUBRIMIENTO MÍNIMO**  
 Vigas = 4.00 cm  
 Aligerado = 2.00 cm

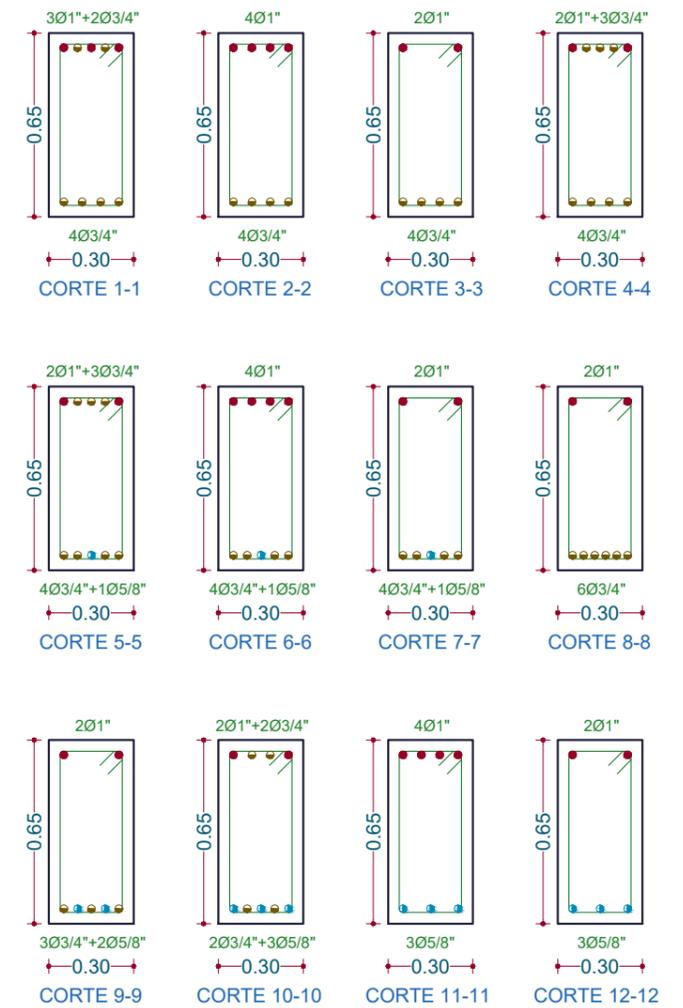
Sobrecarga = 500kg/m<sup>2</sup>

Junta de separación entre escaleras principales y edificio 5.00 cm

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>E-01</b>
<b>PLANO:</b> PLANTA ALIGERADOS: PRIMER Y SEGUNDO NIVEL		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	



SECCIONES



Escala: 1/25

LEYENDA

Acero Ø 1"	●
Acero Ø 3/4"	◐
Acero Ø 5/8"	◑
Acero Ø 1/2"	◒

□ Ø3/8": 1@.05, 4@.10, 4@.125, resto @.15 a partir de la cara de apoyo.

□ Ø3/8": 1@.05, 4@.10, 4@.125, 2@.15, 2@.20, 2@.25, resto @.30 ambos lados a partir de la cara de apoyo

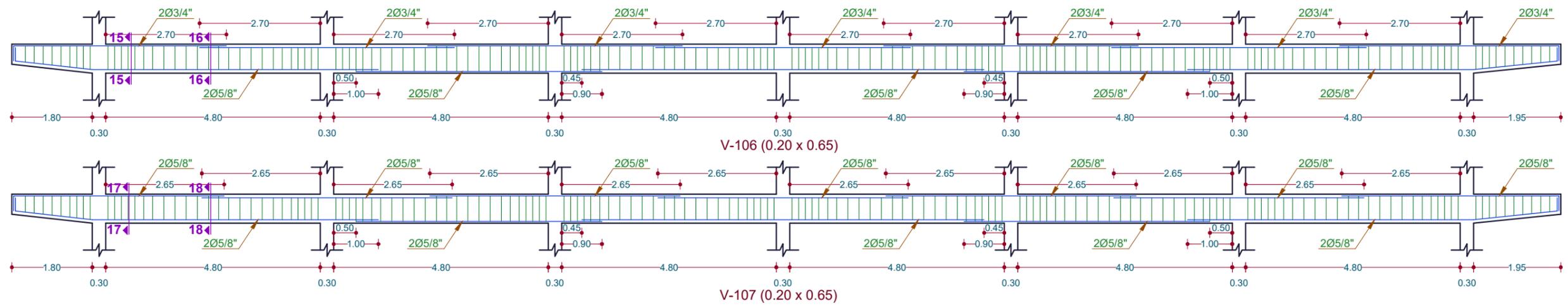
□ Ø3/8": 1@.05, 4@.10, 4@.125, 2@.15, 2@.20, 2@.25, resto @.30 ambos lados a partir de la cara de apoyo

□ Ø3/8": 1@.05, 4@.10, 4@.125, resto @.15 a partir de la cara de apoyo.

Escala: 1/75

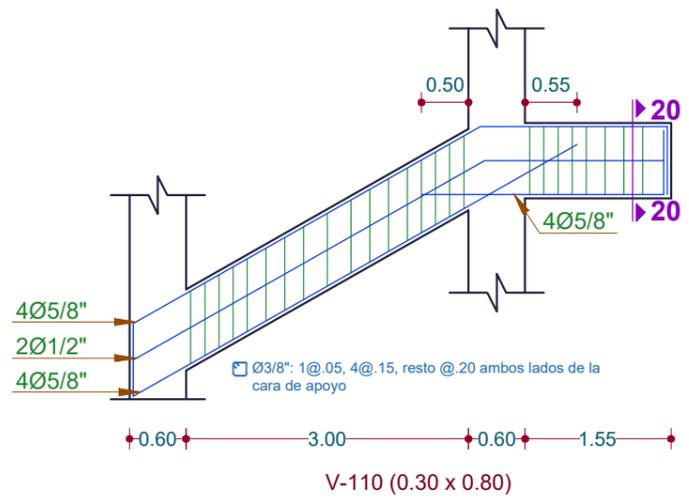
Fuente: Tomado de Amorós y Urteaga 1984

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>E-02</b>
<b>PLANO:</b> DETALLE DE VIGAS 01: PRIMER Y SEGUNDO NIVEL		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

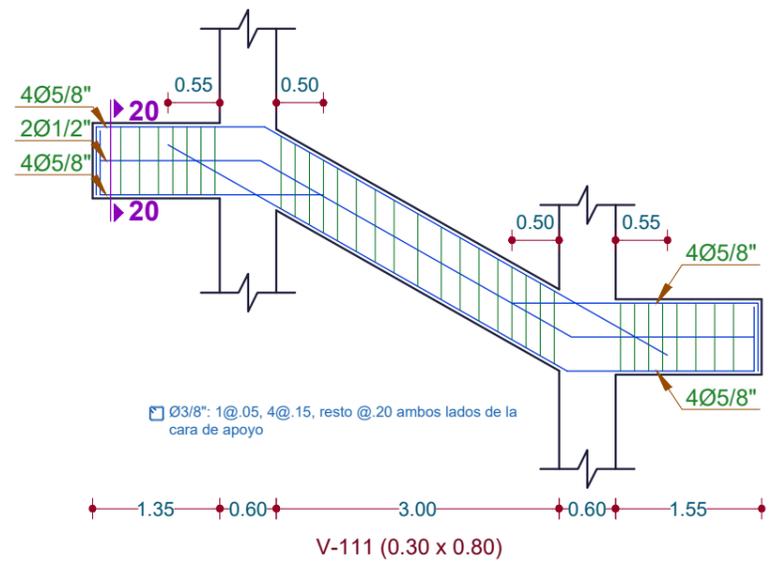


□ Ø3/8": 1@.05, 3@.15, resto @.20 a partir de la cara de apoyo.  
 □ Ø3/8": 1@.05, 4@.15, 2@.20, resto @.25 ambos lados a partir de la cara de apoyo  
 □ Ø3/8": 1@.05, 4@.15, 2@.20, resto @.25 ambos lados a partir de la cara de apoyo  
 □ Ø3/8": 1@.05, 4@.15, 2@.20, resto @.25 ambos lados a partir de la cara de apoyo  
 □ Ø3/8": 1@.05, 4@.15, 2@.20, resto @.25 ambos lados a partir de la cara de apoyo  
 □ Ø3/8": 1@.05, 4@.15, 2@.20, resto @.25 ambos lados a partir de la cara de apoyo  
 □ Ø3/8": 1@.05, 4@.15, 2@.20, resto @.25 ambos lados a partir de la cara de apoyo  
 □ Ø3/8": 1@.05, 3@.15, resto @.20 a partir de la cara de apoyo.

Escala: 1/100

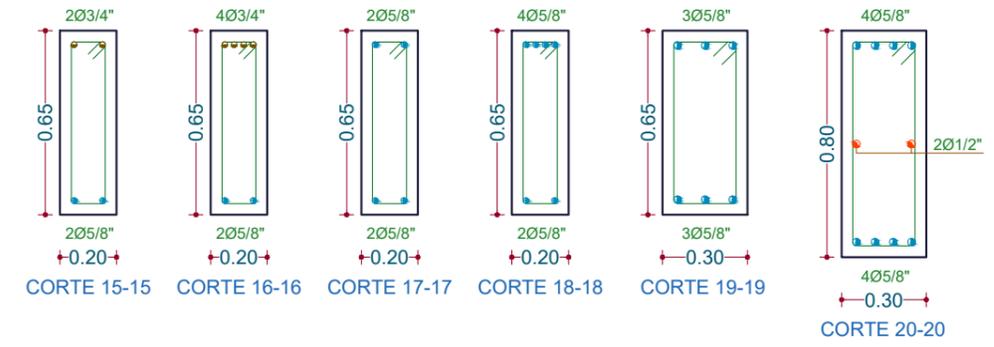


V-110 (0.30 x 0.80)

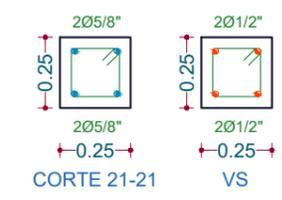


V-111 (0.30 x 0.80)

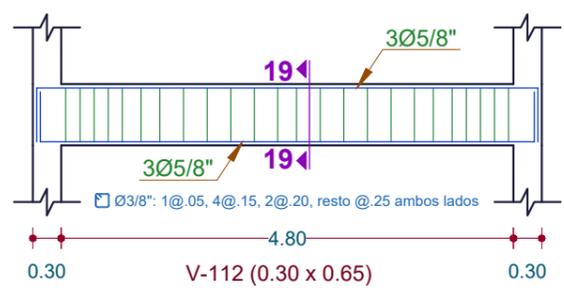
SECCIONES



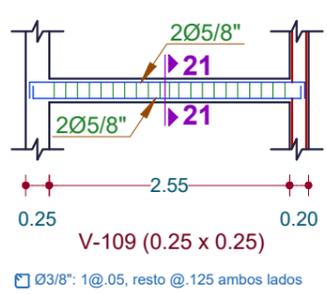
Escala: 1/25



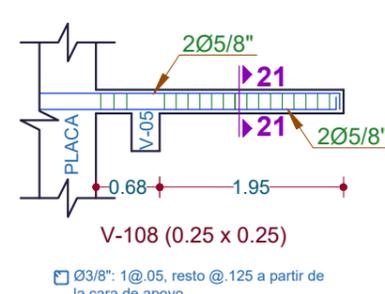
LEYENDA	
Acero Ø 1"	●
Acero Ø 3/4"	●
Acero Ø 5/8"	●
Acero Ø 1/2"	●



V-112 (0.30 x 0.65)



V-109 (0.25 x 0.25)

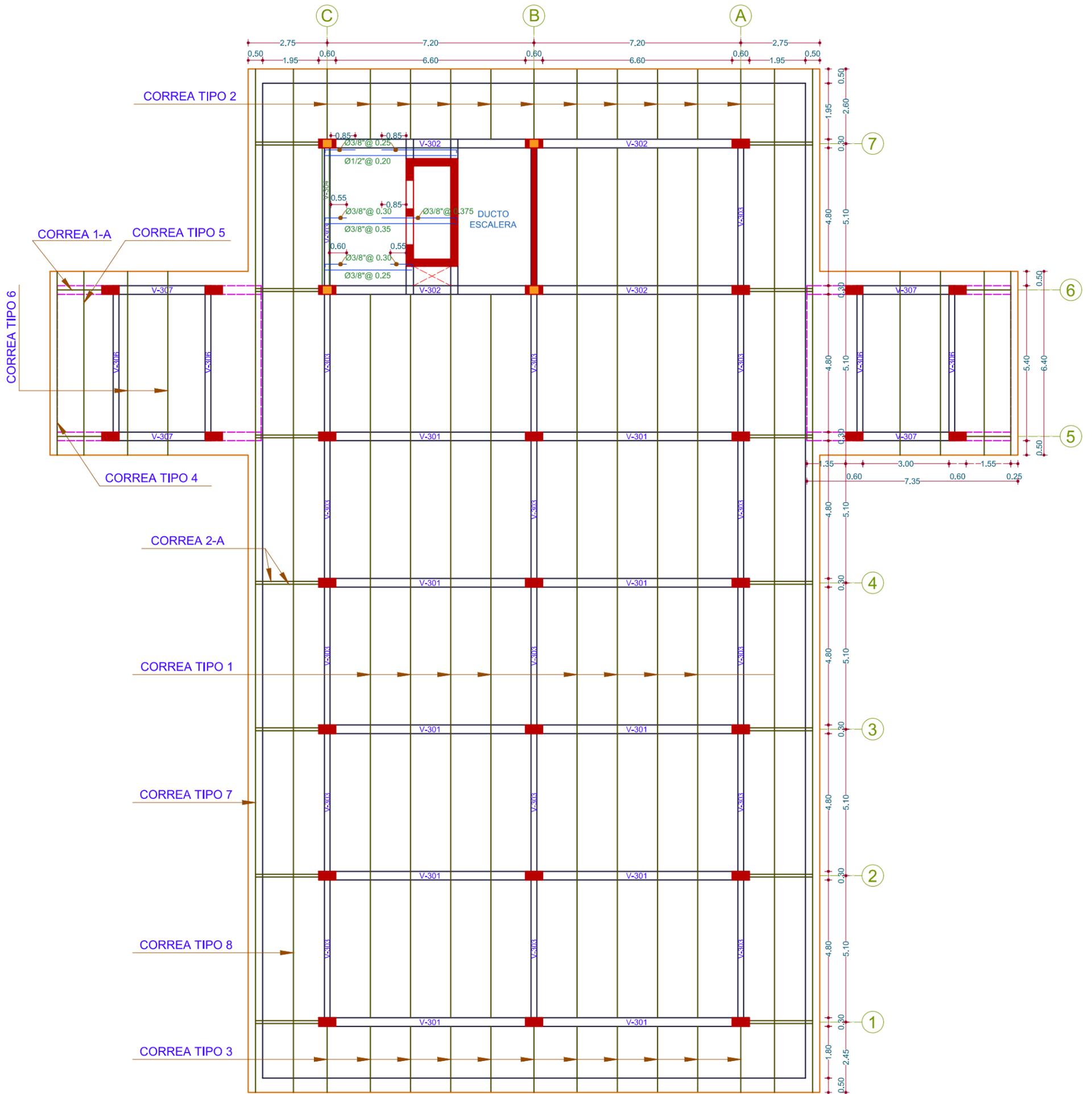


V-108 (0.25 x 0.25)

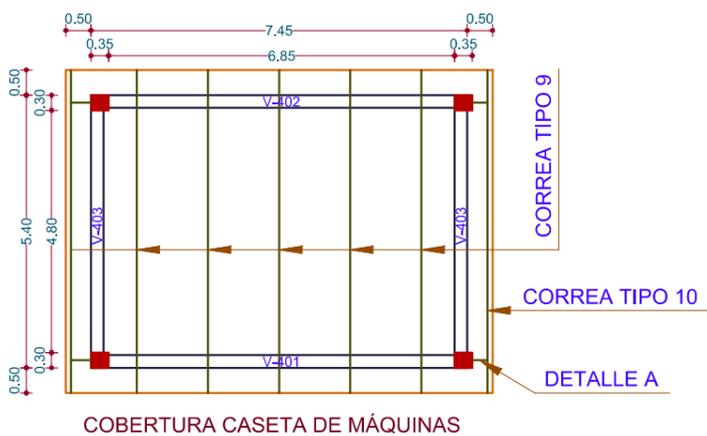
Escala: 1/75

Fuente: Tomado de Amorós y Urteaga 1984

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>E-03</b>
<b>PLANO:</b> DETALLE DE VIGAS 02: PRIMER Y SEGUNDO NIVEL			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	



TERCER PISO: COBERTURAS Y LOSA DE CASETA DE MÁQUINAS



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**RECUBRIMIENTO MÍNIMO**

Vigas = 4.00 cm  
 Losa maciza = 2.00 cm

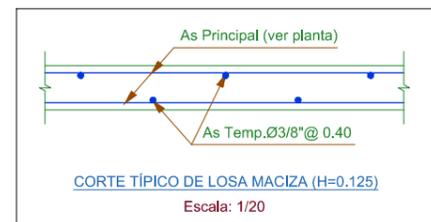
**SOBRECARGA**

Caseta de máquinas = 500 kg/m<sup>2</sup>  
 Coberturas livianas = 30 kg/m<sup>2</sup>

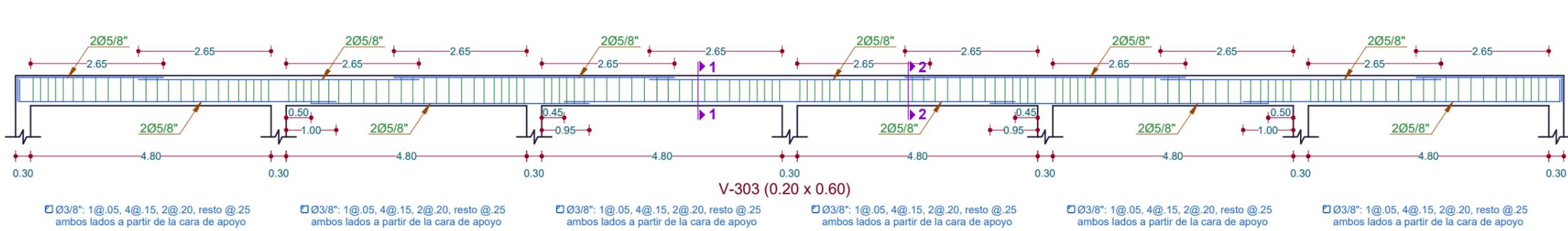
**CARGA DEBIDO AL VIENTO**

**Sobre coberturas livianas**

Presión = 60 % de 30 = 18 kg/m<sup>2</sup>  
 Succión = 40 % de 30 = 12 kg/m<sup>2</sup>

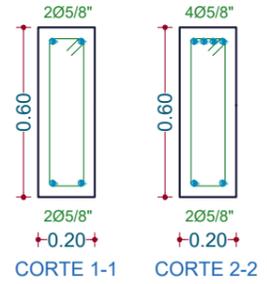


<b>TESIS:</b> <b>RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			  <b>E-04</b>
<b>PLANO:</b> COBERTURAS Y LOSA DE CASETA DE MÁQUINAS			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:140	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

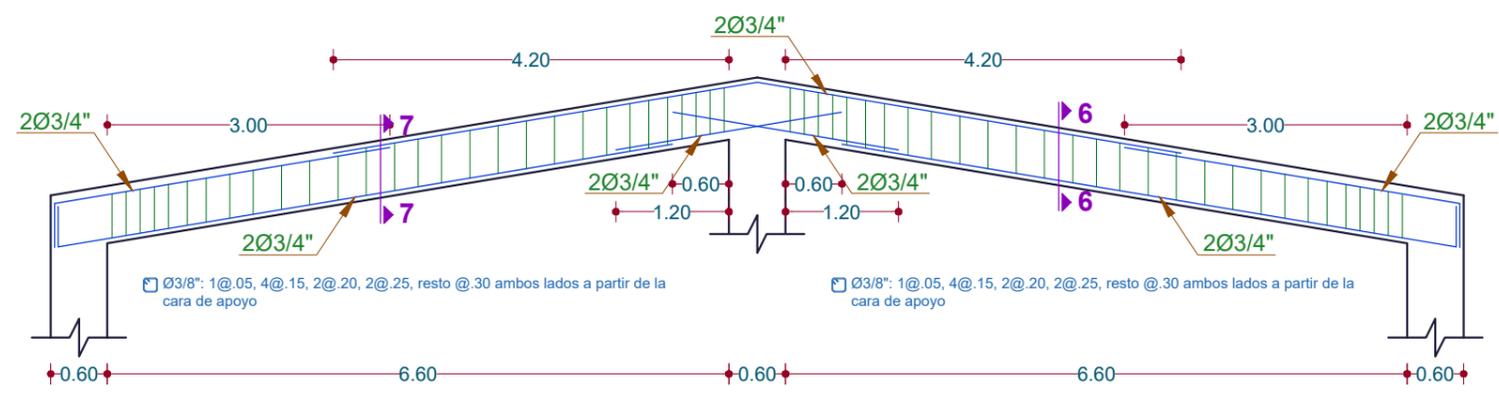


V-303 (0.20 x 0.60)

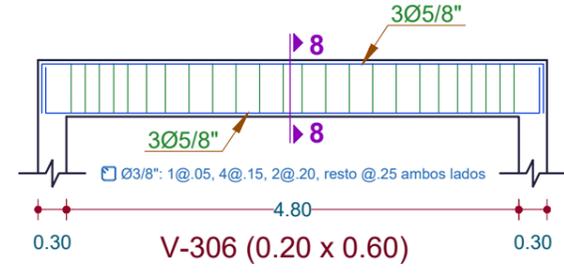
Escala: 1/100



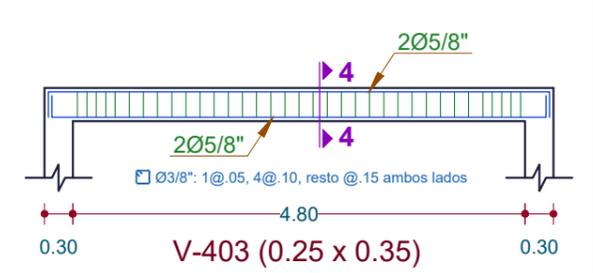
Escala: 1/25



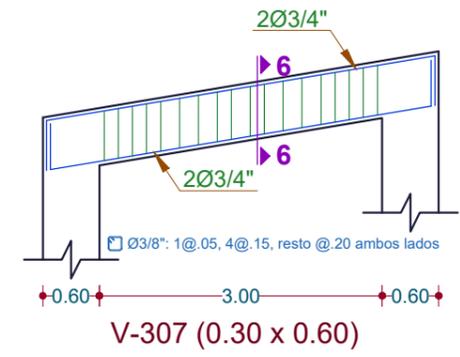
V-301 (0.30 x 0.60)



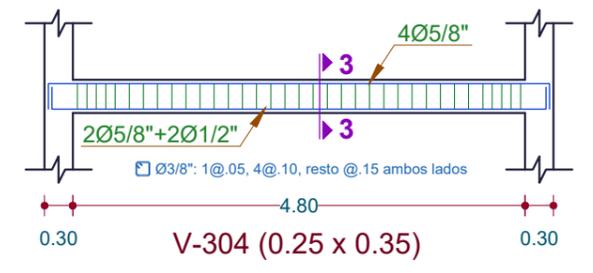
V-306 (0.20 x 0.60)



V-403 (0.25 x 0.35)

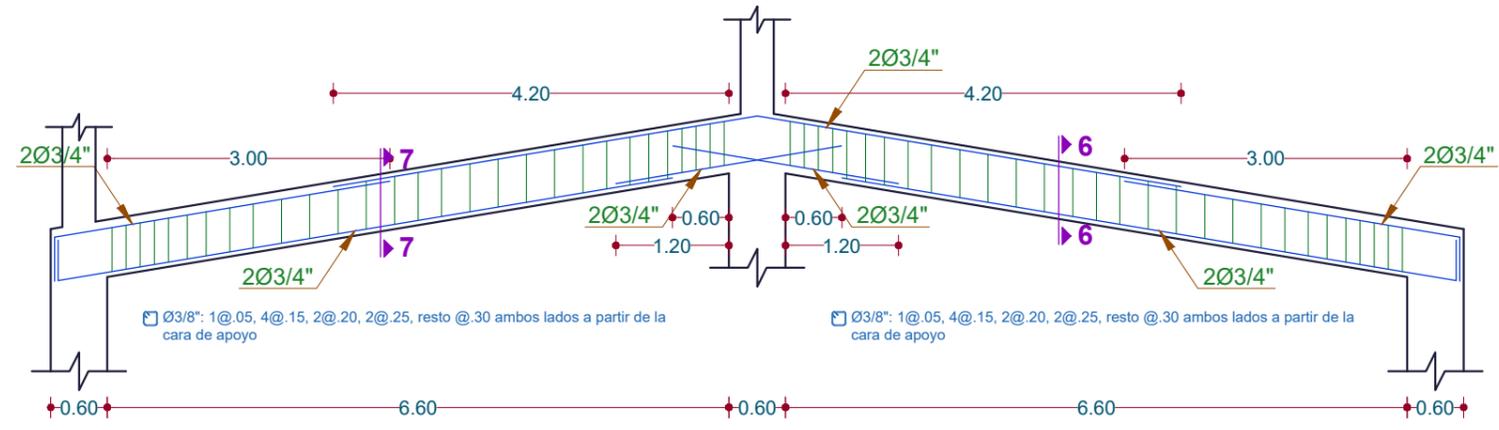


V-307 (0.30 x 0.60)

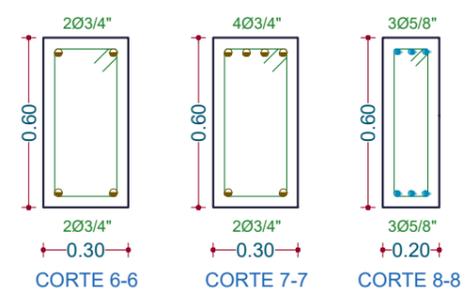


V-304 (0.25 x 0.35)

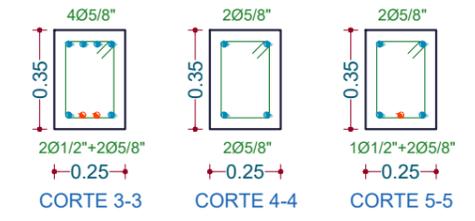
Escala: 1/75



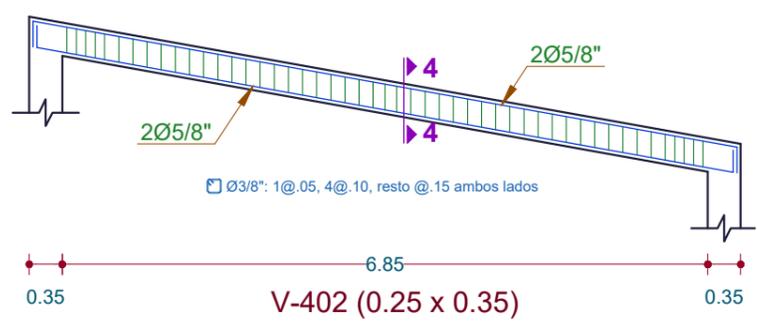
V-302 (0.30 x 0.60)



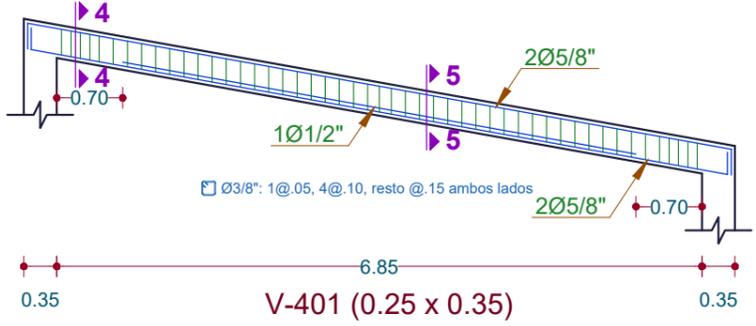
Escala: 1/25



Escala: 1/25



V-402 (0.25 x 0.35)



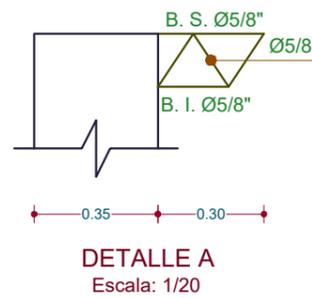
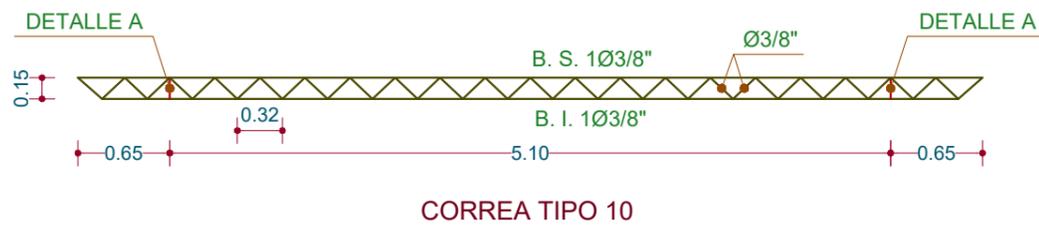
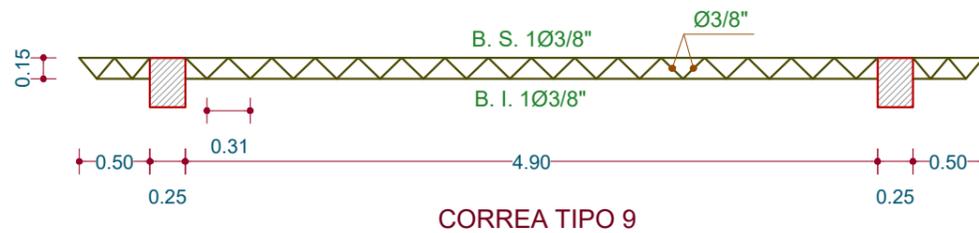
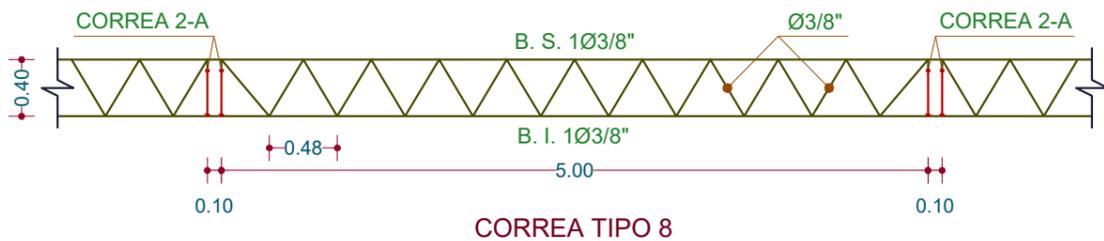
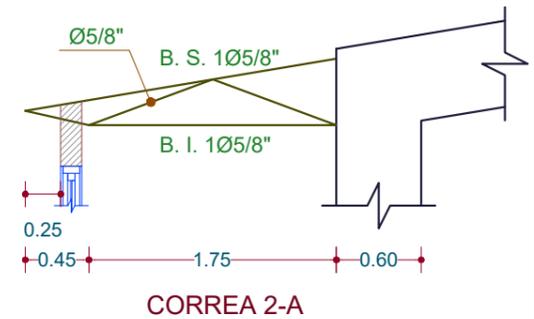
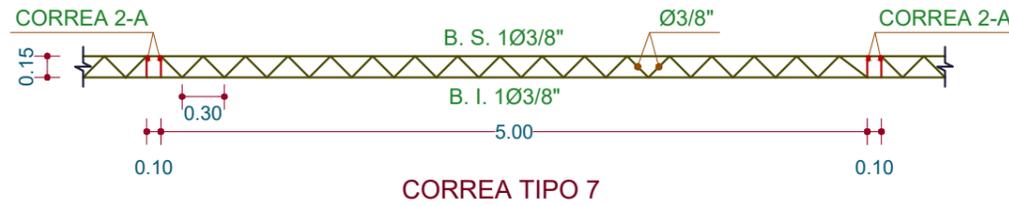
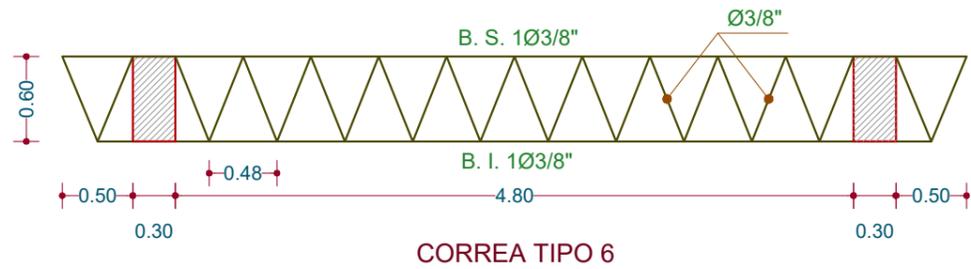
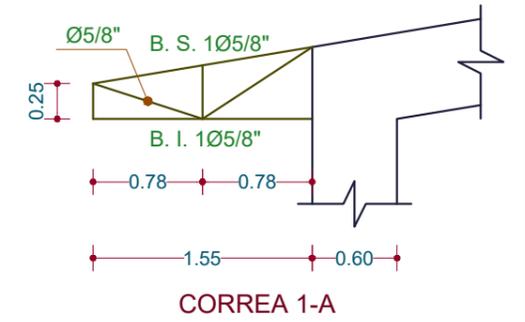
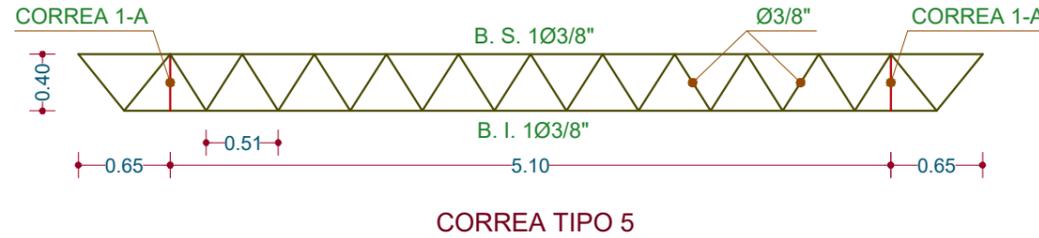
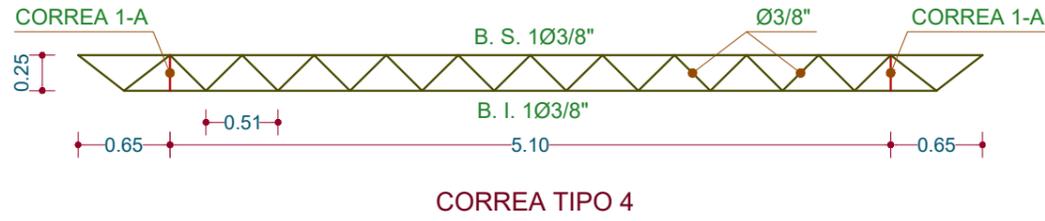
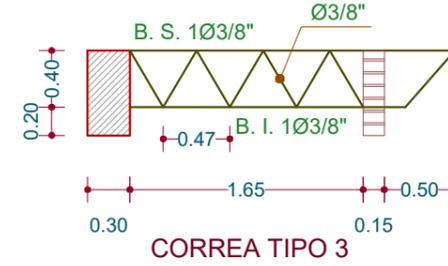
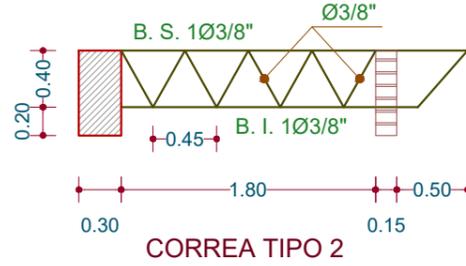
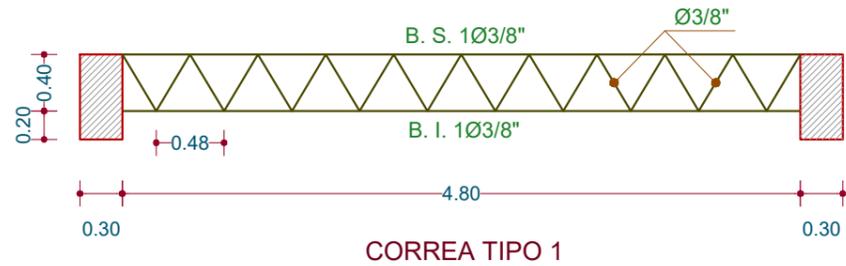
V-401 (0.25 x 0.35)

Escala: 1/75

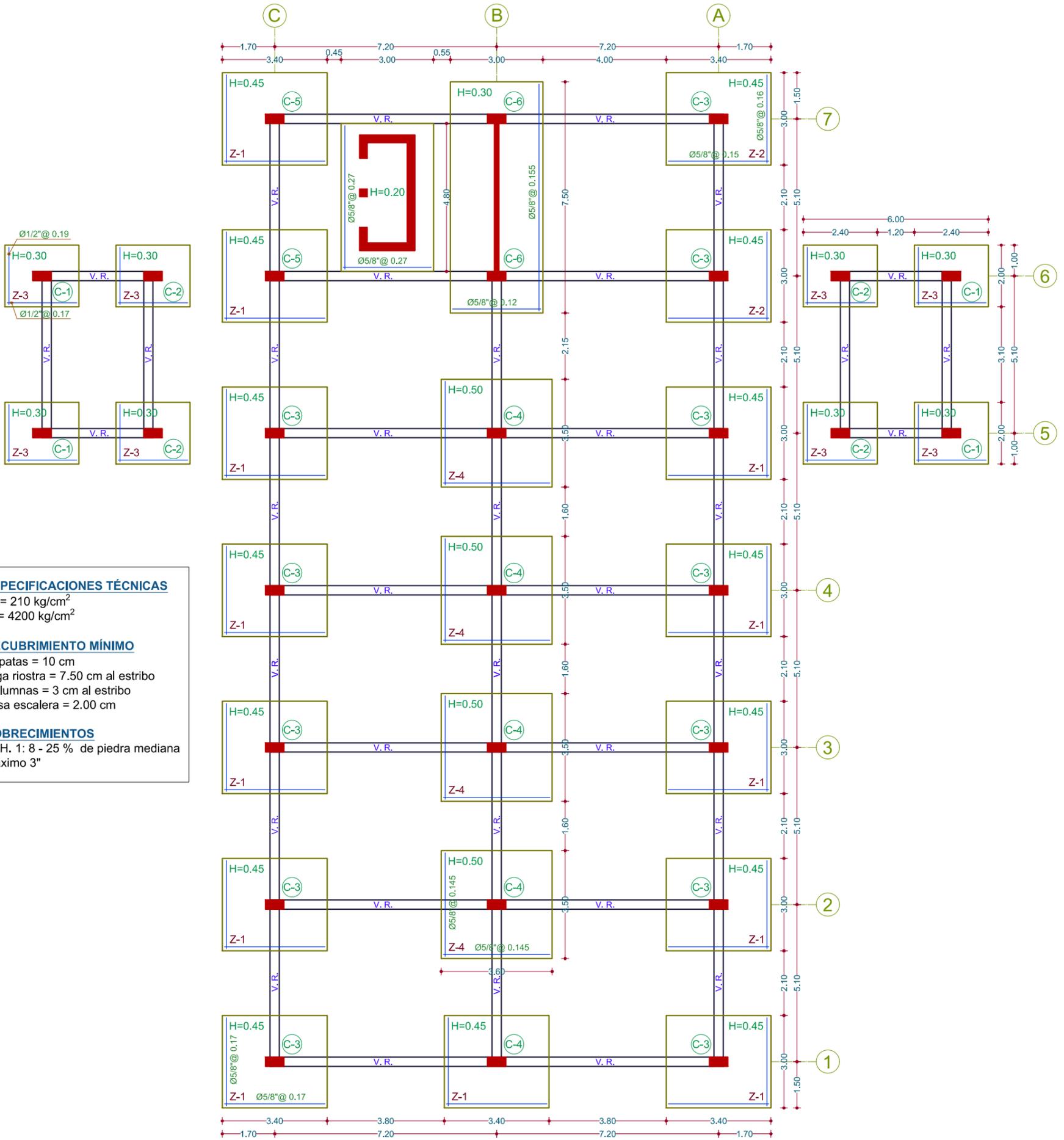
LEYENDA	
Acero Ø 1"	●
Acero Ø 3/4"	●
Acero Ø 5/8"	●
Acero Ø 1/2"	●

<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>E-05</b>
<b>PLANO:</b> DETALLE DE VIGAS: TERCER NIVEL		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

Fuente: Tomado de Amorós y Urteaga 1984



<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			 <b>E-06</b>
<b>PLANO:</b> DETALLE DE CORREAS		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:50	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

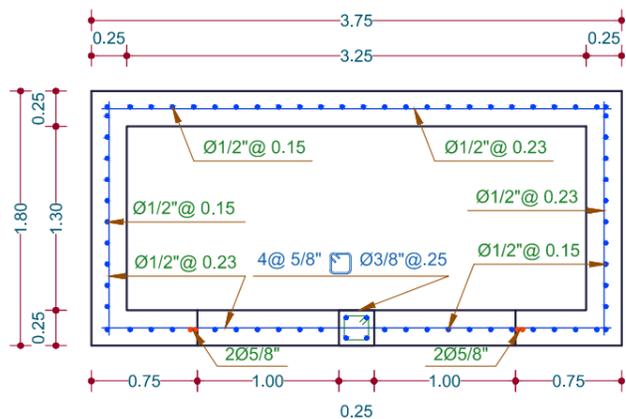


PLANTA CIMENTACIÓN  
Escala: 1/140

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**  
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

**RECUBRIMIENTO MÍNIMO**  
 Zapatas = 10 cm  
 Viga riostra = 7.50 cm al estribo  
 Columnas = 3 cm al estribo  
 Losa escalera = 2.00 cm

**SOBRECIMENTOS**  
 C: H. 1: 8 - 25 % de piedra mediana máximo 3"

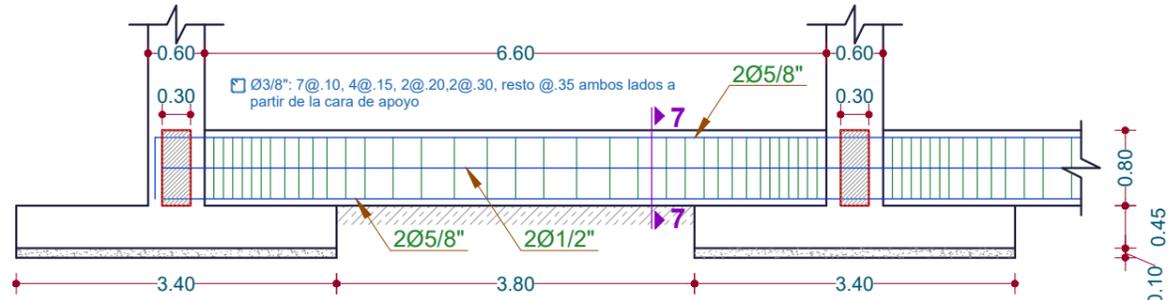


PLACA MONTACARGAS  
Escala: 1/50

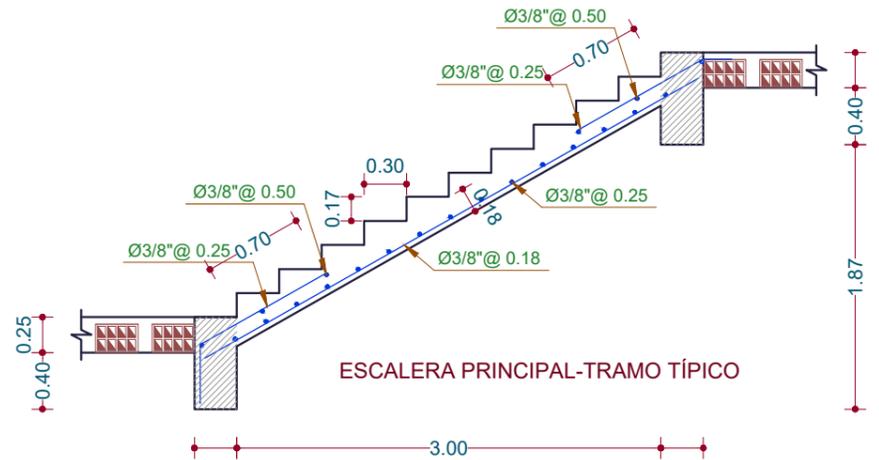


PLACA EJE B  
Escala: 1/50

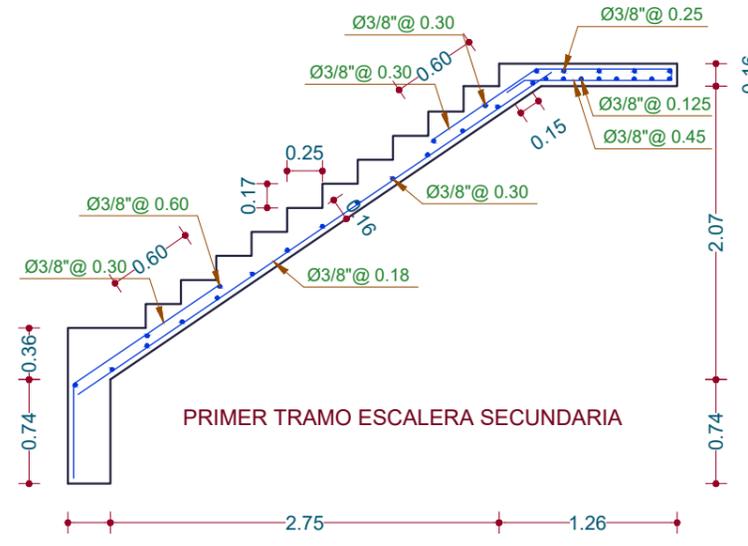
<b>TESIS:</b> RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA			  <b>E-07</b>
<b>PLANO:</b> CIMENTACIÓN Y PLACAS			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	



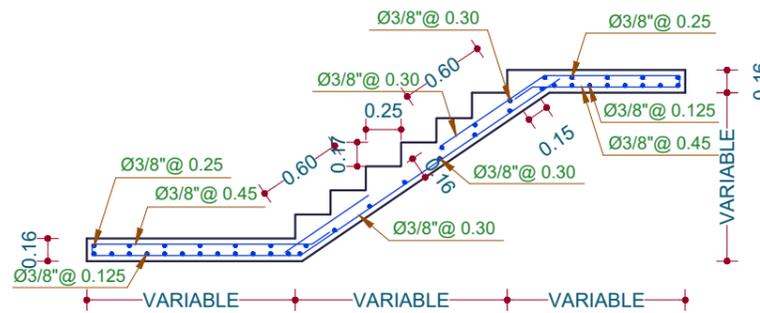
DATALLE VIGA RIOSTRA  
Escala: 1/75



ESCALERA PRINCIPAL-TRAMO TÍPICO



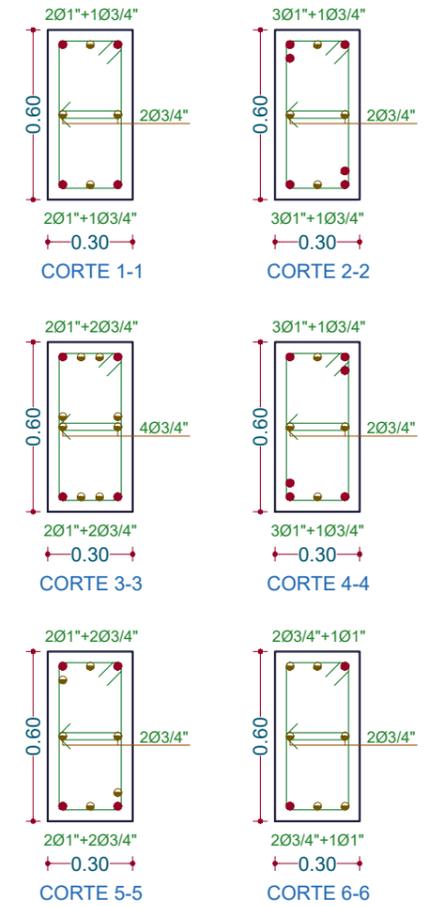
PRIMER TRAMO ESCALERA SECUNDARIA



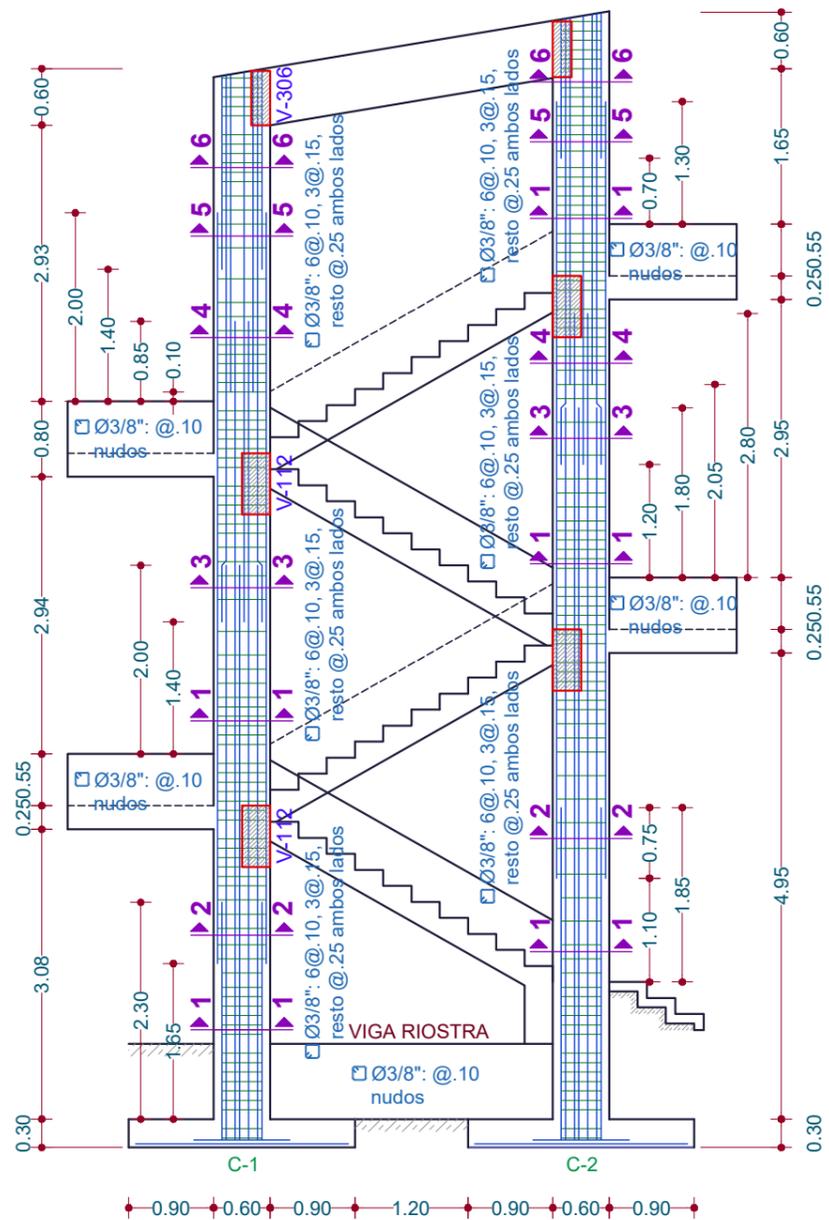
TRAMO TÍPICO ESCALERA SECUNDARIA

Escala: 1/50

SECCIONES



Escala: 1/25

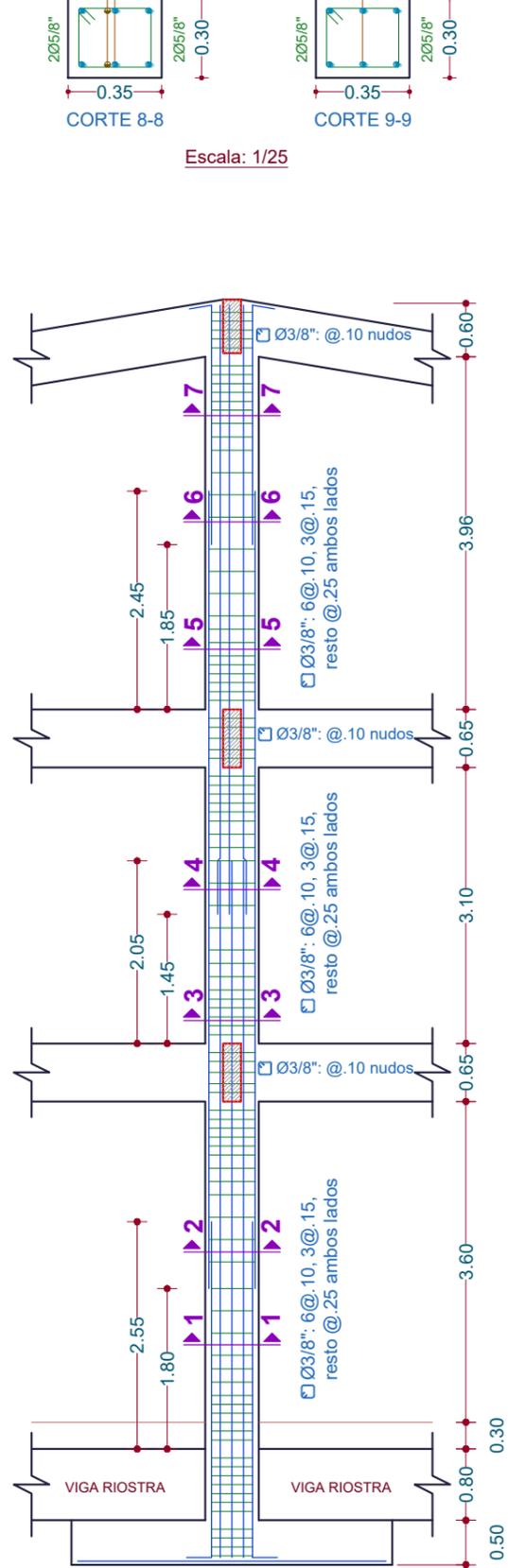
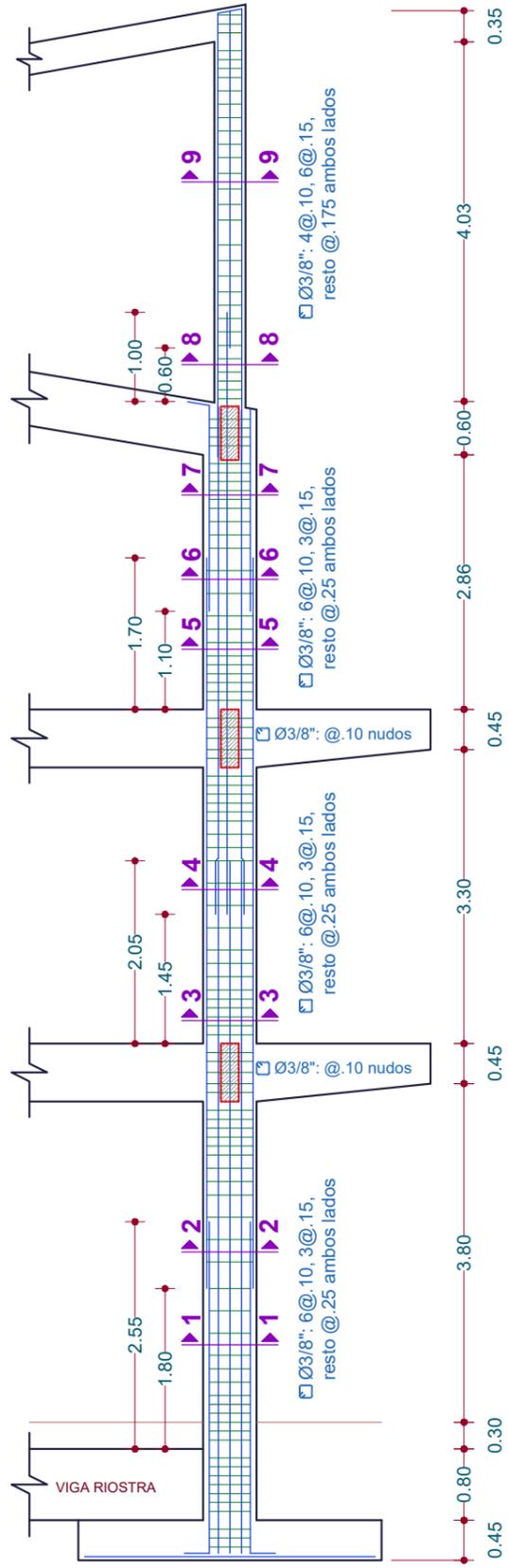
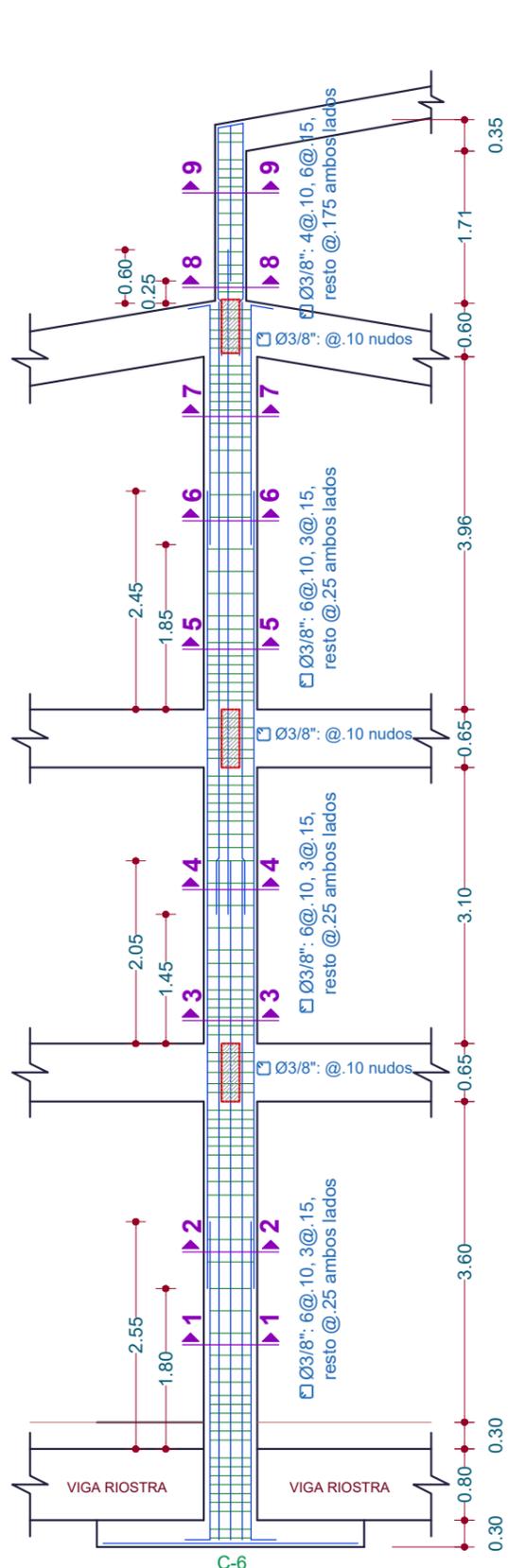


ESCALERA PRINCIPAL

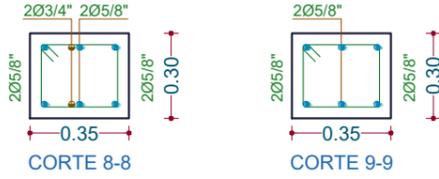
Escala: 1/75

LEYENDA	
Acero Ø 1"	●
Acero Ø 3/4"	●
Acero Ø 5/8"	●
Acero Ø 1/2"	●

<b>TESIS:</b> <b>RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			
<b>PLANO:</b> ESCALERAS, COLUMNAS Y VIGA RIOSTRA			
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	E-08
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> INDICADAS	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	

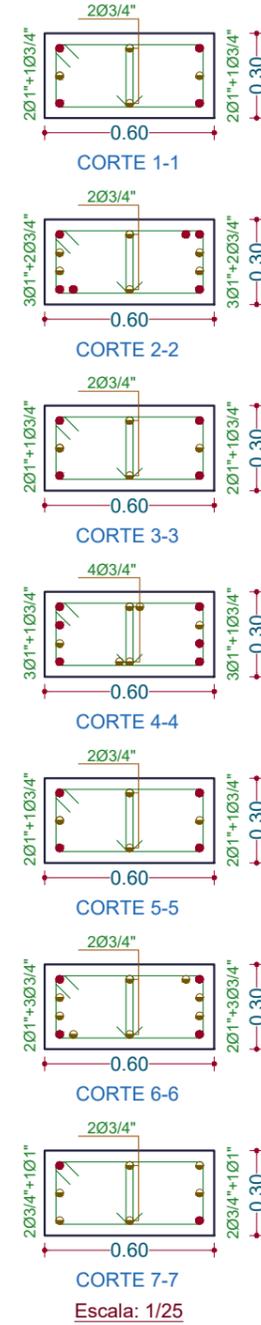


SECCIONES

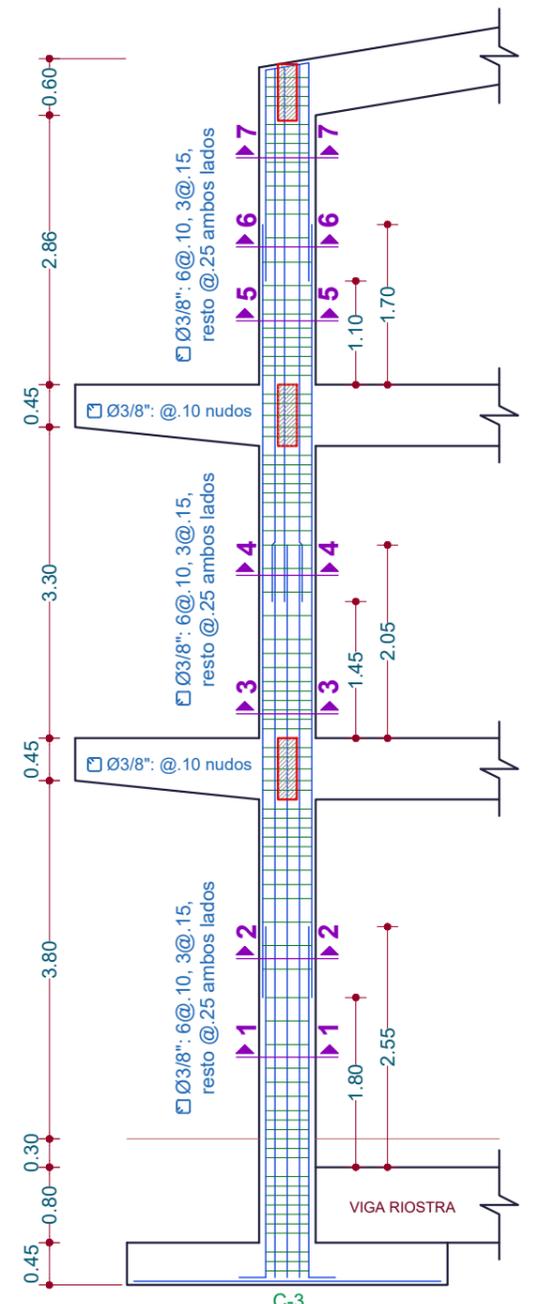


Escala: 1/25

SECCIONES



Escala: 1/25



Fuente: Tomado de Amorós y Urteaga 1984

<b>TESIS:</b> <b>RIESGO SÍSMICO DEL EDIFICIO DEL COMEDOR UNIVERSITARIO DE LA</b> <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b>			  <b>E-09</b>
<b>PLANO:</b> COLUMNAS		<b>PLANO:</b>	
<b>DEPTO:</b> CAJAMARCA	<b>PROVINCIA:</b> CAJAMARCA	<b>DISTRITO:</b> CAJAMARCA	
<b>TESISTA:</b> BACH. ROMÁN CAMPOS IRIGOÍN		<b>ESCALA:</b> 1:75	
<b>ASESOR:</b> DR. ING. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO		<b>FECHA:</b> ABRIL DE 2019	