

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA APLICANDO UN
ESTUDIO GEOTÉCNICO EN LA EDIFICACIÓN “RESIDENCIAL
LAS PALOMAS 160” DEL DISTRITO DE SURQUILLO.**

TESIS

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

PRESENTADA POR:

Bach. VILCA DEL AGUILA, NICOLE EMILY

Bach. VIOLETA RAMOS, ROBERTH ANGEL

Asesor: ING. TORRES CHUNG, CÉSAR ROBERTO

LIMA – PERÚ

2020

DEDICATORIA

A Dios, por darme la vida y salud para permitirme
llegar a este momento tan especial en mi vida,
por haberme guiado en cada paso
y bendecirme con todo lo que tengo.

Dedico mi tesis con todo mi corazón a mis padres
Jorge y Rocio y a mi hermano Jorge Oswaldo;
por su apoyo, motivación, amor incondicional, sus valores
y el sacrificio que han hecho para que pueda culminar
satisfactoriamente mi carrera profesional.
Con todo el amor siempre, para mi familia Vilca del Aguila.

A la memoria de mi abuelita: Orfilia Navarrete,
por haberme guiado por el buen camino,
que desde el cielo sé que me está cuidando
y que de seguro estará muy orgullosa.

Vilca del Aguila, Nicole Emily

Dedico esta tesis a Dios por darme vida y salud
y guiándome, dándome sabiduría para tomar
las mejores decisiones de mi vida.
A mis padres por todo su apoyo incondicional
que me inculcaron desde pequeño la disciplina
de estudiar y luchar por mis sueños, para mi mamita
la dulce que siempre creyó en mi sueño de ser ing.
A mi hijo Alonso que siempre ha sido y será el motor de mi vida
y para toda mi familia en general, esto va para todos ustedes.

Violeta Ramos, Roberth Ángel

AGRADECIMIENTOS

A los ingenieros Cesar Torres y Dayma Carmenates por el asesoramiento, supervisión, apoyo y paciencia durante todo el proceso de la elaboración de la tesis. A pesar de las circunstancias, siempre hemos sentido las ganas de transmitirnos sus conocimientos.

A la Universidad Ricardo Palma, por las enseñanzas durante todos estos años, experiencias y sobre todo los valores que nos han inculcado para ser unos profesionales de bien.

A nuestras familias por el apoyo incondicional para poder culminar esta primera etapa de nuestra vida profesional. Estamos eternamente agradecidos.

Nicole Vilca y Roberth Violeta

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.1 Descripción del problema	2
1.2 Formulación del problema	3
1.2.1. Problema general.....	3
1.2.2. Problemas específicos.....	3
1.3 Importancia y Justificación del Estudio	4
1.4. OBJETIVOS	5
1.4.1 Objetivo general:	5
1.4.2 Objetivos específicos:.....	5
1.5 Delimitación de la investigación: temporal y espacial.....	5
1.5.1 Delimitación espacial	5
1.5.2 Delimitación temporal	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 Antecedentes del estudio de investigación.....	8
2.1.1. Ámbito internacional	9
2.1.2. Ámbito nacional	11
2.2 Bases teóricas vinculadas a las variables de estudio.....	13
2.2.1 Vulnerabilidad sísmica	13
2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio	34
2.3.1 Zonificación Sísmica de Lima Metropolitana y Callao.....	34
2.3.2 Tipo de suelo	36
2.3.3 Perfiles estratigráficos	38
2.3.4 Evaluación de la vulnerabilidad y peligro sísmico.....	38
2.4 Mecánica de los suelos.....	39
2.4.1 Clasificación de los suelos.....	39
2.4.2 Propiedades físicas de los suelos	39
2.4.3 Gravedad específica de las partículas.....	40
2.4.4 Relación peso – volumen.....	41
2.4.5 Límites de Atterberg.....	44
2.4.6 Índice de liquidez	45

2.5 Dinámica de los suelos.....	46
Propiedades principales de dinámicas de los suelos.....	48
2.6 Teoría de presión lateral para condiciones estáticas	49
2.6.1. Presión activa de tierra de Coulomb en condiciones estáticas	49
2.6.2. Presión pasiva de tierra de Coulomb en condiciones estáticas.....	53
2.7 Teoría de presión lateral para condiciones dinámicas.....	55
2.7.1. Presión activa de tierra de Mononobe – Okabe en condiciones dinámicas:..	55
2.7.2. Presión pasiva de tierra de Mononobe – Okabe en condiciones dinámicas ..	59
2.8 Método estático para capacidad portante	62
2.8.1 Teoría de Terzagui.....	62
2.9 Métodos dinámicos para capacidad portante	67
2.9.1 Método de Richard	67
2.10 Definición de términos básicos	76
2.11 Hipótesis o Supuestos teóricos.....	77
2.11.1 Hipótesis general	77
2.11.2 Hipótesis específicas	77
2.12 Variables de estudio	78
2.12.1 Operacionalización de las variables	78
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO.....	79
3.1 Tipo y nivel de investigación	79
3.1.1 Tipo de investigación	79
3.1.2 Nivel de la investigación	79
3.2 Población de estudio	79
3.3 Diseño muestral.....	79
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	80
3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos.....	80
3.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	80
3.5 Procedimientos para la recolección de datos	80
3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos	81
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN PARA UNA ESTRUCTURA REPRESENTATIVA EN CONDICIONES ESTÁTICA Y DINÁMICA	82
4.1. Descripción del caso	82
4.2. Diagrama de flujo del proceso	82

4.2.1 Recopilación y verificación de a información.....	83
4.3. Zona de estudio	83
4.3.1. Delimitación de la zona y punto de investigación.....	83
4.3.2. Características topográficas.....	83
4.3.3. Características geológicas	84
4.3.4. Ficha de reporte	84
4.4. Exploración y extracción de muestras del punto de investigación	84
4.4.1. Parámetros geotécnicos	85
4.4.2. Perfil estratigráfico	85
4.5. Sismicidad en la zona de estudio	92
4.5.1 Registro de aceleraciones en la zona delimitada	92
4.5.2. Análisis de la máxima aceleración de la zona	94
4.6. Diagnóstico del comportamiento de la edificación.....	96
4.6.1 Demandas de cargas	96
4.6.2 Determinación de las demandas Máximas deformaciones para un sismo severo.....	99
4.6.3 Modelo matemático	104
4.6.4 Análisis estático en dirección X	114
4.6.5 Análisis estático en dirección Y	116
4.7 Cuantificación del estado de los elementos estructurales y daño inducido	118
4.7.1 Determinación de la Resistencia de la Estructura.	119
4.8 Cálculo de la Capacidad de Carga Estática.....	119
4.8.1. Cálculo de presión Pasiva – Activa y ángulo crítico de ruptura estático	119
4.8.2 Factores de Capacidad de Carga Estática.....	120
4.8.3. Aplicación de la Teoría de Terzaghi	121
4.9 Cálculo de la Capacidad de Carga Dinámica.....	122
4.9.1. Coeficiente de presión Activa – Pasiva y ángulo de ruptura dinámico	125
4.9.2. Factores de Capacidad de Carga Dinámica propuesta por Richard	126
4.9.3 Aplicación de la Teoría de Richard	127
4.10 Gráficos del Análisis	133
4.11. Capacidad de carga final para el diseño de cimentación (Qu).....	142
4.11.1. Modelamiento matemático de estructura representativa con Etabs v18.2.1	142
4.11.2 Verificación de presiones con Safe v16.0.1	142

4.12 Discusión de resultados.....	154
4.12.1 Contrastación de hipótesis general	155
4.12.2 Contrastación de hipótesis específicas	155
CONCLUSIONES	157
RECOMENDACIONES	159
ANEXO A	162
ANEXO B	164
ANEXO C	166
ANEXO D	168
ANEXO E	170
ANEXO F	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1 Zonas Sísmicas (E. 030-2018)	6
Figura N° 2 Delimitación de la edificación	6
Figura N° 3 Relaciones promedio de daño para diferentes tipos de construcción	20
Figura N° 4 Representación esquemática de las fases que constituyen un elemento de suelo	40
Figura N° 5 Relaciones peso-volumen Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones.....	43
Figura N° 6 Definición de los límites de Atterberg Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones	45
Figura N° 7 Valores de K_a para $\delta' = \phi' / 2$	51
Figura N° 8 Definición de los límites de Atterberg	52
Figura N° 9 Presión activa de Coulomb	52
Figura N°10 Valores de K_p para $\beta = 90^\circ$ y $\alpha = 0^\circ$	54
Figura N° 11 Presión pasiva de Coulomb.....	54
Figura N° 12 Derivación de la ecuación de Mononobe – Okabe	57
Figura N° 13 Inclinación del plano con la horizontal (según Davies, Richards, y Chen, 1986)	57
Figura N° 14 Valores de K_{AE} (ecuación N°21) con $K_v = 0$ y $\beta = 0^\circ$	59
Figura N° 15 Fuerza pasiva, PPE, en un muro de contención	60
Figura N° 16 Variación de KPE con el ángulo de fricción del suelo y K_h Fuente: “Principles of Soil Dynamics”, Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 369)..	60
Figura N° 17 Influencia de la pendiente del terreno en KPE (Según Davies, Richards, y Chen, 1986).....	61
Figura N° 18 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (Corrida).....	62
Figura N° 19 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida).....	63
Figura N° 20 Factores de capacidad de cargas elaborada por Kumbholkar (1993).	65
Figura N° 21 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N'_c , N'_q y N'_γ	65
Figura N° 22 Campo de Deslizamiento Estático de Prandtl.....	68
Figura N° 23 Campo de deslizamiento estático simplificado con cuña coulomb	68
Figura N° 24 Mecanismo de Coulomb (con la fricción de la pared, δ)	69

Figura N° 25 Comparación de pradt y coulomb. Tipo Mecanismos y factores de capacidad de carga estática.	71
Figura N° 26 Mononobe – Okobe análisis para $\phi = 36^\circ$, $\delta = \phi/2$: a) Inclinación de la Superficie de Falla; b) Coeficiente de presión sísmica; c) Mecanismo de falla para $k_h/(1 - k_v) = 0.3$	72
Figura N° 27 Factores de capacidad de carga sísmica y relaciones a valores estáticos para $\phi = 36$	74
Figura N° 28 Relación sísmica a estática para capacidad portante.....	75
Figura N° 29 Área de Investigación y la delimitación para el Terreno de exploración.	83
Figura N° 30 Red sísmica Nacional (RSN)	93
Figura N° 31 Red Acelerométrica Nacional (RAN).....	94
Figura N° 32 Mapa de estación de Acelerógrafo (Estación Lima) y estaciones de Acelerómetros (San Isidro, San Borja, Miraflores y Santiago de Surco).	95
Figura N° 33 Mapa de zonas sísmicas en el Perú	100
Figura N° 34 factores de zona “Z”	100
Figura N° 35 factor de suelo “S”	101
Figura N° 36 periodos “Tp” y “TL”	101
Figura N° 37 Gráfico del espectro de aceleraciones.....	102
Figura N° 39 Modelo matemático de la residencial las palomas 160 en 3D del programa Etabs 18.....	105
Figura N° 40 Figura de modelado del traslacional sentido X (T=0.927)	106
Figura N° 41 Modo 2 Traslacional sentido Y (T=0.363s)	108
Figura N° 42 Modo 3 Traslacional Rotacional (T=0.340 s)	109
Figura N° 43 Representación en planta de puntos a analizar de la edificación.	112
Figura N° 44 Representación de resultados de las distorsiones en dirección X	114
Figura N° 45 Mapa de microzonificación sísmica-geotécnica para Lima metropolitana y Callao (CISMID, 2015 e IGP, 2010), según la Norma E.030.	124
Figura N° 46 Mapa de peligro por sismo para Lima Metropolitana y Callao, considerando la zonificación de suelos propuesta por CISMID (2015)	129
Figura N° 47 Mapa síntesis de vulnerabilidad para Lima Metropolitana y Callao (Zona Centro).	130
Figura N° 48 Matriz de doble entrada para el cálculo del riesgo sísmico.....	131
Figura N° 49 Mapa de riesgo por sismo para Lima Metropolitana y Callao (Zona Centro).....	132
Figura N° 50 Capacidad de carga admisible estática (q_u) y la relación D_f/B	133

Figura N° 51 Capacidad de carga admisible dinámica (quE) por ambos métodos y la relación Df/B	134
Figura N° 52 Ratios de capacidad de carga de Richard durante la intensidad sísmica horizontal.....	135
Figura N° 53 Representación en planta de zapatas en la cimentación (AutoCAD 2020).....	136
Figura N° 54 Modelamiento de la edificación “Residencial las palomas 160”.....	137
Figura N° 55 Exportación de cimentación al SAFE 2016.....	138
Figura N° 56 Cargas Muertas sobre la cimentacion.....	138
Figura N° 57 Cargas Vivas sobre la cimentacion.....	139
Figura N° 58 Cargas Sísmicas dirección X	139
Figura N° 59 Cargas sísmicas dirección Y	140
Figura N° 60 Contorno de presión de suelos	140
Figura N° 61 Momento dirección 2-2 en zapatas	141
Figura N° 62 Momento dirección 1-1 en zapatas	141
Figura N° 63 Verificación de presiones en el programa SAFE 2016.....	143
Figura N° 64 Propiedades de la zapata en el SAFE 2016.....	144
Figura N° 65 Datos introducidos de zapatas de la cimentación en el SAFE 2016.....	144
Figura N° 66 Modelamiento de zapatas en SAFE 2016.....	145
Figura N° 67 Propiedades de las vigas de cimentación del SAFE 2016.....	146
Figura N° 68 Modelamiento de vigas de la cimentación en SAFE 2016.....	147
Figura N° 69 Modelamiento de la cimentación en el SAFE 2016.....	148
Figura N° 70 Valores de módulo de balasto	149
Figura N° 71 Coeficiente de balasto para el análisis en SAFE.....	150
Figura N° 72 Comprobación con la capacidad admisible estática de valor en el rango de $q_{admi} = (6.00 \text{ kg/cm}^2 ; 8.46 \text{ kg/cm}^2)$ Diagrama de presiones del modelamiento de la cimentación en el SAFE 2016 (Vista en planta)	151
Figura N° 73 Diagrama de presiones del modelamiento de la cimentación en el SAFE 2016 (Vista de perfil).....	152
Figura N° 74 Comprobación con la capacidad admisible dinámica de valor $q_{admdin} = 4.73 \text{ kg/cm}^2$	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1 Matriz de calificación de la vulnerabilidad método de Cardona	30
Tabla N° 2 Calificación de la vulnerabilidad del método argentino.....	31
Tabla N° 3 Gravedad específica de algunos suelos	41
Tabla N° 4 Diagrama de flujo de procedimiento.....	82
Tabla N° 5 Tabla de profundidad de las calicatas	84
Tabla N° 6 Tabla de resultados de ensayos estándar de clasificación NPT 339-128 - ASTM d422 contenido humedad NPT 339-127 - ASTM D2216 de de la calicata N°1	87
Tabla N° 7 Tabla de resultados de ensayos estándar de clasificación NPT 339-128 - ASTM d422 contenido humedad NPT 339-127 - ASTM D2216 de de la calicata N°2.....	89
Tabla N° 8 Tabla de resultados de ensayos estándar de clasificación NPT 339-128 - ASTM d422 contenido humedad NPT 339-127 - ASTM D2216 de de la calicata N°3	91
Tabla N° 9 Tabla de cargas muertas	96
Tabla N° 10 Tabla de cargas vivas	97
Tabla N° 11 Tabla de resumen de parámetros sísmicos de la edificación “Residencial las palomas 160”	103
Tabla N° 12 Tabla de estimación de masas aplicadas a la edificación en estudio.....	105
Tabla N° 13 Tabla de principales modos de vibración en la edificación.....	106
Tabla N° 14 Tabla de desplazamientos en la dirección X	110
Tabla N° 15 Tabla de desplazamientos en la dirección Y	111
Tabla N° 16 Tabla de distorsiones en dirección X	113
Tabla N° 17 Tabla de distorsiones en dirección Y	113
Tabla N° 18 Tabla de resultado del análisis estático en X de la edificación	115
Tabla N° 19 Tabla de resultado del cálculo de fuerza inercial y momento en X	116
Tabla N° 20 Tabla de resultado del análisis estático en Y de la edificación	117
Tabla N° 21 Tabla de resultado del cálculo de fuerza inercial y momento en Y	118
Tabla N° 22 Tabla de resultado De Coeficientes de presión Activa – Pasiva y ángulo crítico de ruptura estática para $\phi= 36^\circ$	120
Tabla N° 23 Tabla de cálculo del factor de capacidad de carga estática para $\phi=$ 36°	120
Tabla N° 24 Tabla de parámetros geotécnicos de campo y condiciones iniciales.	121

Tabla N° 25 Tabla de Capacidad última de carga (qul) y Capacidad portante admisible (qad) de la zapata corrida.....	122
Tabla N° 26 Tabla de capacidad última de carga (qul) y Capacidad portante admisible (qad) de la zapata cuadrada.....	122
Tabla N° 27: Parámetros evaluados para la determinación del peligro por sismo.....	125
Tabla N° 28 Tabla de Coeficientes de presión Activa – Pasiva y ángulo crítico de ruptura en condiciones estáticas para $\phi = 36^\circ$	126
Tabla N° 29 Factores de capacidad dinámica de Richard para $\phi = 36^\circ$	126
Tabla N° 30 Tabla de Capacidad portante admisible (qad) de la zapata corrida. Capacidad de carga admisible dinámica para el diseño para un $\phi = 36^\circ$ y FS= 3.00.	128
Tabla N° 31 Tabla de Capacidad portante admisible (qad) de la zapata cuadrada. Capacidad de carga admisible dinámica para el diseño para un $\phi = 36^\circ$ y FS= 3.00.....	128
Tabla N° 32 cuadro de cargas totales por cada zapata	143
Tabla N° 33 Cálculos para el módulo de balasto	150

RESUMEN

El territorio peruano está ubicado en una zona de frecuente actividad sísmica debido a que le corresponde geográficamente la franja de fricción del movimiento de la placa de Nazca y Sudamericana. Por tal razón es necesario realizar investigaciones considerando que podemos sufrir este fenómeno ya que muchas veces no se consideran los efectos que se puede producir en la capacidad portante y solo se diseña para condiciones estáticas causando que las cimentaciones puedan fallar.

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo analizar la vulnerabilidad sísmica de la edificación “Residencial las palomas 160” usando los softwares ETABS 18 y SAFE 2016, tipo y profundidad de la cimentación y comparación técnica entre la capacidad portante estática y dinámica. Para analizar la vulnerabilidad de la edificación se modeló de manera que con los datos del estudio de suelos en condiciones existentes de la edificación expuesta se hace el análisis por ubicación de acuerdo a los niveles de peligro sísmico. Se usaron los factores de capacidad de carga estática para el cálculo de capacidad portante estático aplicando la teoría de Terzagui y para la capacidad dinámico se usaron factores de capacidad de carga dinámica aplicando la teoría de Richard, estos factores de carga se calculan a partir de parámetros geotécnicos que se obtuvieron del análisis de laboratorio.

Por esa razón se hace el cálculo de la capacidad portante en condiciones sísmicas para el diseño de cimentaciones ya que al no considerar los efectos sísmicos a lo largo trae consecuencias mortales.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, capacidad portante dinámica, capacidad portante estática, cimentación, peligro sísmico.

ABSTRACT

The Peruvian territory is located in a zone of frequent seismic activity because it corresponds geographically to the friction strip of the movement of the Nazca and South American plates. For this reason, it is necessary to carry out investigations considering that we can suffer this phenomenon since many times the effects that can be produced in the bearing capacity are not considered and it is only designed for static conditions causing the foundations to fail.

The objective of this research work was to analyze the seismic vulnerability of the building “Residencial las palomas 160” using the ETABS 18 and SAFE 2016 software, type and depth of the foundation and technical comparison between the static and dynamic bearing capacity. In order to analyze the vulnerability of the building, it was modeled so that with the data from the soil study in existing conditions of the exposed building, the analysis by location is made according to the levels of seismic danger. Static load capacity factors were used for the calculation of static bearing capacity applying Terzagui's theory and dynamic load capacity factors were used applying Richard's theory for dynamic capacity, these load factors are calculated from parameters geotechnical data obtained from laboratory analysis.

For this reason, the calculation of the bearing capacity in seismic conditions is made for the design of foundations and that by not considering the seismic effects throughout, it has fatal consequences.

Keywords: Seismic vulnerability, dynamic bearing capacity, static bearing capacity, seismic hazard, foundations, earthquakes, dynamic geotechnical parameters, seismic parameters.

INTRODUCCIÓN

El territorio peruano se encuentra ubicada en el borde occidental de América del Sur, región de mayor actividad sísmica, contiene el 85% de las actividades a nivel mundial. Por tal razón, es necesario conocer el conocimiento probable del peligro en un área determinada a fin de planificar y moderar los efectos que podrían producirse en el futuro. Si en algún momento algún área sufre algún evento sísmico significa que en el futuro volverá a ser afectado por este mismo.

Por tales razones es preciso hacer el análisis de vulnerabilidad de la edificación, mediante el estudio de suelos donde está ubicada permita predecir su comportamiento frente a este fenómeno. La presente investigación también pretende realizar una comparación técnica entre la capacidad portante estática y dinámica, aplicada en el diseño de la cimentación y recomendar el tipo y profundidad de la cimentación.

En el capítulo 1 se describe y plantea el problema que genera la investigación, los objetivos a alcanzar, se delimita la investigación en tiempo y tema y además de presentar la justificación y la importancia de la investigación.

En el capítulo 2 se desarrolla el marco teórico, los antecedentes de la investigación y las bases teóricas que servirán de base para la explicación de toda la tesis.

En el capítulo 3 se plantean metodología de estudio, explicando el tipo, nivel población y diseño muestral de investigación de la edificación en estudio.

En el capítulo 4 describe análisis y cálculo de la cimentación para una estructura representativa en condiciones estática y dinámica.

En el capítulo 5 se desarrollan las conclusiones y recomendaciones de la investigación realizada

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

Entre los fenómenos naturales que ocurren en nuestro planeta, los sismos son uno de los que ocurren con mucha frecuencia. A lo largo de los últimos años el mundo ha sufrido una serie de sismos las cuales han cobrado muchas vidas. Específicamente hablando, nuestro país que por estar ubicado dentro del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico” y casi al borde del encuentro de dos placas tectónicas, Sudamericana y la de Nazca, donde se produce el efecto de subducción es considerado uno de los países con más actividad sísmica en el mundo. La mayor cantidad de sismos en nuestro país es debido a la colisión de placas. A su vez, otra razón que produce, pero en menor magnitud es el crecimiento de la cordillera, que como es sabido, los sismos son impredecibles y pueden ser también tan dañinos como los de subducción. Ante este problema, el Perú ha ido implementando una serie de medidas para aminorar los daños que estos pueden producir. Según el Instituto geofísico del Perú (IGP) durante todo el 2019 se presentaron alrededor de 540 sismos de diferentes magnitudes, en su mayoría se registraron en la zona centro y sur del país. Una de estas medidas fue la inauguración de un sistema que generará una alerta de sismo con segundos de anticipación, según las estimaciones en el 2021 se colocarán 106 sensores sísmicos en toda la zona costera del Perú.

Asimismo, debemos tener presente que existe un silencio sísmico en la región costa centro de nuestro país, donde se ubica Lima Metropolitana y el Callao (con casi la tercera parte de la población del país) y otra zona de silencio sísmico en el sur que afectaría Arequipa, Moquegua y Tacna. (Instituto nacional de defensa civil, 2011, p.5)

Hernando Tavera, jefe institucional del Instituto Geofísico del Perú (2019) menciona que: En los últimos 60 años el IGP logró identificar dónde están las zonas de principal fuente que generan los sismos, así se observó que están frente a la costa. Las zonas vulnerables, ante la ocurrencia de un sismo, por el tipo de suelo serían Villa El Salvador y Ventanilla; mientras que si se observa por tipo de construcción se tiene a Cercado de Lima y el Callao con viviendas antiguas; así como San Juan de Miraflores, Comas, Independencia y San Martín de Porres. En tanto, los distritos que de tener buenas bases de diseño antisísmico- podrían ser menos vulnerables por el tipo de suelo son: Miraflores, San Isidro, Surco y Surquillo.

Los suelos cuanto más compactos, que se parezcan a la roca, el sacudimiento producido por el sismo será percibido con menor intensidad. (p. 5). El Plan de Prevención por Sismo 2010, en el distrito de Surquillo fue ejecutado por el Instituto Nacional de Defensa Civil, tuvo como objetivo principal identificar, calificar y cuantificar las edificaciones que se encuentran con un alto nivel de vulnerabilidad ante la posible ocurrencia de peligros sísmicos. Realizándose el proceso de inspección de las viviendas de material precario a fin de determinar su nivel de vulnerabilidad.

Como parte de la investigación, se ha efectuado un estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación del Edificio de Vivienda Multifamiliar Las Palomas de 9 Pisos + Semisótano + 3 Sótanos, ubicado en el distrito de Surquillo provincia y departamento de Lima. Este estudio se ha realizado mediante una investigación geotécnica que involucra trabajos de campo y ensayos de laboratorio, con la finalidad de determinar las características del subsuelo, obtener la capacidad portante admisible del suelo de fundación y recomendar, además, el tipo y profundidad de cimentación de las edificaciones a construirse en dicho distrito.

1.2 Formulación del problema

1.2.1. Problema general.

¿De qué manera es posible realizar el análisis de la vulnerabilidad sísmica aplicando un estudio geotécnico en las edificaciones del distrito de Surquillo?

1.2.2. Problemas específicos.

- a) ¿Mediante qué programa se realizará el análisis de vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas 160 en el distrito de surquillo?
- b) ¿De qué manera es posible determinar los parámetros geotécnicos estáticos y dinámicos para el cálculo de la capacidad portante en suelo de la residencial las palomas 160 ubicado en el distrito de Surquillo?

- c) ¿Qué recomendaciones se daría para el tipo y profundidad de cimentación de la vivienda multifamiliar las palomas 160 ubicada de Surquillo?

1.3 Importancia y Justificación del Estudio

Según una de las voces más autorizadas referente al tema de Sismo, el ingeniero Julio Kuroiwa, uno de los principales problemas en nuestro país es que gran parte de la población aún continúa construyendo sin acudir a los profesionales en la materia, sin exigir estudio de suelos. Según estudios realizados por la Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios del Perú, en un año, un aproximado de 50 mil predios informa se les edifican solo en la capital del País. Muchos de estas edificaciones presentan a corto plazo una serie de daños estructurales. A consecuencia de la falta de información es que muchas de las personas que deciden edificar sin un estudio de suelos previo es que sufren estas fallas y por la misma razón terminan gastando más de lo previsto ya que una vivienda mal construida puede llegar a costar un equivalente al 40% de la inversión que se hizo al edificarla. Es importante tener en cuenta el año de vida de nuestras viviendas, una persona no construye para únicamente vivir 10 o 20 años sino a sus familias futuras, “Doy un mensaje a las personas que invaden terrenos. Piensen que si construyen viviendas inseguras y encima le ponen tres o cuatro pisos más, le están poniendo una trampa a sus hijos o nietos, dependiendo del periodo de retorno del terremoto” El problema no solo ocurre en las zonas arenosas. Solo en Lima y Callao, más de 1 millón 800 mil personas viven en zonas de riesgo sísmico alto, según el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres. Para reducir esas cifras es necesario conocer sobre qué suelos no se debería construir. (Julio Kuroiwa, 2019).

En el distrito de Surquillo no cuenta con estudios que contengan información actualizada sobre el estado de conservación de las edificaciones antiguas, construidas con material de adobe, quincha, madera y otros; y que debido al deterioro y uso inadecuado se encuentran en riesgo de colapso. La presente investigación resulta necesaria, porque la información actualizada permite conocer la problemática de las edificaciones en el distrito de Surquillo y adoptar las medidas preventivas necesarias para evitar el colapso de las edificaciones, así como también, prevenir y preparar a la población ante posibles contingencias. Finalmente, el aporte del presente estudio es facilitar información para el diseño e implementación de estrategias de intervención integral orientadas a la solución de la problemática. (Instituto

nacional de defensa civil, 2011, p.12). Por lo que se realizará una visita a campo teniendo las consideraciones establecidas tipología estructural, materiales de construcción utilizado, diseño de cimentación y dimensionamiento de estructura y proceso constructivo. Para determinar la vulnerabilidad sísmica

1.4. OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general:

Analizar la vulnerabilidad sísmica aplicando un estudio geotécnico en la edificación “Residencial las palomas 160” del distrito de Surquillo.

1.4.2 Objetivos específicos:

- a) Evaluar mediante los programas ETABS 18 y SAFE 2016 el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas en el distrito de surquillo.
- b) Determinar la capacidad los parámetros geotécnicos estáticos y dinámicos para el cálculo de la capacidad portante en suelos del distrito de Surquillo.
- c) Determinar el tipo y profundidad de cimentación de las edificaciones a construirse en la zona mencionada.

1.5 Delimitación de la investigación: temporal y espacial

1.5.1 Delimitación espacial

La edificación en estudio está ubicada en Calle las palomas 160 en el distrito de Surquillo. Geográficamente según la Norma Técnica Peruana E.030–2018 el distrito de surquillo, perteneciente a la provincia de Lima, se encuentra en una zona altamente sísmica (Zona 4) como se muestra en la Figura N° 1.

Figura N° 1 Zonas Sísmicas (E. 030-2018)



Fuente: Norma técnica e.030 “diseño sismorresistente”

coordenadas : 12°07'02"S 77°01'14"O

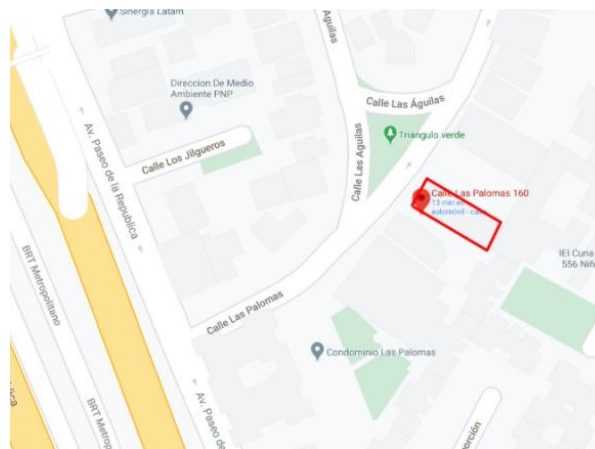
Distrito: Surquillo

provincia: Lima

Departamento: Lima

En la figura N° 2 se muestra la delimitación del distrito de Surquillo en vista planta del Google maps.

Figura N° 2 Delimitación de la edificación.



Fuente: Ubicación de la edificación (Google maps)

1.5.2 Delimitación temporal

Los estudios de campo del edificio multifamiliar las palomas se realizaron en el mes de marzo del año 2019 y de ese estudio, se tomó los resultados de las pruebas de ensayo para el dicho desarrollo de la tesis.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio de investigación

Según Braja M., Das (1993), define:

La mecánica del suelo es la rama de la ingeniería civil que se ocupa de las propiedades de ingeniería y el comportamiento del suelo bajo esfuerzos. Desde la publicación del libro *Erdbaumechanik aur Bodenphysikalischer Grundlage* por Karl Terzaghi (1925), los estudios teóricos y experimentales en el área de la mecánica del suelo han progresado a un ritmo muy rápido. La mayoría de estos estudios se han dedicado a la determinación del comportamiento del suelo en condiciones de carga estática, en un sentido más amplio, aunque el término carga incluye cargas estáticas y dinámicas. Las cargas dinámicas son impuestas en suelos y estructuras geotécnicas por varias fuentes, como terremotos, explosiones de bombas, operación de maquinaria, operaciones de construcción, minería, tráfico, viento y acciones de olas. Es bien sabido que las propiedades de EsfuerzoDeformación de un suelo y su comportamiento dependen de varios factores y pueden ser diferentes en muchos aspectos bajo condiciones dinámicas de carga en comparación con el caso de carga estática. La dinámica del suelo es la rama de la mecánica del suelo que se ocupa del comportamiento del suelo bajo carga dinámica, incluido el análisis de la estabilidad de estructuras de tierra y estructuras de retención. Durante los últimos 50 años, varios factores, como daños debidos a la licuefacción del suelo durante terremotos, estrictos requisitos de seguridad para centrales 7 nucleares, avances industriales (por ejemplo, diseño de cimentaciones para equipos de generación de energía y otras máquinas), diseño y construcción de las estructuras costa afuera y los requisitos de defensa han dado lugar a un rápido crecimiento en el área de la dinámica del suelo. (p. 1).

2.1.1. Ámbito internacional

Maldonado, Chio y Gomez (2007) en su investigación “Índice de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería basado en la opinión de expertos” presentó un modelo rápido y sencillo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería a escala regional. “En este sentido el método analizado se basó esencialmente en el reconocimiento de las características principales e influyentes en el daño que sufrirá una edificación de mampostería cuando ocurra un sismo”. “Para tal fin estableció once parámetros a los que les asignó un valor relativo de importancia en base a la opinión de expertos para ser multiplicados con su valor de importancia por medio de un promedio ponderado difuso. Como conclusión determinó que los parámetros considerados en el modelo considerado son aplicables a grandes escalas en ciudades con características similares a las consideradas en el estudio, permitiendo establecer las zonas más vulnerables de toda una ciudad”

Según Texaj (2005) en su tesis titulada: Determinación de la vulnerabilidad sísmica estructural en un sector de las zonas 1, 2, 3 y 4 de la Ciudad de Chimaltenango. Que tuvo como objetivo Realizar un estudio en el sector, por medio del método cualitativo ATC-21, propuesto por Applied Technology Council, que permita cuantificar la vulnerabilidad estructural y la cantidad de daños potenciales en elementos materiales y humanos, que podría sufrir el sector de la ciudad de Chimaltenango ante un 44 fenómeno sísmico con aceleraciones del suelo de $0.3g = 2.94 \text{ m/seg}^2$, o mayores, en la componente horizontal, con una probabilidad de ocurrencia de, al menos, una vez en cincuenta años, equivalente a 0.02.y llegó a la conclusión que los índices de vulnerabilidad estructural en el área evaluada son los siguientes: Mínima 70.17%, significativa 22.76%, alta 4.64%, muy alta 2.43%.

En 1908 y Tokio, Japón en 1923). A través de la experiencia, los ingenieros fueron encargados de evaluar los efectos de los sismos en las viviendas y en las edificaciones y de proponer medidas que minimizaran dichos efectos en el futuro. Es así como se fueron proponiendo los primeros conceptos de diseño sismorresistente y se iniciaron investigaciones en el área de la ingeniería sísmica en Japón y en estados Unidos (AIJ, 1998; Sarria M, 1995).

En muchas partes del mundo, los desastres causados por peligros naturales tales como terremotos, inundaciones, deslizamientos de tierra, sequías, incendios forestales, ciclones tropicales y oleadas de tormentas relacionados con los sismos; tsunamis y erupciones volcánicas han causado gran cantidad de pérdidas, tanto en términos de vidas humanas como en la destrucción de la infraestructura económica y social, sin mencionar su impacto negativo en los ya frágiles ecosistemas existentes. En efecto, en el período comprendido entre 1960 y el 2000, se presenció un incremento significativo en la ocurrencia, severidad e intensidad de los desastres, especialmente durante la década de los 90. Esta tendencia representa una importante amenaza al desarrollo sostenible y, por lo tanto, la comunidad internacional debe hacerle frente con un sentido de urgencia (ISDR, 2001).

En Colombia, la experiencia vivida en sismos posteriores al de Popayán en 1983, como los del Atrato Medio (1992), Páez (1994), Tauramena (1995) y Pereira (1995), demostraron la necesidad de actualizar la Norma de Diseño sismorresistente de 1984, adoptando nuevos esquemas de seguridad que permitan desarrollar técnicas constructivas más confiables. Es así como aparece la actual Norma de Diseño Sismo Resistente conocida también como la Ley 400 de 1997, en la cual se dedicó un capítulo para definir los criterios necesarios y un método para analizar Vulnerabilidad Sísmica de las edificaciones construidas antes del año de 1998. Adicionalmente, en diciembre del año 2000 se le anexó a esta Norma una sección de Análisis de Vulnerabilidad y otra de Metodologías Alternas. (Llanos et al, 2003).

En muchas partes del mundo, los desastres causados por peligros naturales tales como terremotos, inundaciones, deslizamientos de tierra, sequías, incendios forestales, ciclones tropicales y oleadas de tormentas relacionados con los sismos; tsunamis y erupciones volcánicas han causado gran cantidad de pérdidas, tanto en términos de vidas humanas como en la destrucción de la infraestructura económica y social, sin mencionar su impacto negativo en los ya frágiles ecosistemas existentes. En efecto, en el período comprendido entre 1960 y el 2000, se presenció un incremento significativo en la ocurrencia, severidad e intensidad de los desastres, especialmente durante la década de los 90. Esta tendencia representa una importante amenaza al desarrollo sostenible y, por

lo tanto, la comunidad internacional debe hacerle frente con un sentido de urgencia (ISDR, 2001).

2.1.2. Ámbito nacional

Tarque y Mosqueira (2005) proceso una técnica para estipular el peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico de la construcción de viviendas rusticas de albañilería confinada. Se realizó el estudio a 5 ciudades del territorio peruano chiclayo, Trujillo, Lima, Ica y Mollendo. Concluyéndose que solo el 10% de toda la población en estudio posee una vulnerabilidad baja y media.

Según Norabuena (2012) realizó una evaluación del peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico de los colegios de lima. En la investigación realizada se aplicó metodología de evaluación extrajera “Benedetti y Petrini”, esta metodología da una evaluación profunda del estudio a realizarse evaluando el peligro, la vulnerabilidad y riesgo sísmico en relación con las particularidades de la construcción en la vivienda. Concluyendo que las instituciones educativas de nivel secundario poseen una vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico elevado debido a que en la construcción de la misma no se empleó la normatividad vigente. RNE NTE 30

Criollo y Santiesteban (2018) en su investigación “Vulnerabilidad sísmica aplicando índices de vulnerabilidad (Benedetti y Petrini) en la ciudad de San José, Distrito de San José, Provincia Lambayeque, Departamento Lambayeque” “Determinó las zonas de vulnerabilidad sísmica alta, media y baja de la ciudad de San José aplicando el método de los índices de vulnerabilidad (Benedetti Petrini). Para tal fin determinaron ciertas características de las viviendas que afectan la vulnerabilidad sísmica como los aspectos geométricos, constructivos, estructurales, suelos y el entorno”. “Con estas características identificadas, procedieron a realizar trabajo en campo que consistió en la recolección de información referentes a los parámetros que considera el método, para posteriormente ser evaluados en gabinete de forma tal de poder estimar los valores de vulnerabilidad de las edificaciones en la zona de estudio. Como conclusión obtuvieron que la vulnerabilidad alta en la zona de estudio el 43 % de las viviendas tienen una vulnerabilidad baja, el 46.34 % poseen una vulnerabilidad media y 10.66 % una vulnerabilidad alta”.

Medina y Pimichumo (2018) en su investigación “Vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Monsefú aplicando los índices de Benedetti – Petrini” tuvo como objetivo general: “determinar las zonas con vulnerabilidad alta, media y baja mediante la aplicación del método del índice de vulnerabilidad propuesta por Benedetti – Petrini, pues considera once parámetros con los que se puede determinar la vulnerabilidad en una edificación”. “Para cumplir el objetivo se elaboró una ficha de evaluación de campo con el que se recopiló información relevante para el método establecido; además para una mejor representación de los resultados obtenidos utilizaron un sistema de información geográfica (SIG) con el que pudieron establecer mapas esquemáticos de la ciudad de Monsefú y así evaluar los posibles escenarios de daño ante posibles sismos”. “Como resultados obtuvieron que la mayoría de viviendas de la ciudad de Monsefú presenta una vulnerabilidad entre media y alta; concluyendo que la metodología si es aplicable en lugares diferentes al que fue propuesto como lo es el Perú.

Nuñez y Gastelo (2015) en su tesis “Vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Chiclayo, zona oeste (Av. Eufimio Lora y Lora Av. José Leonardo Ortiz, prolong. Bolognesi, vía de Evitamiento, Panamericana Norte y Av. Augusto B. Leguía) aplicando los índices de Benedetti y Petrini”, “tuvo como objetivo reconocer las zonas que posean alta, media y baja vulnerabilidad sísmica en las edificaciones de la ciudad de Chiclayo, específicamente en el sector oeste de la mencionada ciudad”, “por lo que el estudio comprendió aproximadamente 24 054 viviendas. Posterior a la determinación de la vulnerabilidad evaluaron escenarios de daño, con la que obtuvieron una referencia de la magnitud, con respecto a los costos, a la ocurrencia de un sismo de grandes magnitudes. Como conclusión obtuvieron que la aplicación de la metodología del índice de vulnerabilidad propuesto por Benedetti y Petrini, es aplicable al distrito de Chiclayo”, “pues permitió determinar mediante once parámetros”, las características de cada vivienda analizada, con la que finalmente se determinó la vulnerabilidad sísmica.

Entre los años 1619 y 2007 ocurrieron algunos eventos sísmicos que causaron mayor impacto en nuestro país, entre ellos está el ocurrido en Lima el 28 de octubre del 1746 en la costa central del Perú considerado uno de los más fuertes sismos ocurrido en nuestro país, la cual cobró miles de vidas humanas que oscilan entre los 15.000 y 20.000 fallecidos.

El 13 de agosto de 1868 afectó las zonas desde Trujillo (por el norte), hasta La Serena en el centro de Chile, cobrando la vida de 693 víctimas. Luego de ocurrido el sismo, un tsunami arrasó las costa peruanas entre Pisco e Iquique, llegando incluso a California, las islas Hawaii, las Australia, Filipinas, Japón y Nueva Zelanda.

El sismo más destructivo en nuestro país ocurrió el 31 de mayo de 1970 de magnitud 7.8 Mw (potencia de magnitud de momento), se sintió a lo largo de toda la costa y en el departamento de Ancash, es considerado así por la gran cantidad de vidas humanas que cobró, un total de 80 000 muertos y 30 000 heridos, siendo en su gran mayoría de la región ancashina luego de que la ciudad de Yungay haya sido sepultada por el aluvión.

Por último, el sismo del 15 de agosto del 2007 en las que las provincias más afectadas fueron Ica, Pisco, Cañete, Chincha, Yauyos, Castrovirreyna y Huaytará, no causó tantas muertes como el sismo del año 70 pero también causó grandes daños a la infraestructura que proporciona los servicios básicos a la población, tales como agua y saneamiento, salud, educación y comunicaciones.

2.2 Bases teóricas vinculadas a las variables de estudio

2.2.1 Vulnerabilidad sísmica

Es una propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986). La naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de afectación o daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente. En este sentido, la caracterización de la vulnerabilidad sísmica de una estructura está estrechamente vinculada a los probables daños inducidos como consecuencia de un movimiento sísmico que dependen fundamentalmente de tres factores; la severidad del movimiento en desplazamiento, las características de la estructura y su vulnerabilidad sísmica (Barbat, 1998).

Los factores importantes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica son la densidad de muros que presenta la vivienda evaluada, la eficiencia de mano de obra empleada durante la construcción y la calidad de los materiales empleados además de los errores

constructivos que puedan existir y del tipo de suelo sobre el cual se encuentra la vivienda evaluada. (Nervi Laura, 2017)

Bajo estos factores podemos evaluar y determinar el nivel de riesgo existente en las viviendas de las edificaciones del distrito de Surquillo, analizando el estudio de suelos y calidad constructiva de una edificación ubicada en la calle las palomas 160.

Según el estudio para determinar el nivel de vulnerabilidad física ante la probable ocurrencia de un gran sismo de gran magnitud: distrito de Surquillo - Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI),2011, p.17-18) los niveles de vulnerabilidad son:

Vulnerabilidad Muy Alta (VMA): Son edificaciones que presentan daños severos en la estructura, que compromete la estabilidad de la construcción, se caracterizan por presentar muros con agrietamientos o rajaduras, alto índice de humedad, derrumbes parciales e instalaciones básicas deterioradas. Debido al estado precario de estas edificaciones, es necesaria su demolición o reconstrucción.

Vulnerabilidad Alta (VA): Son edificaciones que presentan daños en paredes y techos comprometiendo parcialmente la estabilidad de la edificación, en general presentan problemas de pandeo, humedad e instalaciones deterioradas. En estos casos es necesario refaccionar la edificación contando con el concurso de personal técnico calificado.

Vulnerabilidad Media (VM): Edificaciones que presentan daños menores que no afectan la estabilidad de la estructura, regularmente tienen problemas de humedad y/o fisuras por lo que requieren trabajos de mantenimiento y reparación.

Vulnerabilidad Baja (VB): Son edificaciones que no presentan problemas de rajaduras, pandeo, derrumbes, humedad o fisuras, por lo cual no se ve comprometida la estabilidad de la estructura.

2.2.1.1 Aspectos generales

La mayoría de los asentamientos del tercer mundo están conformados por edificaciones que obedecen a la construcción tradicional, en su mayoría de

mampostería no reforzada, en materiales como adobe, tapia pisada y ladrillo cocido, siendo reconocidas a nivel mundial como sistemas estructurales muy peligrosos, cuando no han sido diseñados adecuadamente para soportar las solicitaciones sísmicas.

El inventario de este tipo de edificaciones es amplio, lo que significa que numerosas personas están en riesgo de sufrir las consecuencias de un terremoto. El conocimiento del comportamiento sísmico de las edificaciones existentes permite estimar el grado de vulnerabilidad sísmica de las estructuras, identificando las más susceptibles a sufrir daño.

La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que presenta una estructura frente a posibles daños en aquellas partes de la edificación que la mantienen en funcionamiento ante la ocurrencia de un sismo intenso, esto incluye a todas las partes de la estructura como cimientos, columnas, muros, vigas y losas.

Muchas edificaciones fueron construidas hace tiempo y otras han sido construidas y diseñadas sin seguir las normas sismorresistentes, como las autoconstrucciones, y por ello ponen en duda la certeza de que dichas edificaciones puedan seguir funcionando luego de ocurrido un sismo. En estos casos se hace necesaria una revisión detallada sobre la capacidad de la estructura para soportar sismos moderados o fuertes, mediante estudios de vulnerabilidad.

2.2.1.2 Vulnerabilidad social antes desastres naturales

En los últimos años hemos tomado plena conciencia de que los desastres naturales, su atención e impacto, están íntimamente vinculados al desarrollo de los países. Sus consecuencias suelen ser mayores en los países en desarrollo que en los desarrollados, ya que existen factores estructurales, asociados al bajo nivel de desarrollo, que amplifican tales consecuencias. Así mismo, el impacto negativo de los fenómenos naturales sobre las posibilidades de desarrollo de largo plazo es sensiblemente mayor en los países menos desarrollados. Se requiere, por lo tanto, trabajar activamente en nuestra región en la prevención de las consecuencias de los

desastres naturales y no solamente atender los problemas una vez se presentan. Esta es la única forma de contribuir al desarrollo sostenido de los países de América Latina.

Esto explica por qué la misión de instituciones como la Federación Internacional de Sociedades la Cruz Roja y de la Media Luna Roja se han ido reorientando paulatinamente, combinando la asistencia humanitaria para atender las consecuencias de los desastres naturales con la prevención como actitud proactiva para la reducción de sus impactos. No es una casualidad que, como lo confirman las estadísticas que anualmente compila la propia Cruz Roja, 95% de las muertes por desastres naturales se produzcan en países en desarrollo, ni que, para algunos de estos países, ciertos fenómenos naturales hayan tenido enormes costos para sus habitantes y sus posibilidades de desarrollo, mientras que en los países desarrollados estos mismos fenómenos naturales conlleven un impacto marginal sobre el conjunto de la actividad económica y la población. La vulnerabilidad, en términos generales, puede definirse como la probabilidad de que una comunidad sufra pérdidas humanas y daños materiales al quedar expuesta a una amenaza natural, tomando en cuenta, entre otras, el grado de fragilidad de sus infraestructuras, viviendas y actividades productivas; el grado de organización; los sistemas de alerta y; el desarrollo político-institucional.

Una estrategia de reducción de la vulnerabilidad como la propuesta para que sirva de fundamento a un desarrollo sostenible debería estar basada en varias líneas de acción básicas. Las más importantes son la gestión integral del riesgo, el fortalecimiento de la capacidad macroeconómica, políticas activas para reducir las distorsiones más sensibles, la coordinación de políticas regionales, el fortalecimiento del sistema democrático y el incremento y reorientación de la cooperación internacional de manera que se gestionen a través de una más estrecha coordinación con las autoridades locales y las comunidades o poblaciones afectadas o potencialmente damnificadas.

Adicionalmente, el fortalecimiento de los sistemas de información, observación, pronóstico, investigación, vigilancia y alerta temprana, junto con el desarrollo de una institucionalidad dotada de recursos apropiados para el manejo de las

emergencias y desastres y la implementación de programas permanentes de educación de la población, son elementos que deben reforzarse con mecanismos de articulación y cooperación con el sector privado y las organizaciones de la sociedad civil. A ello han de sumarse elementos claves a toda política de desarrollo como son el fortalecimiento de la capacidad macroeconómica, y políticas activas para reducir distorsiones, que incluyan la coordinación de políticas regionales y subregionales. La coordinación de políticas y programas entre países, incluyendo la activa participación del sector privado, es esencial en términos de la reducción de la vulnerabilidad para un desarrollo sostenible.

2.2.1.3 Problemas sociales en el Perú

La pobreza y la falta de empleo adecuado, dos caras de una misma moneda, son quizá los principales problemas sociales del Perú. La incidencia de la pobreza aumentó de 42% en 1985 a 55% en 1991. Durante los 90s, la estrategia liberal privilegió el crecimiento económico, a veces en sectores poco generadores de empleo, como la minería, con la idea de generar excedentes que permitan una expansión del gasto público social. Con este aumento del gasto, se combatiría a la pobreza, integrando a los grupos sociales excluidos, en primera instancia, de los beneficios del crecimiento. Efectivamente, el gasto social se triplicó entre 1993 y el año 2000, pasando de 1.462 a 4.346 millones de dólares. Se estima que un 30% del total se dirigió a programas focalizados; es decir, orientados exclusivamente hacia los pobres. A pesar de tal aumento y del rápido crecimiento del PBI hasta 1997, la incidencia de la pobreza cayó sólo hasta 51% en dicho año, para elevarse nuevamente hasta 54% en el año 2000. Diez años después la tasa de pobreza superaba en 12 puntos el nivel de mediados de los ochenta. Visto desde el lado del mercado de trabajo, hacia fines de la década, sólo el 15% de la población ocupada laboraba en empresas privadas de 10 y más trabajadores, mientras que el 53% era independiente urbano o rural. Aunque no se lograron los resultados esperados, la estrategia de los noventa contra la pobreza no fue necesariamente un fracaso. Por un lado, el rebrote del año 2000 se dio luego de tres años de shocks externos y recesión; y quizá sin los programas la situación hubiese sido peor. Por otro lado, la pobreza extrema se redujo consistentemente, desde 24 a 15% entre 1991 y el año

2000, resultando en este último año 4 puntos menor que en 1985. Probablemente, la estrategia tuvo aciertos y debilidades, siendo necesario un balance que permita identificar lecciones para el futuro.

El estudio de Chacaltana (CEDEP) evalúa el desarrollo e impacto del gasto contra la pobreza a fines de los noventa. Estima que entre 70 y 80% de los pobres tuvieron acceso a los programas en cuestión. Aunque lograron una buena focalización geográfica, los programas mostraron altas tasas de filtración (58%) hacia hogares no pobres. Las iniciativas, en particular las de apoyo alimentario, han estado más orientadas al alivio que a la superación de la pobreza, sin desarrollar las capacidades ni aumentar los activos de los hogares pobres.

Espino (PUCP) explora las razones de las diferencias salariales en Lima. Entre 1991 y 1997, el salario del 20% más rico ha sido unas diez veces mayor que el del quinto más pobre. Parte de esta brecha se debe a diferencias en el capital humano del trabajador, pero otra parte obedece a la segmentación del mercado laboral, es decir, a la inserción del asalariado en el sector moderno o tradicional del aparato productivo. Además, la propia tasa de retorno a la educación es 6 puntos porcentuales mayor en el primero con respecto al segundo. En ese sentido, las políticas de educación y capacitación son insuficientes para mejorar los ingresos, si al mismo tiempo no se asegura un entorno favorable al desarrollo del sector moderno de la economía.

El desempleo urbano en el Perú ha sido casi siempre analizado de manera estática, lo que conduce a subestimar la gravedad del problema. Díaz y Maruyama (GRADE) lo examinan dinámicamente, seleccionando un mismo grupo de familias (panel) que son entrevistadas 4 veces en un año. Así, el porcentaje de la PEA urbana afectada por el desempleo en algún momento del año alcanza 14%, frente a una tasa de desempleo de 9%, según la definición habitual. La duración media de cada episodio de desempleo es 13,5 semanas, y alrededor de la mitad de las personas que lo sufren pasan a la inactividad.

2.2.1.4 Vulnerabilidad sísmica en edificaciones

La Vulnerabilidad Sísmica se define como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico desastroso. Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuesto a ser afectado o ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado. Una medida de los daños probables inducidos sobre edificaciones por los diferentes niveles de movimiento de suelos debidos a sismos, convencionalmente expresada en una escala que va desde 0 sin daño, hasta 1 pérdida total (OPS, 1993).

Al programar acciones para reducir la vulnerabilidad de edificaciones indispensables, se debe analizar la situación para determinar cuán grave es el problema y se puede priorizar las medidas más urgentes por implementar. En la figura N° 3 se indican las relaciones de daño para diferentes tipos de construcción. Según el grado de complejidad del análisis, las edificaciones indispensables existentes se clasifican en:

Indispensables: Centros educativos, cuarteles de bomberos, estaciones de policía, edificios que alojan plantas de generación de energía o producción de agua potable.

Muy indispensables: Hospitales los cuales, en casos de eventos naturales muy intensos, deben seguir prestando servicios.

Figura N° 3

Relaciones promedio de daño para diferentes tipos de construcción



Fuente: Original Franz Sauter. Costa Rica

En el caso de edificaciones indispensables, la efectividad de un plan de emergencia parte del supuesto que las edificaciones mantengan en todo momento su capacidad de prestar atención ante una crisis sísmica. En este sentido, el riesgo sísmico de una comunidad está ligado al desempeño de sus edificaciones indispensables.

Se entiende por Riesgo Sísmico, el grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un determinado sismo. Está relacionado con la probabilidad que se presenten o manifiesten ciertas consecuencias, lo cual están íntimamente vinculado al grado de exposición, su predisposición a ser afectado por el evento sísmico y el valor intrínseco del elemento.

El riesgo sísmico se caracteriza por su variabilidad en el tiempo y en el espacio, al depender no solo de la sismicidad de la región sino también de la densidad de la población, el nivel de desarrollo económico y el grado de preparación para hacer frente a una crisis sísmica. Por tanto, la catástrofe será mayor cuanto más grande sea el terremoto, cuanto más cerca este de un centro urbano, cuanto más numerosa sea la población y cuanto más bajo sea el nivel de preparación de la población.

2.2.1.5 Análisis de la vulnerabilidad

2.2.1.5.1 Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural está asociada directamente al grado de susceptibilidad de daño antes la ocurrencia de un sismo, llamado daño sísmico estructural. La cual comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación.

El nivel de daño que tiende una edificación depende de los comportamientos tanto global como local de la estructura. Está relacionado con el tipo de material, sistema estructural empleado, configuración, tipo de suelo y las cargas actuantes en la edificación. Para determinar el deterioro de una edificación.

El desarrollo de modelos de daño ha permitido evaluar el daño estructural desde un punto de vista cuantitativo, utilizando parámetros que representan la respuesta estructural tales como: distorsiones de piso, deformaciones de los elementos, demanda de ductilidad, energía disipada, etc. Mediante estos parámetros, se obtienen los llamados indicadores de daño los cuales pueden considerarse como una medida representativa de la degradación estructural, tanto a nivel local como global de la estructura.

Cuando estos indicadores son normalizados respecto a un estado de fallo específico se denominan índice de daño (Yépez, 1996). La cuantificación del daño es un problema complejo, sobre el que no existe un criterio unificado, razón por la cual existe una gran diversidad de modelos e índices de daños, que nacen de un intento de facilitar su aplicación a un gran número de tipologías de edificios y estructuras de diferentes características.

2.2.1.6 Daños estructurales

Las enseñanzas que nos dejan los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña con una buena normativa sismorresistente y donde las construcciones son sometidas a una supervisión estricta, el daño sobre la infraestructura es mínimo en comparación con el observado en los lugares donde

no se han dado estas circunstancias. Como se sabe un código por sí sólo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que los códigos son reglamentos que establecen requisitos mínimos, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos. La ductilidad y resistencia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente. A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de barras longitudinales por exceso de esfuerzos. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y debajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo.

Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre solicitados. Las irregularidades en la planta de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones

de esfuerzos difíciles de evaluar, por lo que debe tenerse en cuenta una mayor exigencia en este tipo de aspectos a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones.

Es importante recalcar que el solo hecho de diseñar de acuerdo con un código no siempre salvaguarda contra el daño producido por terremotos severos. Los códigos sísmicos establecen requisitos mínimos para proteger la vida de los ocupantes, requisitos que algunas veces no son suficientes para garantizar el funcionamiento de la edificación después del sismo.

2.2.1.7 Métodos para determinar la vulnerabilidad sísmica

Los métodos se agrupan en dos categorías generales, los de vulnerabilidad calculada y de vulnerabilidad observada (Caicedo, Barbat, Canas, & Aaguiar, 1994). En la primera se utilizan técnicas de modelación estructural para simular el comportamiento sísmico bajo cargas dinámicas y resultados de ensayos de materiales en el laboratorio, que sirven para determinar el índice global de daño que puede presentar la edificación, y se calibra a partir del daño real observado de las estructuras sometidas a movimientos telúricos anteriores. Dentro de esta categoría se encuentran los métodos analíticos (Peralta, 2002, pág. 185).

“Los métodos de la segunda categoría se fundamentan en la observación del daño ocurrido en estructuras durante terremotos, mediante el levantamiento en campo de índices de vulnerabilidad o la opinión subjetiva de expertos sobre el comportamiento sísmico de diferentes tipologías constructivas. Dentro de esta categoría se encuentran los métodos subjetivos ó cualitativos” (Peralta, 2002, pág.186).

Para escoger adecuadamente una metodología de estudio de vulnerabilidad sísmica que pudiera ser aplicada en la edificación las palomas, se analizaron las ventajas y limitaciones de los métodos analíticos y cualitativos. A continuación, se presenta una descripción de los métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes.

Métodos Analíticos

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes por métodos analíticos se fundamenta en los principios utilizados para el diseño de estructuras nuevas estipuladas en los códigos de construcción. Tienen su fundamento en un modelo calibrado que tiene en cuenta el análisis dinámico inelástico del edificio, que permite conocer el proceso de plastificación paso a paso y el posterior colapso de la estructura. La placabilidad de estos métodos ha sido muy discutida, ya que requieren una alta complejidad en el modelo utilizado y la evaluación del comportamiento de las edificaciones ante la posible ocurrencia de acción sobre la estructura (Caballero, 2007, pág. 45).

Estos métodos pueden ser apropiados para el análisis detallado de estructuras particulares o de aquellos que requieran un tratamiento especial. Entre los métodos más usados en el medio, están el Método NSR-98, el Método FEMA 178, el Método ATC-14 y el método FEMA-273, la cual son descritos en una forma muy breve a continuación:

Método NSR-98 (AIS, 1998).

La Norma de Diseño y Construcción Sismo-Resistente Colombiana NSR – 98 (Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998), establece en el "Titulo A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente", del Capítulo A.10, los criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones construidas antes de su vigencia. Este procedimiento tiene como finalidad comprobar si el comportamiento estructural de la edificación en su estado actual, sometida a solicitaciones sísmicas, satisface los requerimientos mínimos establecidos en la norma. Para llevar a cabo una evaluación de Vulnerabilidad empleando este método, se debe realizar un análisis dinámico de la estructura, que permita estudiar su comportamiento y saber si cumple los requisitos exigidos por la norma sísmica vigente. Con los resultados obtenidos de este análisis y las capacidades actuales calculadas en los elementos, se calculan los índices de sobre esfuerzo y los índices de flexibilidad de los pisos, cuyos valores inversos definirán el grado de vulnerabilidad de la estructura (Llanos & Vidal, 2003, pág. 41). Se puede decir que el objetivo de este método es hallar los puntos débiles y posibles zonas de las estructuras que pueden causar pérdidas de vidas ante los eventos sísmicos.

Procedimiento básico:

El procedimiento consiste en la identificación de una serie de parámetros como el sistema estructural con que fue construida originalmente, el tipo de cimentación y las propiedades de los materiales utilizados, entre otros. Con toda la información obtenida de planos, si los hay, o de los levantamientos y exploraciones realizadas, se construye el modelo estructural de la edificación y se analiza matemáticamente su comportamiento dinámico, obteniendo como resultado las demandas de resistencia sísmica para los esfuerzos a que está sometida. Los resultados se comparan con los valores establecidos en la NSR-98, determinando las zonas o puntos más vulnerables de la edificación que pueden representar riesgo y que necesitan ser reforzados.

A continuación, se resumen los pasos necesarios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes prescrito en la NSR-98:

1. Recolección de información de la edificación (memorias, planos, etc.).
2. Inspección visual de la edificación y recolección de información.
3. Levantamiento de planos de la edificación, si no existen.
4. Identificación del sistema estructural.
5. Exploración y estudios de suelos.
6. Dimensiones de elementos estructurales y localización de refuerzos
7. Verificación de resistencia del hormigón.
8. Elaboración de un modelo estructural actual, el cual se analiza para las fuerzas sísmicas que el sismo de diseño imponga, en combinación con las fuerzas de gravedad, mayoradas de acuerdo con las combinaciones de carga.
9. Análisis matricial tridimensional (análisis elástico lineal).
10. Cálculo de demandas obtenidas y capacidades actuales calculadas en los elementos.
11. Determinación de los índices de sobre esfuerzo en los elementos y de las estructuras, para determinar puntos o zonas vulnerables.
12. Determinación de índices de flexibilidad de pisos y estructuras.

Finalmente, la vulnerabilidad se define como los inversos de los índices de sobre esfuerzos y flexibilidad. Los resultados obtenidos se comparan con lo que la norma exige para una edificación nueva.

Método FEMA 178

El Building Safety Council de EE. UU desarrollo este método, el cual es empleado para realizar la evaluación y el diagnóstico sísmico de cualquier edificación existente. Las guías y procedimientos del FEMA-178 son utilizados únicamente para evaluar la capacidad de la edificación en cuanto a si es peligrosa para ser ocupada o no, y evalúa el uso de la estructura después del terremoto (Llanos & Vidal, 2003, pág. 44).

Estos también están diseñados para identificar de una forma más detallada los elementos estructurales, como vigas y columnas, que presenten deficiencias en cuanto a su capacidad o resistencia sísmica, definiendo diferentes procedimientos y criterios de diseño para alcanzar niveles de desempeño sísmico, entre los que se encuentran el nivel operacional, el nivel de protección de la vida, el nivel de prevención de colapso, el nivel de ocupación inmediata (Peralta, 2002, pág. 223).

La escogencia de un determinado nivel depende del desempeño o comportamiento esperado de la edificación, durante y después de un movimiento telúrico, de cuánto daño es permitido, al igual que pérdidas económicas y traumatismo o interrupción de las actividades cotidianas de los ocupantes de la edificación. Además, este método plantea una metodología para desarrollar los procedimientos de rehabilitación o refuerzo.

Ventajas

Puede ser utilizado para llevar a cabo la evaluación y diagnóstico sísmico de cualquier edificación existente.

Limitaciones

La evaluación por este método busca encontrar las deficiencias estructurales que determinan los puntos o zonas débiles y vulnerables de la estructura, para poder hacer recomendaciones de reforzamiento, implicando un minucioso conocimiento de la cantidad de refuerzo, tanto a flexión como a cortante, y su distribución, utilizando para

ello los planos. Lo que implica, que, si no se tiene conocimiento de ellos, se deben emplear métodos costosos para averiguar cuanto refuerzo tiene un elemento determinado, elevando el precio del estudio.

Carece de funciones de vulnerabilidad para relacionar de forma continua, el daño experimentado por la estructura cuando se somete a un movimiento sísmico.

Método ATC-14

Hace énfasis en la determinación de los “puntos débiles del edificio” con base en la observación de daños en edificios similares, producidos por eventos sísmicos anteriores. Para determinar la vulnerabilidad de una edificación, se deben calcular los esfuerzos cortantes actuantes y los desplazamientos relativos del entrepiso. Con las fuerzas cortantes en los entrepisos se calcula el esfuerzo promedio V_{av} de los elementos resistentes verticales del edificio, el cual se compara con el esfuerzo estimado del material mediante la relación $V_{av}/4.26$; si esta relación es menor que uno, indica que la estructura presenta problemas de corte y que requiere de un análisis estructural más detallado (Llanos & Vidal, 2003, pág. 42).

Limitaciones

Inicialmente se identifican aquellos edificios que significan un riesgo para la vida humana. Es decir, aquellas que se clasifican como edificaciones indispensables, que deben seguir con su normal funcionamiento durante y después de un sismo. Evalúa los esfuerzos cortantes actuantes, los desplazamientos relativos en el entrepiso y ciertas características especiales del edificio. En el caso de muros estructurales se debe hacer una verificación de los esfuerzos de corte.

Estos dos aspectos hacen que este método sea dispendioso ya que se necesitan de herramientas básicas de ingeniería para la adquisición y correcta ejecución de los datos, limitando la recolección a personas especializadas. Además, no es un método para estimar la vulnerabilidad a gran escala, debido a que primero se hace una clasificación de las estructuras que van a ser parte de la evaluación, para luego entrar al análisis respectivo. A su vez el método no tiene en cuenta el daño producido por uno o más sismos, por lo

que no predice que tan afectada se podrá ver en el momento en que un determinado movimiento la afecte.

Método FEMA-273

Está diseñado para identificar los elementos estructurales que podrían tener un mal comportamiento frente a la ocurrencia de un evento sísmico, porque tienen poca capacidad o resistencia. Además, define diferentes técnicas y criterios de diseño que permiten alcanzar diferentes niveles de desempeño sísmico de la edificación. Dentro de los niveles de desempeño sísmico se encuentran, el nivel de ocupación inmediata, el nivel operacional, nivel de protección de la vida y el nivel de prevención de colapso y su escogencia del comportamiento que se espere de la edificación durante y después de un sismo. El procedimiento del FEMA-273 permite hacer una simplificación o una rehabilitación sistemática. La rehabilitación simplificada es usada para edificaciones bajas, de configuración geométrica sencilla y generalmente en zonas de amenaza sísmica baja e intermedia. La rehabilitación sistemática, se basa en el comportamiento no lineal de la respuesta de la estructura y revisa cada elemento estructural, para verificar la interacción aceptable de los desplazamientos esperados y de las fuerzas internas en los elementos estructurales (Llanos & Vidal, 2003, pág. 43).

Métodos Cualitativos

Para realizar el estudio de vulnerabilidad de un conjunto de edificios, se han desarrollado múltiples métodos cualitativos que permiten hacer la evaluación de forma rápida y sencilla. Estos métodos son usados para obtener un estimativo de la vulnerabilidad de las edificaciones, lo que permite conocer el comportamiento de una zona urbana ante la ocurrencia de algunos fenómenos naturales, proporcionando con esto una herramienta muy importante para los planes de prevención y mitigación de desastres (Llanos & Vidal, 2003, pág. 43).

“Los métodos Cualitativos son más apropiados para la evaluación de la vulnerabilidad de edificios a gran escala, desde una zona urbana hasta una región, debido a la relativa facilidad de estos para analizar un gran número de estructuras a menor costo” (Caicedo, Barbat, Canas, & Aaguilar, 1994, pág. 9).

Dentro de los métodos cualitativos que han sido desarrollados se encuentran el método ATC-21, el Método NAVFAC, los métodos japoneses, el Método Venezolano, el método ISTC, el Método del Índice de Vulnerabilidad y el método de la AIS.

Método ATC-21 (Llanos & Vidal, 2003, pág. 44)

Conocido también como el método de revisión por filtro de peligros sísmicos potenciales en edificaciones existentes. Es un método muy sencillo que se basa en darle una calificación inicial a la edificación, a la cual se le suman o restan puntos a medida que avanza la revisión y se filtran las características estructurales de la misma. Esta calificación inicial depende del tipo de estructura y del sistema de resistencia sísmica que tenga el edificio. Los parámetros que este método tienen en cuenta para sumar o restar al puntaje inicial son la altura del edificio, las irregularidades geométricas, la

flexibilidad de los pisos y la existencia de torsión en planta, la calificación obtenida al final de la revisión varía entre 0 y 6, siendo 2 la calificación sugerida como límite para definir la seguridad de la edificación. El resultado de la evaluación por este método puede ser considerado como una evaluación preliminar y, de obtener que un edificio es inseguro, deberá ser evaluado utilizando los procedimientos del NSR-98 o del FEMA-273.

Método Empírico (Cardona, 1989). Plantea un método empírico para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones, pre evento, de una manera rápida y preliminar. Puede ser desarrollado por personas no versadas en el tema de la ingeniería sísmica o por ingenieros con poca experiencia, llevando a cabo un análisis cualitativo de las características de la construcción, tales como la calidad y estado de la misma, configuración y forma, tipo de estructura, características del suelo y de la fundación, estabilidad de componentes no estructurales. Estos aspectos se califican subjetivamente como Vulnerabilidad Alta (A), Media (M) y Baja (B), con un criterio riguroso y conservador. Ver tabla N° 1

Una vez calificado cada aspecto se suman los valores respectivos para obtener un resultado o parámetro global. Sí el parámetro supera el valor de 150 la edificación será altamente vulnerable, entre 90 y 150 será considerada, en general, vulnerable y por debajo de 90 será considerada, en general, segura.

Método NAVFAC (Matzamura et., al (1988), en Cardona, 1990).

Desarrollado por G. Matzamura, J. Nicoletti y S. Freeman con el nombre de "Seismic Design Guidelines for Up-Grading Existing Buildings". Determina el índice de daños que un sismo determinado puede causar en una estructura, evaluando la capacidad de la misma por medio del coeficiente de corte basal resistente (C_b), el desplazamiento al tope de la estructura (S) y el periodo fundamental (T). Si el índice de daño global (I_g) es mayor que el 60% se debe proceder a realizar una evaluación más detallada de la estructura (Peralta, 2002, pág. 208).

Tabla N.º 1

Matriz de calificación de la vulnerabilidad método de Cardona

ASPECTO	VULNERABILIDAD			VALOR
	A	M	B	
1. Calidad y Estado de la Construcción.	50	2 5	5	
2. Configuración y forma de la edificación.	60	3 0	5	
3. Tipo de Estructura.	80	4 0	1 5	
4. Características del Suelo y la Cimentación	60	3 0	1 0	
5. Estabilidad de componentes no estructurales	50	2 5	5	

Fuente: Revisión de literatura sobre metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones (Proyecto de Grado - Henry Adolfo Peralta Buriticá, 2002)

Ventajas

- Especifica claramente los aspectos de los cuales depende la vulnerabilidad en una edificación, es decir, la geometría de la estructura, aspectos constructivos y aspectos estructurales.
- El lenguaje es claro y no tiene términos difusos ni muy técnicos, lo que lo hace eficaz para la autoconstrucción o para aquellas construcciones que no van a tener un técnico supervisor. La autoconstrucción es una práctica muy común en el Perú, y así se han construido la gran parte del país, por lo que los documentos como este incentivan al mejoramiento de la calidad de la construcción y el comportamiento estructural sin

elevanto de una manera exagerada el costo de la vivienda.

Limitaciones

- Esta metodología no relaciona el daño sufrido por la estructura con la vulnerabilidad propiamente dicha. Solo indica que tan vulnerable es en una escala que va desde baja hasta alta.

Método Argentino (Fernández, 1987)

Es una propuesta experimental para la evaluación de la vulnerabilidad de sistemas en la zona sísmica del Gran Mendoza, Argentina, desarrollado por la “Unidad de riesgo sísmico y desarrollo local”.

El método toma una serie de variables sencillas a las cuales se les asignan valores para obtener la escala de riesgo. Se consideran las características globales de la construcción: el número de pisos, materiales de techos y muros, antigüedad de la construcción, estructuración, suelo y colindancia. Este método incorpora un desarrollo computacional que arroja resultados estadísticos y gráficos, representados en mapas a escala urbana. Las calificaciones asignadas se muestran en (cuadro 4.4). Ver tabla N°2

Tabla N° 2

Calificación de la vulnerabilidad del método argentino.

Variable	Intervalo	Valor
I Número de pisos	1	1
	2	2
	3 a 5	3
	6 a mas	4
II Material de muros	Ladrillo	1
	Adobe	3
	Dudoso	4
III Material de techos	H1A1	4
	Otros	3
	Caña y barro	5
IV Antigüedad	Hasta 10 años	1
	De 11 a 30 años	3
	De 31 a 50 años	2
	Más de 50 años	4
V Estructuración	Sismo resistente	1
	Mixta	3

	No sismo-resistente	5
VI Suelo	Firme	2
	intermedio	3
	Blando	4
VI Colindancia	x0 Nulo	0
	x1 Bajo	1
	x2 Moderado	2
	x3 alto	3
	x4 Muy alto	4
Calificación		
de 3 hasta 16	RIESGO BAJO-RB	1
de 17 a 23	RIESGO MODERADO-RM	2
24 ó mas	RIESGO ALTO- RA	3

Fuente: Revisión de literatura sobre metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones (Proyecto de Grado - Henry Adolfo Peralta Buriticá, 2002).

Método del Índice de Vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1984).

El método del índice de Vulnerabilidad identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios causados por un terremoto. El método califica diversos aspectos de los edificios tratando de distinguir las diferencias existentes en un mismo tipo de construcción o tipología. Esta es una ventaja sobre los métodos que clasifican las construcciones por tipologías, material, año de construcción como son el ATC-13 y las escalas de EMS-98, MSK, entre otros. Esta metodología considera aspectos como la configuración en planta y elevación, el tipo de cimentación, los elementos estructurales y no estructurales, el estado de conservación, y el tipo y calidad de los materiales para evaluar los parámetros que calificados individualmente en una escala numérica (afectada por un peso W_i , que trata de enfatizar su importancia relativa en el resultado final), proporciona un valor numérico de la calidad estructural o vulnerabilidad sísmica de los edificios (Mena, 2002, pág. 48).

La importancia de este método es que se puede aplicar para edificios de albañilería confinada y para edificios de concreto armado, el cual son los dos tipos de edificaciones que más encontramos en nuestro medio. En cada uno de los dos tipos de estructuras, se evalúan once parámetros, y a cada uno se le da una importancia. Al final la sumatoria de los once parámetros multiplicados por sus coeficientes, da el índice de Vulnerabilidad de

la estructura, en la que a medida que va subiendo, ese valor, la edificación es más vulnerable.

Ventajas

Es un método que permite calcular la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de mampostería y aporricadas de una forma rápida y sencilla. Esta metodología se ha venido utilizando desde el año 1982, tiempo en el cual ha tenido modificaciones para facilitar tanto la tarea de recolección, como la de incluir una mejor descripción de los daños a medida que ocurrían eventos sísmicos.

- Las instrucciones sobre cada uno de los parámetros y sus respectivas calificaciones están descritas de forma tal que una persona con los conocimientos básicos del tema pueda llenar los formularios de una manera objetiva.
- Utiliza funciones de vulnerabilidad que relaciona el daño esperado en la edificación con la vulnerabilidad sísmica propia, lo que es muy importante para una primera aproximación en la cuantificación de las pérdidas económicas directas. Un estudio de este tipo puede indicar antes de la ocurrencia de un terremoto, a cuánto pueden ascender las pérdidas económicas, sirviendo a los dirigentes de las ciudades para la toma de decisiones respectivas.

Limitaciones

- Como el método está propuesto básicamente para edificaciones europeas construidas en algunos casos con muros de piedra, y además, teniendo en cuenta que el control de calidad en la construcción es mejor, es necesario hacer ciertas modificaciones al método, sin incurrir claro está, en la esencia propia del mismo, manteniendo los mismos 11 parámetros, pero de acuerdo con la forma y los materiales constructivos locales, modificando sus respectivos pesos y adecuándolos a las exigencias de nuestra norma.

2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

Cervera J. (1993) sostiene que:

Todo objeto real, a lo largo de su existencia se ve sometido a agresiones físicas, de entre las que un cierto grupo son identificables como acciones mecánicas: fuerzas externas, de masa o de inercia. Otras provocan cambios dimensionales en aquel: temperatura, tiempo, asentamientos. Las propiedades que le permiten sobrevivir con éxito frente a las mismas durante un cierto tiempo se denominan cualidades estructurales, y el conjunto de especificaciones de tales cualidades que permite definir objetos con dicha capacidad de supervivencia se denomina conjunto de requisitos estructurales.

El objeto del diseño estructural consiste, según los casos, en definir o en comprobar o modificar el diseño general del objeto o de partes de él, en ocasiones mediante el diseño de componentes específicos del mismo, a fin de que se cumplan los requisitos estructurales. Para un edificio éstos pueden resumirse en lograr un objeto que:

- 1) Sea estable en conjunto y en cada una de sus partes. (Estabilidad).
- 2) Disponga de seguridad suficiente frente a rotura. (Resistencia).
- 3) Cuyas deformaciones sean compatibles con el uso. (Rigidez).
- 4) No presente alteraciones locales que puedan variar la seguridad a corto o medio plazo.
- 5) Todo ello debe lograrse a un coste razonablemente bajo.

2.3.1 Zonificación Sísmica de Lima Metropolitana y Callao

Clasificación para el diseño estructural sísmo resistente:

- Zonificación: Las zonas geotécnicas sísmicas se determinan con las características mecánicas y dinámicas determinadas de los suelos que conforman el terreno de cimentación del área de estudio, y las consideraciones dadas por el Código de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones (Norma E-030, 2003). (Ver mapa en el anexo A).

Centro de Estudios y Prevención de Desastres (2009) describen en el documento de Diseño de escenario sobre el impacto de un sismo de gran magnitud en Lima metropolitana y Callao, Perú:

A.- ZONA I (Peligro bajo) Esta zona está conformada por los afloramientos rocosos, los estratos de grava potentes que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón, y los estratos de grava coluvial–eluvial de los pies de las laderas, que se encuentran a nivel superficial o cubiertos por un estrato de material fino de poco espesor. Este suelo tiene un comportamiento rígido, con periodos de vibración natural determinados por las mediciones de microtrepidaciones que varían entre 0.1 y 0.3 s. Para la evaluación del peligro sísmico a nivel de superficie del terreno, se considera que el factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S=1.0$ y el periodo natural del suelo es $T_s=0.4$ s, correspondiendo a un suelo tipo S1 de la Norma Sismorresistente Peruana

B.- ZONA II (Peligro medio) En esta zona se incluyen las áreas de terreno conformado por un estrato superficial de suelos granulares finos y suelos arcillosos, cuyas potencias varían entre 3.0 y 10.0 m. Subyaciendo a estos estratos se encuentra la grava aluvial o grava coluvial. Los periodos predominantes del terreno determinados por las mediciones de microtrepidaciones en esta zona varían entre 0.3 y 0.5 s. Para la evaluación del peligro sísmico a nivel de superficie del terreno, se considera que el factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S=1.2$ y el periodo natural del suelo es $T_s=0.6$ s, correspondiendo a un suelo S2 de la Norma Sismorresistente Peruana.

C.- ZONA III (Peligro Alto) Esta zona está conformada en su mayor parte por los depósitos de suelos finos y arenas de gran espesor que se presentan en algún sector de los distritos de Puente Piedra, La Molina y Turín, y en los depósitos de arenas eólicas que cubren parte de los distritos de Ventanilla y Villa El Salvador, que se encuentran en estado suelto. Los periodos predominantes encontrados en estos suelos varían entre 0.5 y 0.7 s, por lo que su comportamiento dinámico ha sido tipificado como un suelo S3 de la Norma Sismorresistente Peruana, con un factor de amplificación sísmica $S=1.4$ y un periodo natural de $T_s=0.9$ s. (Diseño de escenario sobre el impacto de un sismo de gran magnitud en Lima Metropolitana y Callao

D.- ZONA IV (peligro muy alto) Esta zona está conformada por los depósitos de arenas eólicas de gran espesor y sueltas, depósitos marinos y suelos pantanosos que se ubican en la zona del litoral de los distritos de Ventanilla, Callao, Chorrillos, Villa El Salvador y Turín, así como la zona de canteras de este material en el distrito de Pachacámac. En esta zona se ubica también el distrito de La Punta, cuyo perfil estratigráfico particular, con un estrato de grava superficial sobre un depósito potente de arcilla, genera periodos relativamente largos, y un sector del distrito de Pachacámac, cuyos depósitos profundos de arena generan periodos largos. Los periodos predominantes encontrados en estos suelos son mayores que 0.7 s, por lo que su comportamiento dinámico ha sido tipificado como un suelo S4 de la Norma Sismorresistente peruana, asignándoles un factor de amplificación sísmica $S=1.6$ y un periodo natural de $T_s=1.2$ s (caso especial según la Norma).

E.- ZONA V (Zonas Puntuales) Están constituidos por áreas puntuales conformadas por depósitos de rellenos sueltos de desmontes heterogéneos que han sido colocados en depresiones naturales o excavaciones realizadas en el pasado, con potencias entre 5.0 y 15.0 m. En esta zona se incluyen también a los rellenos sanitarios que en el pasado se encontraban fuera del área urbana y en la actualidad han sido urbanizados. Se mencionan las áreas que han sido identificadas en el presente estudio, las cuales se encuentran ubicadas en los distritos del Rímac, **Surquillo**, Bellavista, La Perla, San Juan de Miraflores y San Juan de Lurigancho, descartándose la existencia de otras similares.

2.3.2 Tipo de suelo

Para la obtención de esta información se contó con los estudios de microzonificación sísmica de los distritos de Lima, los cuales fueron efectuados por Instituciones Técnico Científicas de nuestro país. Permitiéndonos clasificar los suelos en función de las variaciones de la intensidad sísmica y definidos en cuatro categorías: No aptos para la construcción con una valoración 04; Poco favorables para la construcción con una valoración de 03; Medios de 02; y Favorables 01. Un 92 % (1,163) de las viviendas que fueron verificadas en el distrito de Surquillo, están asentadas sobre terreno de fundación de

buena capacidad portante (roca). Las viviendas construidas en suelos de alta capacidad portante que superen los 4 Kg/cm² de carga de trabajo se encuentran con mayor posibilidad de asimilar los sismos, que aquellas que han sido edificadas en un terreno de relleno o estratos arenosos de gran espesor. (Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI),2011, p.32)

El distrito de Surquillo juntamente con San Isidro y Surco, son considerados entre los distritos que posee suelos más compactos para la ejecución de una edificación, es decir, con poca presencia de agua y que estarían preparados para soportar un sismo de consideración. Su suelo posee afloramientos rocosos, estratos de grava que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón, y los estratos de grava coluvial-eluvial de los pies de las laderas (tipo 1). Es de suma importancia saber qué tipo y profundidad de cimentación de las edificaciones a construirse en la zona mencionada. Según el plano reajuste integral de la zonificación de los usos del suelo de Lima metropolitana, Surquillo tiene un gran porcentaje de zona comerciales y residencial de demanda media.

El suelo de apoyo para la estructura a diseñar se divide en 5 tipos, a cada tipo de suelo se le asigna un valor para el factor S_x . (Tabla N° 1)

- Parámetro de sitio: la zona sísmica y el tipo de suelo, definen los valores de de TP (S) y TL (S). (Tabla N° 2 y N° 3).
- Amplificación sísmica: el periodo T, en comparación con los valores de TP y TL, asigna el valor al factor C.
- Uso: el uso de la estructura a diseñar asigna el valor al factor U. (Tabla N°4).
- Sistema estructural: si es de concreto armado, acero o albañilería, asigna valores para el coeficiente de reducción R_0 , si la edificación presenta más de 1 sistema estructural, se toma el menor valor de R_0 . (Tabla N°5).

- Regularidad estructural: los factores I_a (irregularidad en altura) e I_p (irregularidad en planta), con el valor del factor R_0 , determina el valor del factor de reducción R . (Tabla N°6 y N°7), (numeral 3.8).

2.3.3 Perfiles estratigráficos

El perfil estratigráfico indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos. El termino estrato se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características similares o diferentes. (Astrid Blandon Montes, 2002).

2.3.4 Evaluación de la vulnerabilidad y peligro sísmico

La vulnerabilidad sísmica se entienda como el grado de susceptibilidad de daño ante la ocurrencia de un sismo, su evaluación se basa en la verificación de parámetros como:

- Material de la edificación
- Sistema estructural predominante
- Número de pisos
- Tipo de suelo

Se entiende por peligros o amenazas a aquellos fenómenos atmosféricos, hidrológicos, geológicos que, por razones de ocurrencia, severidad y frecuencia, pueden afectar adversamente a los seres humanos y a sus estructuras o actividades; es decir, son todos aquellos elementos del medio ambiente o entorno físico, perjudicial para el hombre y causado por fuerzas ajenas a él. (INDECI 2001).

La evaluación se realiza analizando de una parte, el impacto potencial que podrían causar fenómenos endógenos como los sismos y sus consecuencias: tsunamis, deslizamientos, derrumbes, hundimientos, licuación del suelo (geodinámica interna) y los procesos exógenos como erosión, acción eólica, precipitaciones pluviales y sus consecuencias (geodinámica externa), determinando en forma gráfica, en cada caso los sectores urbanos que podrían ser afectados por los peligros identificados.

2.4 Mecánica de los suelos

Como parte fundamental del trabajo de investigación, se requiere conocer desde el punto de vista estático las propiedades físicas de los suelos y su clasificación.

2.4.1 Clasificación de los suelos

Como parte fundamental del trabajo de investigación, se requiere conocer desde el punto de vista estático las propiedades físicas de los suelos y su clasificación.

Los sistemas de clasificación de suelos dividen los suelos en grupos y subgrupos con base en propiedades ingenieriles comunes como la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Para cimentación, el Sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System (también es el sistema de la ASTM (Braja M., Das, 2012, p. 17).

2.4.2 Propiedades físicas de los suelos

Según Berry, P. y Reid, D. (1993), el suelo: Es un material trifásico constituido por el esqueleto de partículas sólidas rodeado por espacios llenos de agua y aire. Para poder describir completamente las características de un depósito de suelo es necesario expresar la mezcla de sólidos, agua y aire en términos de algunas propiedades físicas estándar. La definición de esas propiedades físicas se hace con referencia en la Figura N°4, la cual representa de manera esquemática las proporciones en volumen y en masa de las fases que constituyen un elemento típico de un depósito de suelo en el cual:

- Volumen total del elemento: V (m^3)
- Volumen de sólidos: V_s (m^3)
- Volumen de vacíos: V_v (m^3)
- Volumen del agua intersticial: V_w (m^3)
- Volumen del aire en los poros: V_a (m^3)
- Masa total del elemento: M (kg)
- Masa de sólidos: M_s (kg)
- Masa de vacíos: M_v (kg)

- Masa de agua intersticial: M_v (kg).

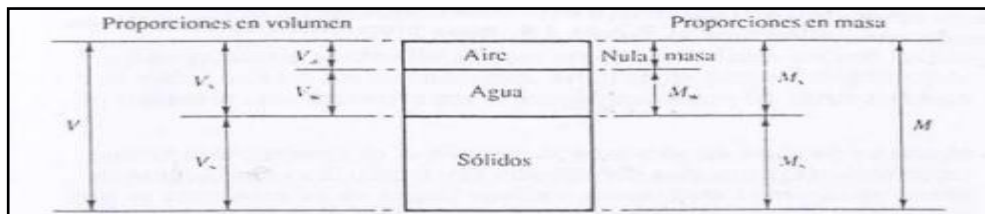
La masa en los poros se supone igual a cero, se tiene en las ecuaciones N° 1 y N° 2:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 1)}$$

$$M = M_s + M_v = M_s + M_w \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 2)}$$

Figura N°4

Representación esquemática de las fases que constituyen un elemento de suelo.



Fuente: “Mecánica de Suelos”, Peter Berry y David Reid (1993, p. 20-21)

2.4.3 Gravedad específica de las partículas

Según Berry, P. y Reid, D. (1993), define:

La gravedad específica de las partículas de suelo, denotada con G_s , es una propiedad fundamental necesaria para la definición de algunas propiedades físicas de los suelos.

Esta se define como la ecuación N° 3.

$$G_s = \frac{\text{Densidad de las partículas de arcilla}}{\text{densidad del agua}} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 3)}$$

En donde:

- $G_s = M_s / V_s \cdot P_w$
- $P_w = \text{densidad del agua} = 1.000 \text{ kg/mm}^3 \text{ o } 1 \text{ Mg/m}^3$

El valor de G_s depende de la composición mineralógica de las partículas que constituyen el suelo.

Tabla N°3

Gravedad específica de algunos suelos

Tipo de suelo	Gs
Arena de cuarzo	2.64 - 2.66
Limo	2.67 - 2.73
Arcilla	2.70 - 2.9
Marga	2.60 - 2.75
Loess	2.65 - 2.73
Turba	1.30 - 1.9

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das

(2012, p. 10)

2.4.4 Relación peso – volumen

Según Braja M. Das (2012), define:

Que en la naturaleza los suelos son sistemas de tres fases que consisten en partículas de suelo sólidas, agua y aire (o gas). Para desarrollar las relaciones peso volumen para un sólido, las tres fases se pueden separar como se muestra en la Figura N° 5 (a). Con base en esta separación, se pueden definir las relaciones del volumen.

La relación de vacíos “e” es la relación del volumen de vacíos al volumen de sólidos de un suelo en una masa de suelo dada, o también expresado por la ecuación N° 4:

$$e = \frac{V_o}{V_s} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N° 4)}$$

En donde:

- V_o = volumen de vacíos (m³)
- V_s = volumen de sólidos del suelo (m³)

La porosidad, n, es la relación de volumen de vacíos entre el volumen de la muestra de suelo, como se expresa en la ecuación N° 5:

$$n = \frac{V_o}{V_s} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N° 5)}$$

En donde:

- V = volumen total de suelo (m³)

Además, por medio de relaciones entre la ecuación (5 y 6), se tiene la ecuación N° 6:

$$n = \frac{e}{1 + e} \dots \dots \dots (\text{Ecuación N° 6})$$

El grado de saturación S , es la relación del volumen de agua en los espacios vacíos entre el volumen de vacíos, que en general se expresa como un porcentaje, dado la ecuación N° 7:

$$S (\%) = \frac{V_w \times 100}{V_o} \dots \dots \dots (\text{Ecuación N° 7})$$

En donde:

- V_w = volumen de agua (m³)

Observe que, para suelos saturados, el grado de saturación es 100%. Las relaciones de peso son el contenido de humedad, el peso específico húmedo, el peso específico seco y el peso específico saturado, se define en la ecuación N° 8.

$$W (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \dots \dots \dots (\text{Ecuación N° 8})$$

En donde:

- W_s = peso de los sólidos del suelo (kg)
- W_w = peso del agua (kg)

Se define en la ecuación N°9, el peso específico húmedo:

$$\gamma = \frac{W}{V} \dots \dots \dots (\text{Ecuación N° 9})$$

En donde:

- W = peso total de la muestra de suelo = $W_s + W_w$ (10)

El peso del aire, W_a , en la masa de suelo se supone que es insignificante. Se define en la ecuación 10 el peso específico seco:

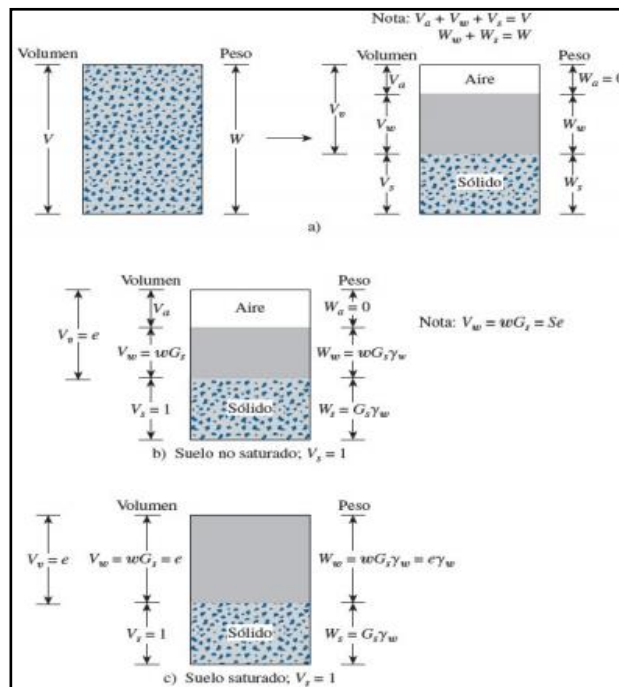
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N}^\circ \text{ 10)}$$

Cuando una masa de suelo está completamente saturada (es decir, todo el volumen de vacíos está ocupado por agua), el peso específico húmedo de un suelo (ecuación 10) resulta igual al peso específico saturado (γ_{sat}). Por lo tanto, $\gamma = \gamma_{sat}$ si $V_v = V_w$.

En la tabla N°1, se muestra el resumen del desarrollo de más relaciones útiles considerando muestras representativas de suelo en la que el volumen de sólidos de suelo es igual a la unidad, como se muestra en la Figura N° 5.

Figura N° 5

Relaciones peso-volumen Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones



Fuente: Braja M. Das (2012, p. 6)

2.4.5 Límites de Atterberg

Según Braja M., Das (2012), define:

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de humedad. El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado líquido a uno plástico se define como límite líquido (LL). De manera similar, el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se definen como límite plástico (LP) y límite de contracción (LC), respectivamente. A estos límites se les refiere como límites de Atterberg (Ver Figura N° 6):

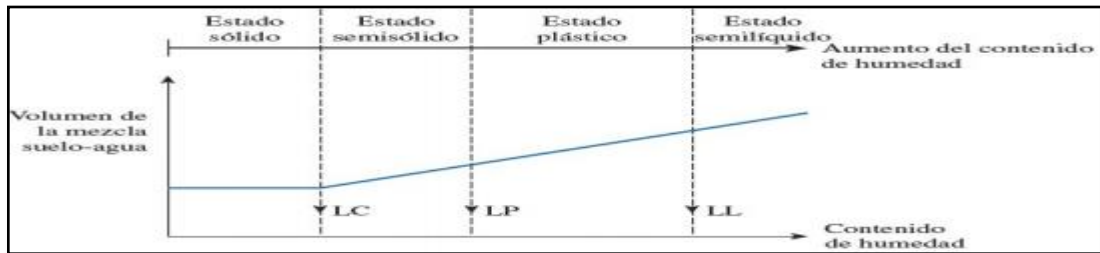
- El límite líquido de un suelo se determina utilizando la copa de Casagrande (designación de prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de humedad en el que se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro (designación de prueba D-4318 de la ASTM).
- El límite de contracción se define como el contenido de humedad en el que el suelo no experimenta ningún cambio adicional en su volumen con la pérdida de humedad (designación de prueba D-427 de la ASTM). (pp. 15-16)

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como el índice de plasticidad (IP), se expresa en la ecuación N°11:

$$IP = LL - LP \dots\dots\dots \text{(Ecuación N° 11)}$$

Figura N° 6

Definición de los límites de Atterberg Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones



Fuente: Braja M. Das (2012, p. 16)

2.4.6 Índice de liquidez

Según Braja M., Das (2012), define:

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en el estado natural se puede definir por medio de una relación denominada índice de liquidez, que está dado por la ecuación N° 12:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \dots \dots \dots (Ecuación N° 12)$$

En donde:

- w = contenido de humedad in situ del suelo (%)

El contenido de humedad in situ para una arcilla sensitiva puede ser mayor que el límite líquido. En este caso, $IL > 1$.

Estos suelos, cuando se remodelan, se pueden transformar en una forma viscosa y fluir como un líquido.

Los depósitos del suelo que están altamente sobre consolidados pueden tener un contenido de humedad natural menor que el límite plástico. En este caso, $IL < 0$. (pp. 16-17)

2.5 Dinámica de los suelos

Díaz, A. (2005), define la dinámica de suelos como:

La rama de la Ingeniería Civil que estudia las propiedades y el comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas.

En la evolución de la dinámica de suelos se han desarrollado procedimientos teóricos y experimentales haciendo uso de otros campos de la Geotecnia como son:

- Mecánica de Suelos
- Dinámica Estructural
- Dinámica del Medio Continuo
- Ingeniería Sísmica

El tipo de carga dinámica en el suelo o la cimentación de una estructura depende de la naturaleza de la fuente que lo produce. Las cargas dinámicas varían en su magnitud, dirección o posición con el tiempo. Puede coexistir más de un tipo de variación de fuerzas. La carga periódica es un tipo especial de carga que varía en magnitud con el tiempo y se repite a intervalos regulares, por ejemplo, el funcionamiento de una máquina recíproca o rotativa. Las cargas no periódicas son aquellas cargas que no muestran ninguna periodicidad, por ejemplo, carga de viento en un edificio. Las cargas determinísticas son aquellas cargas que se pueden especificar como funciones definidas del tiempo, independientemente de si la variación de tiempo es regular o irregular, por ejemplo, la carga armónica impuesta por la maquinaria rotativa no equilibrada. Las cargas no deterministas son aquellas cargas que no pueden describirse como funciones definidas del tiempo debido a su incertidumbre inherente en cuanto a su magnitud y forma de variación con el tiempo, por ejemplo, las cargas sísmicas (Humar 2001). Las cargas cíclicas son aquellas cargas que exhiben un grado de regularidad tanto en su magnitud como en su frecuencia. Cargas estáticas son esas cargas que se acumulan gradualmente con el tiempo o con efectos dinámicos insignificantes. También se conocen como cargas monótonas. Las inversiones de estrés, los efectos de velocidad y los efectos dinámicos son los factores importantes que distinguen las cargas cíclicas de las cargas estáticas (Reilly y Brown 1991). (p. 1)

Características de la dinámica de los suelos:

Cuando ocurre un sismo, los parámetros y fuerzas de inercia de una masa de suelo se ven afectados en magnitudes grandes a comparación con fuerzas estáticas, y por tanto es necesario conocer los parámetros del suelo en dichas condiciones.

Díaz, A. (2005), define:

La velocidad de aplicación de la carga que determina el que un problema sea considerado dinámico depende mucho de la masa de suelo involucrada. Para un espécimen de laboratorio, las fuerzas de inercia son importantes para una frecuencia mayor de 25 Hz, en cambio para una presa de tierra bastará una frecuencia mayor a 0.5 Hz.

Sin duda los sismos no es lo único que puede hacer variar los parámetros bajo esas condiciones, como, por ejemplo:

- El tránsito de los vehículos
- Vibración de maquinaria

Ambos factores también afectan y tienen una participación muy exigente en cuanto a la variación del suelo. Pues estas variaciones provocan cambios en el estado de esfuerzo de dicha masa, lo cual puede causar un incremento tanto de las deformaciones como la presión de poro. La disipación del incremento de presión de poro puede dar origen a una deformación volumétrica y, por tanto, al asentamiento correspondiente.

La presión de poro generada cuya magnitud estará en función de: el tipo de suelo, magnitud de la carga, velocidad de aplicación de carga y permeabilidad del suelo entre otros, también puede inducir modificaciones de los esfuerzos efectivos.

Se considera que un problema pertenece al campo de la Dinámica de suelos cuando los procedimientos de análisis y diseño de la mecánica de suelos no son apropiados o suficientes para la solución de un problema.

Conviene señalar las características de los problemas asociados a la Dinámica de Suelos:

- Las solicitaciones varían con el tiempo, como resultado, las respuestas son también función del tiempo.

- Se desarrollan fuerzas de inercia cuyas ecuaciones que gobiernan la distribución espacial de esfuerzos y deformaciones son ecuaciones de ondas más que ecuaciones de equilibrio. Las soluciones para este tipo de

Propiedades principales de dinámicas de los suelos

Díaz, A. (2005), define:

El diseño de la cimentación de una máquina y el comportamiento de un depósito de suelo durante la ocurrencia de un sismo intenso son dos problemas típicos de la dinámica de suelos, que requieren la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos para rangos de deformación diferente. A la fecha se han desarrollado varias técnicas para medir las propiedades dinámicas de los suelos teniendo en cuenta el rango de deformaciones características de cada aplicación; mientras que un sismo intenso puede desarrollar deformación de 10 %, la cimentación de un microscopio electrónico es sensible a deformación de 10^{-4} %. Las principales propiedades dinámicas de los suelos que se requieren en la práctica profesional son:

- Módulo dinámico equivalente de Young, E
- Módulo dinámico al esfuerzo cortante, G
 - Módulo dinámico de deformación volumétrica, K
 - Relación de Poisson, ν
 - Amortiguamiento, ζ
 - Parámetros de licuación
 - Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga.

Debe tenerse en cuenta que no existe un ensayo único que cubra todo el intervalo de deformaciones requerido en la solución de los problemas de la dinámica de suelos.

El ensayo de los suelos sometidos a carga dinámica puede realizarse mediante técnicas de laboratorio o mediante técnicas de campo, ambos enfoques tienen ventajas y desventajas, las cuales discutiremos a continuación.

Las ventajas de las técnicas de laboratorio radican en su economía, la relativa facilidad con la que las variables de ensayo se pueden variar, así como la definición de las condiciones de frontera; su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensayo.

Las ventajas de las técnicas de campo radican en el ensayo de un mayor volumen de suelo y que en algunos casos la alteración del suelo puede ser minimizada; su principal desventaja consiste en la dificultad para controlar las condiciones de frontera y los bajos niveles de deformación que se pueden alcanzar.

El ensayo de los suelos tiene dos objetivos:

- Proporcionar información básica para el análisis y diseño
 - Obtener la base experimental que permita el desarrollo de ecuaciones constitutivas.
- (pp. 119-120)

2.6 Teoría de presión lateral para condiciones estáticas

2.6.1. Presión activa de tierra de Coulomb en condiciones estáticas

Según Braja M., Das (2012) define:

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb, considere un muro de retención con su cara posterior inclinada a un ángulo β con la horizontal, como se muestra en la Figura N° 9 (a). El relleno es un suelo granular con una pendiente a un ángulo α con la horizontal.

Además, sea δ' el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Ante presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura). Coulomb supuso que, en ese caso, la superficie de falla en la masa de suelo sería un plano (por ejemplo, BC1, BC2, . . .). Por lo tanto, para determinar la fuerza activa, considere una cuña de falla de suelo posible ABC1. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña (por longitud unitaria a ángulos rectos respecto a la sección que se muestra) son las siguientes:

- El peso de la cuña, W.
- La resultante, R, de las fuerzas cortantes normal y resistente a lo largo de la superficie, BC1.
- La fuerza R estará inclinada a un ángulo ϕ' respecto a la normal trazada hasta BC1.
- La fuerza activa por longitud unitaria del muro, P_a , que estará inclinada a un ángulo δ' respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

Para fines de equilibrio, se puede trazar un triángulo de fuerzas, como se muestra en la Figura N° 9 (b). Observe que Θ_1 es el ángulo que forma BC1 con la horizontal. Debido a que la magnitud de W, así como las direcciones de las tres fuerzas, se conocen, el valor de P_a ahora se puede determinar. De manera similar, las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, como ABC2, ABC3, se pueden determinar. El valor máximo de P_a determinado de esta manera es la fuerza activa de Coulomb (consulte la parte superior de la Figura N° 9), que se puede expresar como la ecuación N°13:

$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N° 13)}$$

Donde:

H = altura del muro.

K_a = Coeficiente de presión activa de tierra de Coulomb.

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta') \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}}\right)^2} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N° 14)}$$

Los valores de ϕ' , α , y β para $\delta' = \phi' / 2$ se indica en la Figura N°7. (pp. 340-346)

Figura N°7

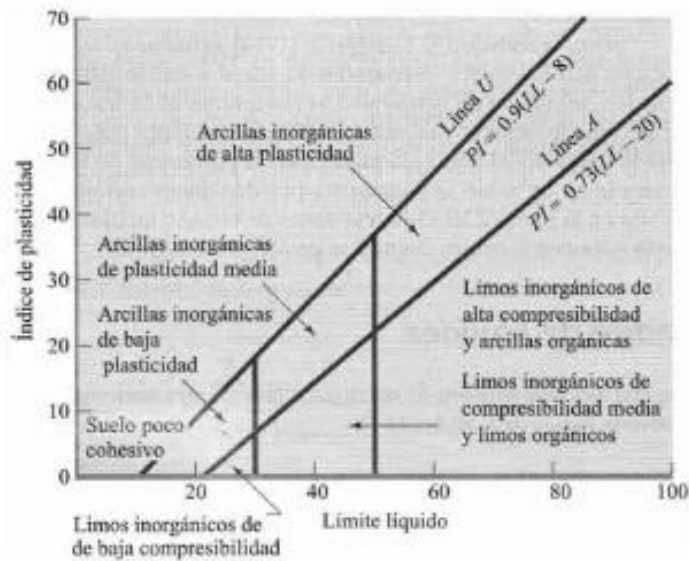
Valores de K_a para $\delta' = \phi' / 2$

α (grados)	ϕ' (grados)	β (grados)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4177
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

Fuente: Ingeniería De Cimentaciones”Braja M. Das (2012, p.340-346)”

Figura N° 8

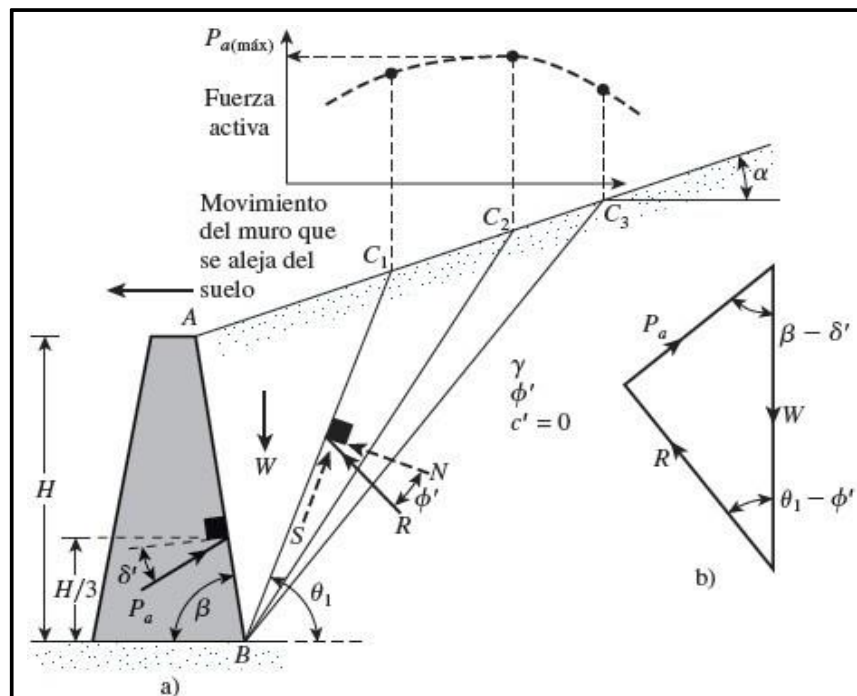
Definición de los límites de Atterberg



Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”

Figura N° 9

Presión activa de Coulomb



Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das (2012, p. 341)

2.6.2. Presión pasiva de tierra de Coulomb en condiciones estáticas

Según Braja M., Das (2012) define:

Para comprender la determinación de la fuerza pasiva de Coulomb, P_p , considere el muro que se muestra en la Figura N° 13 (a). Igual que en el caso de la presión activa, Coulomb supuso que la superficie potencial de falla en el suelo era un plano. Para una cuña de falla de prueba de suelo, como la ABC1, las fuerzas por longitud unitaria del muro que actúan sobre la cuña son:

- El peso de la cuña, W
- La resultante, R , de las fuerzas normal y cortante sobre el plano BC1 y
- La fuerza pasiva, P_p

En la Figura N° 13 (b) se muestra el triángulo de fuerzas en equilibrio para la cuña de prueba ABC1. A partir de este triángulo de fuerzas, se puede determinar el valor de P_p , debido a que se conoce la dirección de las tres fuerzas y la magnitud de una fuerza.

Se pueden elaborar triángulos similares para varias cuñas de prueba como ABC1, ABC2, ABC3, . . . , y determinar los valores correspondientes de P_p . En la parte superior de la Figura N° 13(a) se muestra la variación de los valores de P_p para cuñas diferentes. El valor mínimo de P_p en este diagrama es la fuerza pasiva de Coulomb, cuya expresión se aprecia en la ecuación 19: (pp. 365-366).

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \dots\dots\dots (\text{Ecuación N° 15})$$

Donde:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi')}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta') \left(1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}}\right)^2} \dots\dots\dots (\text{Ecuación N° 16})$$

Los valores de ϕ' y β para δ' se indica en la figura N°10.

Figura N°10

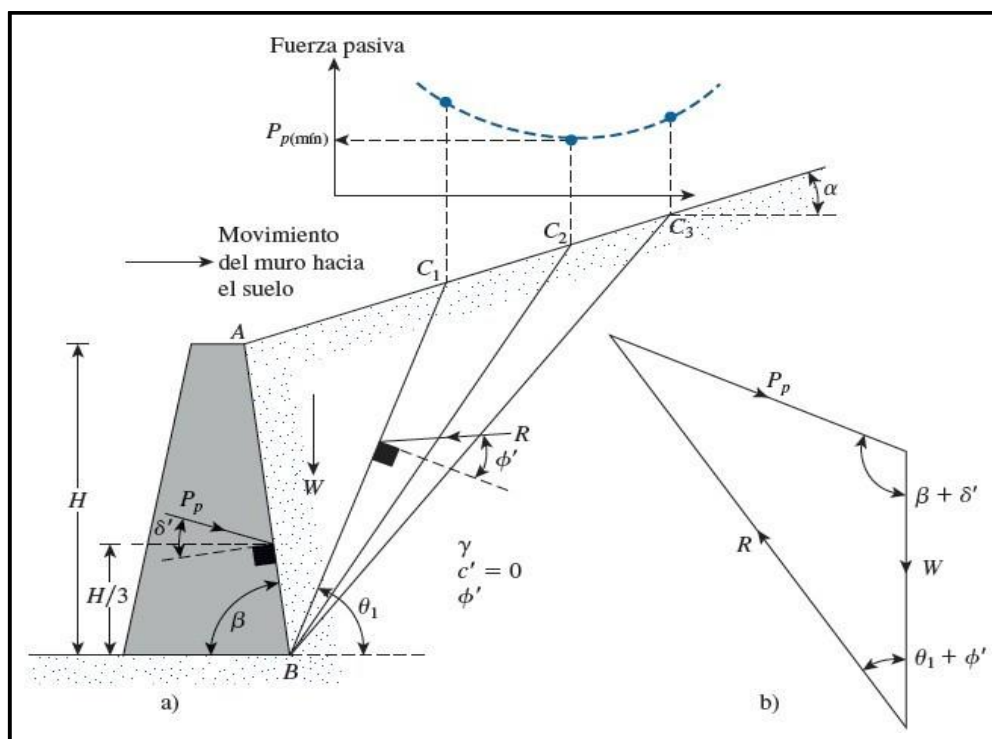
Valores de K_p para $\beta = 90^\circ$ y $\alpha = 0^\circ$

ϕ' (grados)	δ' (grados)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das (2012, p. 366).

Figura N° 11

Presión pasiva de Coulomb



Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das (2012, p.365)

2.7 Teoría de presión lateral para condiciones dinámicas

2.7.1. Presión activa de tierra de Mononobe – Okabe en condiciones dinámicas:

Braja M., Das y Ramana, G.V. (1993), concluyen que:

La ecuación de presión de tierra activa de Coulomb se puede modificar para tener en cuenta los coeficientes de aceleración vertical y horizontal inducidos por un terremoto. Esto se conoce generalmente como el análisis de Mononobe - Okabe. La solución Mononobe - Okabe se basa en las siguientes suposiciones:

- La falla en el suelo tiene lugar a lo largo de un plano como el BC que se muestra en la Figura N° 12.
- El movimiento de la pared es suficiente para producir una presión activa mínima.
- La fuerza de corte del suelo seco sin cohesión puede ser dada por la ecuación N° 17:

$$S = \sigma' \tan \phi \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 17)}$$

Donde σ' es el esfuerzo efectivo y S es la resistencia al corte.

- En caso de falla, se moviliza la fuerza de cizallamiento total a lo largo del plano de falla (plano BC, ver Figura N°).
- El suelo detrás del muro de contención se comporta como un cuerpo rígido.

La Figura N°12 muestra las fuerzas consideradas en la solución de Mononobe - Okabe. La línea AB es la cara posterior del muro de contención y ABC es la cuña del suelo que fallará. Las fuerzas en la cuña de falla por unidad de longitud de la pared son peso de la cuña W segundo.

- Fuerza activa PAE.
- Resultante de fuerzas de corte y normales a lo largo del plano de falla Fre. $K_h W$ y $K_v W$, las fuerzas de inercia en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente, donde la ecuación (18 y 19) determinan dichas fuerzas que

están en función de la aceleración:

$$K_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo... (Ecuación N° 18)}}{g}$$

$$K_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo... (Ecuación N° 19)}}{g}$$

La fuerza activa determinada por el análisis de cuña descrito aquí puede expresarse como la ecuación N° 20:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 20)}$$

donde KAE es el coeficiente de presión de tierra activo con efecto de terremoto, se expresa en la ecuación N°21:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\beta + \delta + \theta) (1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\beta + \delta + \theta)\sin(i - \beta)}})^2} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 21)}$$

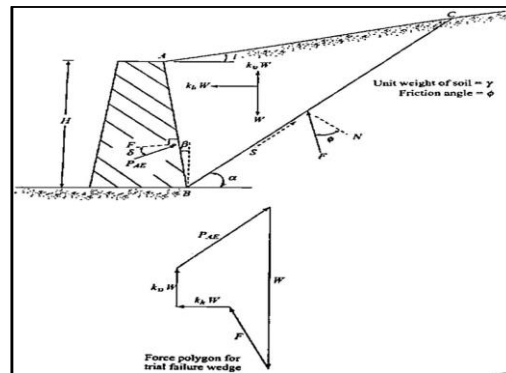
$$\theta = \tan^{-1}(k_h / (1 - k_v)) \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 22)}$$

La ecuación N.º 20 generalmente se conoce como la ecuación de presión de tierra activa de Mononobe - Okabe. Para la condición de fuerza activa (PAE), el ángulo α que la cuña de suelo ABC situada detrás del muro de contención (Ver la Figura N°12) forma con la horizontal (para $K_v = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $i = 0^\circ$, $\phi = 30^\circ$, y $\delta = 0^\circ$ y 20°), como se muestra en la Figura N° 13.

La Figura N°14 muestra los valores de KAE (ecuación 21) para varios valores de ϕ , δ , i , y K_h con $K_v = 0$ y $\beta = 0^\circ$. (pp. 330-333)

Figura N° 12

Derivación de la ecuación de Mononobe – Okabe

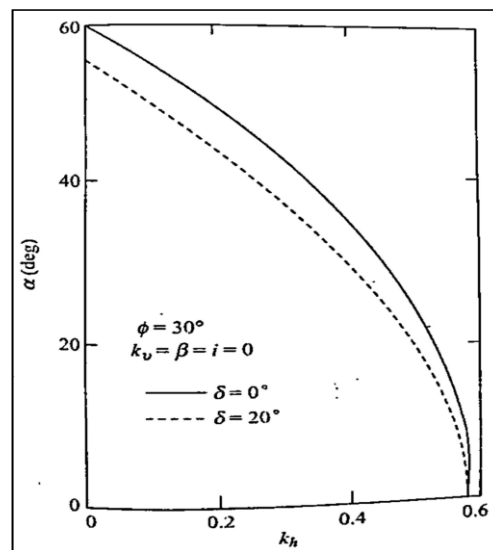


Fuente: “Principles of Soil

Dynamics”, Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 332)

Figura N° 13

Inclinación del plano con la horizontal (según Davies, Richards, y Chen, 1986)



Fuente: “Principles of Soil Dynamics”, Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 333)

Figura N° 14

Valores de KAE (ecuación N°21) con $K_v = 0$ y $\beta = 0^\circ$

ζ	δ (deg)	l (deg)	Φ (deg)				
			28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.326	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.332	0.27
0.3			0.611	0.569	0.478	0.4	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.89	0.716	0.596	0.5
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			-	-	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.447	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.57	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			-	-	0.878	0.694	0.486
0.5			-	-	-	0.899	0.624
0.1	$\varphi/2$	0	0.396	0.368	0.371	0.299	0.238
0.2			0.483	0.452	0.461	0.375	0.303
0.3			0.604	0.563	0.585	0.472	0.383
0.4			0.778	0.718	0.78	0.604	0.486
0.5			1.115	0.972	-	0.899	0.624
0.1	$\varphi/2$	5	0.428	0.396	0.306	0.253	0.207
0.2			0.537	0.497	0.38	0.319	0.267
0.3			0.699	0.64	0.474	0.402	0.34
0.4			1.025	0.881	0.599	0.508	0.433
0.5			-	-	0.774	0.648	0.552
0.1	$\varphi/2$	10	0.472	0.433	0.326	0.268	0.218
0.2			0.616	0.562	0.412	0.342	0.283
0.3			0.908	0.78	0.526	0.438	0.367
0.4			-	-	0.69	0.568	0.475
0.5			-	-	0.962	0.752	0.62
0.1	$(2/3)\varphi$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.74	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.8519	0.693	0.6
0.1	$(2/3)\varphi$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.224
0.2			0.541	0.501	0.418	0.35	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.6	0.509
0.5			-	-	1.034	0.812	0.679
0.1	$(2/3)\varphi$	10	0.472	0.434	0.354	0.29	0.237
0.2			0.625	0.57	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			-	-	0.909	0.699	0.573
0.5			-	-	-	1.037	0.8

Fuente: “Principles of Soil Dynamics”, Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 334)

2.7.2. Presión pasiva de tierra de Mononobe – Okabe en condiciones dinámicas

Braja M. Das y G.V. Ramana (1993), define:

En caso de falla, la fuerza pasiva dinámica es la fuerza, Ppe, por unidad de longitud del muro de contención. La fuerza por unidad de longitud de la pared que se debe considerar para el equilibrio de la cuña del suelo se muestra en la Figura N°15. Las anotaciones W, 2, 3, 4, 5, y K_v tienen el mismo significado que se describe en la Figura N° 15.

Usando las suposiciones básicas para el suelo dadas por la teoría Mononobe - Okabe, la fuerza pasiva (PAE, se expresa en la Ecuación N° 23) también puede derivarse como (Kapila, 1962). (pp. 368).

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - K_v) \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 23)}$$

Donde:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \sin(i - \beta)}}\right)^2} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 24)}$$

$$\theta = \tan^{-1}(k_h / (1 - k_v)) \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 25)}$$

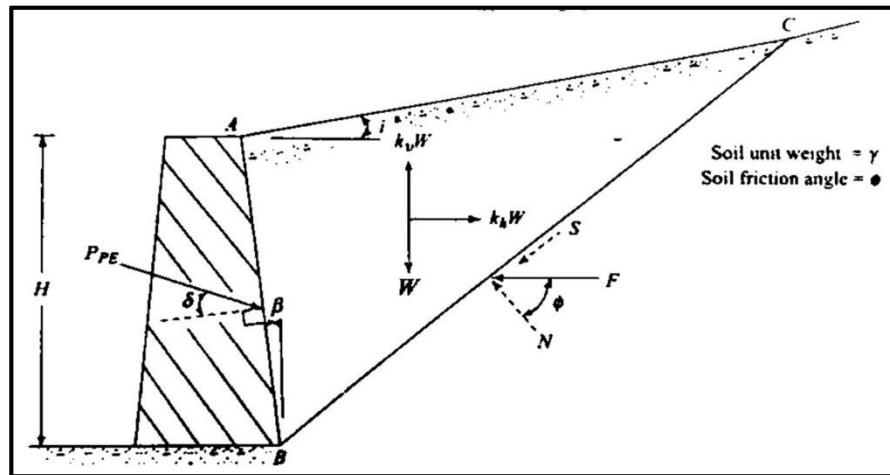
Tenga en cuenta que (Ecuación N° 23) se ha derivado para el relleno cohesivo en seco. Kapila también ha desarrollado un procedimiento gráfico para la determinación de PPE.

La Figura N° 16 muestra la variación de KPE para varios valores de ángulo de fricción del suelo ϕ y K_h (con $K_v = i = \beta = \delta = 0$). De la figura se puede ver que, con otros parámetros que recuerdan lo mismo, la magnitud de KPE aumenta con el aumento del ángulo de fricción del suelo ϕ .

La Figura N° 17 muestra la influencia del ángulo de pendiente de relleno de KPE. Otros factores que permanecen constantes, la magnitud de KPE aumenta con el aumento de i . Se puede encontrar un análisis más avanzado basado en el método cinemático de análisis de límites sobre los coeficientes de presión sísmica de la tierra (Soubra, 2000). (pp. 368-369)

Figura N° 15

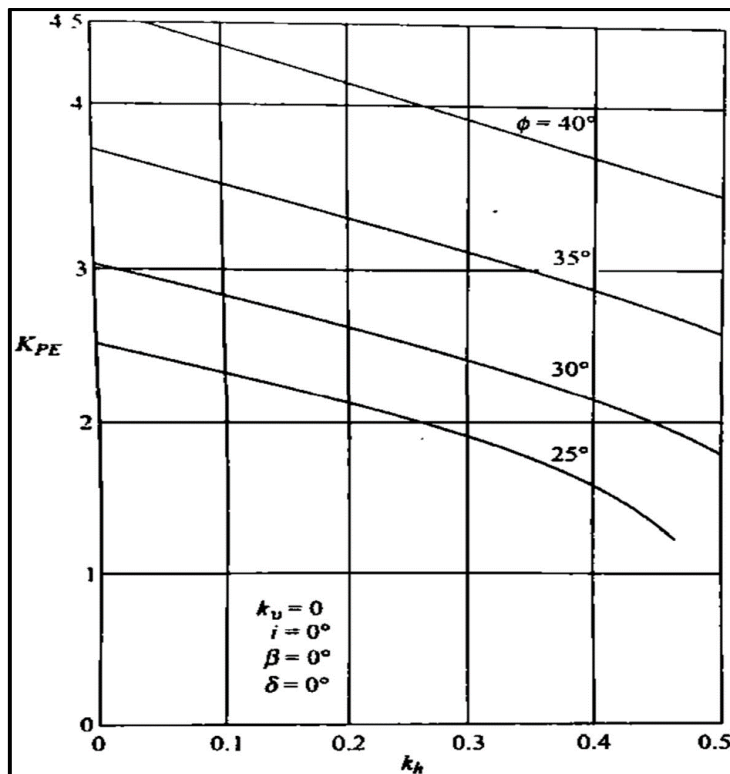
Fuerza pasiva, PPE, en un muro de contención



Fuente: "Principles of Soil Dynamics", Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 368)

Figura N° 16

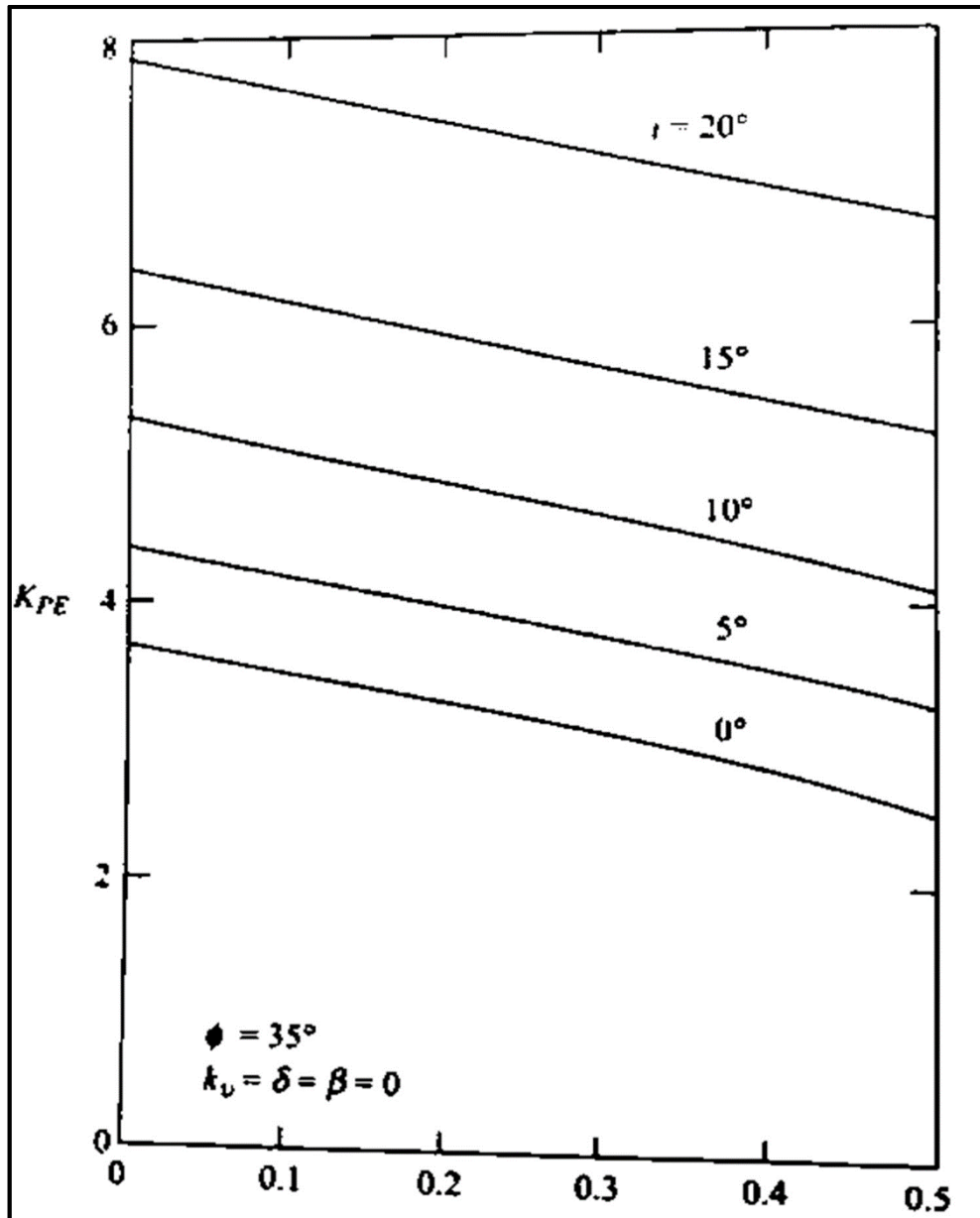
Variación de KPE con el ángulo de fricción del suelo y k_h



Fuente: "Principles of Soil Dynamics", Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 369)

Figura N° 17

Influencia de la pendiente del terreno en KPE (Según Davies, Richards, y Chen, 1986).



Fuente: "Principles of Soil Dynamics", Braja M. Das y G.V. Ramana (1993, p. 370).

2.8 Método estático para capacidad portante

2.8.1 Teoría de Terzagui

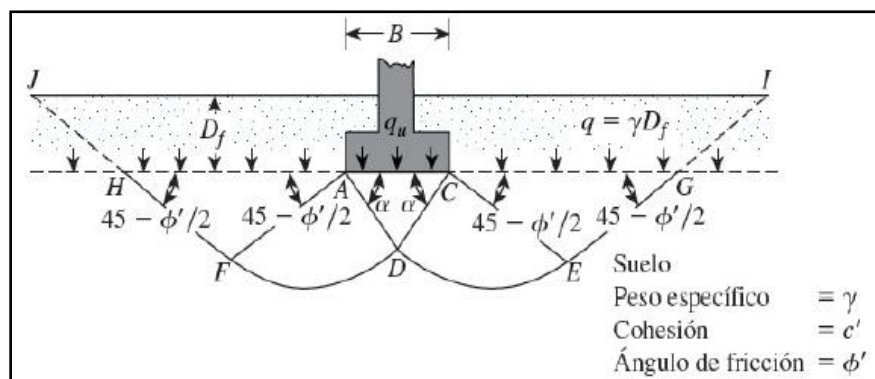
Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad, D_f (ver Figura N° 18), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación ancha a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la Figura N° 18 (Observe que este es el caso de falla general por corte según se define en la Figura N° 19(a)).

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (Ver Figura N° 18).

Figura N° 18

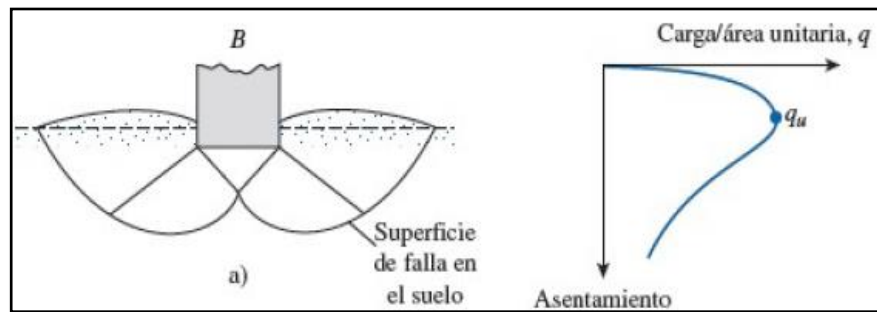
Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (Corrida).



Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das (2012, p. 137)

Figura N° 19

Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida).



Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das (2012, p. 134)

- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las zonas de cortante radial AD F Y CD E, en que las curvas DE Y D F son arcos de una espiral logarítmica.
- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ .

Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q, se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma, se representa en la Ecuación N° 26:

$$q_u = C \cdot N_c + q N_q + 1 \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 26)}$$

Donde:

C = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma \cdot D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ' .

- Factores de Capacidad de Carga

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ de Prandtl se definen en las siguientes expresiones en las ecuaciones N°27, 28 y 29 respectivamente,

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 27)}$$

$$N_q = e \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 28)}$$

$$N_q = 2 (N_c + 1) \tan \Phi \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 29)}$$

Donde:

K_{py} = coeficiente de presión pasiva.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones N° 27, 28 y 29 se dan en la figura N° 20.

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas y circulares, la ecuación N° 30 se puede modificar respectivamente a lo siguiente:

$$q_u = 1.3 C' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \text{ (cimentación cuadrada)} \dots \dots \text{(Ecuación N° 30)}$$

$$q_u = 1.3 C' N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \text{ (cimentación circular)} \dots \dots \text{(Ecuación N° 31)}$$

En la ecuación 30, B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación 31, B es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que presentan el modo de falla local por corte en suelos,

Terzaghi sugirió las modificaciones siguientes para las ecuaciones 26,30 y 31; en la figura N° 21 se muestra las variaciones de los factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi:

$$q_u = 2/3 C' N_c' + q N_q' + 1/2 \gamma B N_\gamma' \text{ (cimentación continua)} \dots \text{(Ecuación N° 32)}$$

$$q_u = 0.867 C' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \text{ (cimentación cuadrada)} \dots \text{(Ecuación N° 33)}$$

$$q_u = 0.867 C' N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \text{ (cimentación circular)} \dots \text{(Ecuación N° 34)}$$

Figura N° 20

Factores de capacidad de cargas elaborada por Kumbholkar (1993).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^*	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^*
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das (2012, p. 139).

Figura N° 21

Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N'_c , N'_q y N'_γ .

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: “fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, braja m. das (2012, p. 140)

N'_c , N'_q y N'_γ , los factores de capacidad de carga modificados se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para N_c , N_q y N_γ , respectivamente) reemplazando ϕ' por $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi')$. La variación de N'_c , N'_q y N'_γ con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se da en la figura N° 21.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi ahora se han modificado para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de empotramiento (Df) y la inclinación de la carga. Sin embargo, muchos ingenieros aún utilizan la ecuación de Terzaghi, ya que proporciona muy buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos. (Braja M., Das, 2012, pp. 136-140).

2.8.1.1 Coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto K_s es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, p , y el asiento que se produce, y , es decir $K_s = p/y$. Este parámetro tiene dimensión de peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno no es una constante del mismo ya que también depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno.

Terzaghi (1955) propuso:

- Para una **zapata cuadrada** de lado B(m) el coeficiente de balasto valdrá:

$$K = \frac{K_{30} * 0.3}{B} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 35)}$$

- Para suelos arenosos

$$K = \frac{K_{30} (B + 0.30)^2}{2B} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 36)}$$

- Para suelos de transición (entre arenas y arcillas)

$$K = \frac{\% \text{ cohesivo}}{100} * K_{\text{cohesivo}} + \frac{\% \text{ arenoso}}{100} * K_{\text{arenoso}} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 37)}$$

- Si lo que tenemos es una **losa rectangular** de lados B(m) y L(m) (L>B)

$$K_{\text{rectangular}} = \frac{2}{3} K \text{ cuadrado} \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \dots \text{(Ecuación N° 37)}$$

2.9 Métodos dinámicos para capacidad portante

El suelo en cualquier parte del mundo está sometido constantemente a movimientos sísmicos en menor y mayor escala; por tanto, se van a mencionar teorías y métodos aproximados para el cálculo de la capacidad portante de varios autores que se han dedicado en el progreso de la Ingeniería Geotécnica Sísmica.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que, durante el análisis del movimiento dependiente del tiempo de una cimentación sometida a carga dinámica o al estimar la capacidad de carga en condiciones dinámicas, se deben considerar varios factores. Lo más importante de estos factores son:

- Naturaleza de la variación de la magnitud del pulso de carga.
- Duración del pulso.
- Respuesta de la velocidad de deformación del suelo durante la deformación.

2.9.1 Método de Richard

El análisis de límites utilizando un mecanismo de tipo Coulomb que incluye fuerzas de inercia en el suelo y sobre el terreno da expresiones para los factores de capacidad de carga sísmica que están directamente relacionados con sus contrapartes estáticas.

2.9.1.1 Simplificación de la Curva de Prandtl

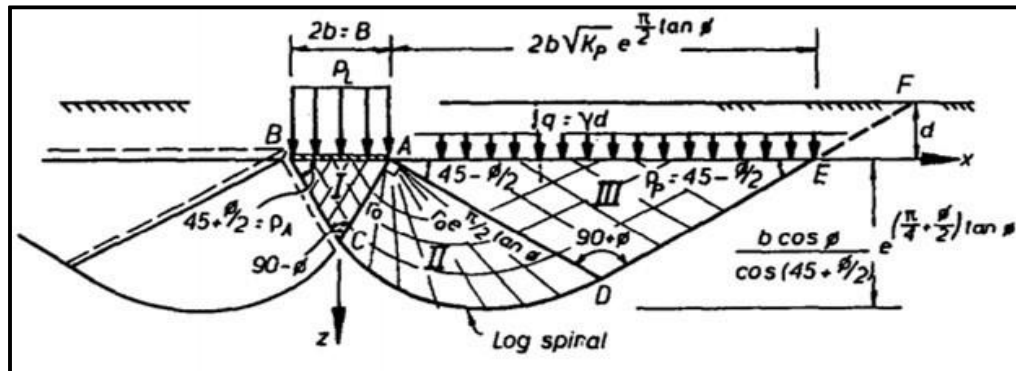
Richards, D. G. Elms y M. Budhu, concluye:

Los factores en sí mismos son funciones del ángulo de fricción interna ϕ , que se supone constante, y se derivan del análisis del límite superior en el que se asume el mismo mecanismo de falla en todo momento.

El campo de deslizamiento bidimensional clásico obtenido por Prandtl (1921) como se muestra en la Figura N° 22 es el mecanismo de falla tradicional utilizado. El suelo homogéneo de peso unitario efectivo γ tiene las características de cizalladura Mohr-Coulomb C y ϕ puede considerarse como un cuerpo de plástico rígido.

Figura N° 22

Campo de Deslizamiento Estático de Prandtl.



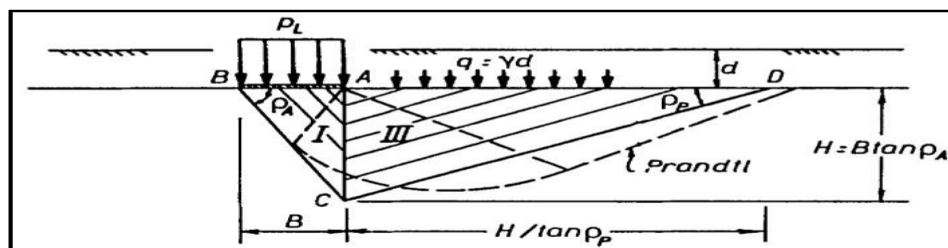
Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones – Journal Geotechnical Engineering– “Fig. 1” (p. 664).

El patrón básico de falla de Prandtl tiene tres regiones: (1) Una cuña de suelo activa o capturada (región I) que se mueve hacia abajo; (2) una cuña pasiva en la región III que se mueve hacia arriba, y (3) una zona de transición logarítmica de ventilador radial en la región II que se mueve lateralmente mientras gira alrededor de A.

Una simplificación muy útil para la superficie de falla de Prandtl es, como se muestra en la Figura N° 23 eliminar la zona de transición con forma de abanico y de ese modo promediar su efecto concentrando la transferencia de cizallamiento en AC. La línea AC se puede considerar como una pared de retención con el empuje lateral activo P_A de la región I que empuja contra la resistencia pasiva P_P de la región III. Este mecanismo de fallo de Coulomb es similar a la sugerida por (Lambe & Whitman, 1969), pero con la fricción de cizallamiento de suma importancia incluida en AC.

Figura N° 23

Campo de deslizamiento estático simplificado con cuña coulomb

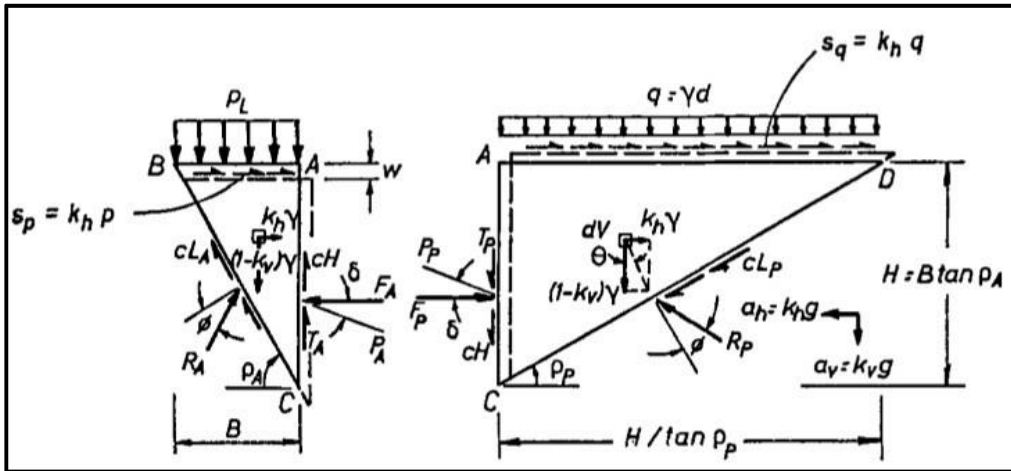


Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones.

Del equilibrio de las dos cuñas de Coulomb involucradas (ver Figura N° 24), se pueden derivar factores de capacidad de carga para cada componente de la fuerza. (pp. 663 – 665)

Figura N° 24

Mecanismo de Coulomb (con la fricción de la pared, δ)



Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones

2.9.1.2 Adaptación de los Factores de Capacidad Estática para Dinámicas

A partir del equilibrio se derivan los siguientes factores de capacidad de carga para cada componente de fuerza. A continuación, se presentan las ecuaciones que derivan los factores de capacidad de carga con la simplificación de la curva de Prandtl y tomando en cuenta las fuerzas de inercia del suelo.

$$F_A = K_A P_L^q H = F_p = K_p q H \dots \dots \dots (\text{Ecuación N° 38})$$

Donde:

p_L^q = Componente de carga soportado por q .

Dando como resultado lo siguiente:

$$N_q = \frac{K_p}{\dots} \dots \dots (\text{Ecuación N° 39})$$

K_A

Del mismo modo, considerando solo la contribución del peso del suelo a continuación la base ($q = c = 0$), al colapso.

$$F_A^Y = P_L^Y H K_A + \frac{1}{2} y H^2 K_A = \frac{1}{2} y H^2 K_p = F_p^Y \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 40)$$

Dando como resultado lo siguiente:

$$N_y = \tan_{pA} \left(\frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 41)$$

Considerando el equilibrio de Coulomb, se obtienen los coeficientes de empuje pasivo y activo (K_a (Ecuación N° 42) y K_p (Ecuación N° 43)) seguido de los ángulos críticos de ruptura en condiciones estáticas, respectivamente:

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi)}{\cos\delta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta)\sin\Phi}{\cos\delta}} \right)^2} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 42)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi)}{\cos\delta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi-\delta)\sin\Phi}{\cos\delta}} \right)^2} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 43)$$

$$P_A = \Phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{(\tan\Phi(\tan\Phi + \cot\Phi)(1 + \tan\delta \cot\Phi))^{\frac{1}{2}} - \tan\Phi}{1 + \tan\delta(\tan\Phi + \cot\Phi)} \right\} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 44)$$

$$P_p = -\Phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{(\tan\Phi(\tan\Phi + \cot\Phi)(1 + \tan\delta \cot\Phi))^{\frac{1}{2}} + \tan\Phi}{1 + \tan\delta(\tan\Phi + \cot\Phi)} \right\} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 45)$$

Richards, D. G. Elms y M. Budhu, sugiere que:

Para el correcto mecanismo de Coulomb cinemático, las cuñas deben deslizarse una con respecto a la otra y $\delta = \phi$. Esto, por el teorema del límite superior del análisis del límite, debe sobrestimar la capacidad de soporte, lo que lo hace. Sin embargo, dado que la pared ficticia reemplaza la zona de transición con forma de abanico, debería promediar la transferencia de corte, y el ajuste $\delta = \phi / 2$ parece más razonable como una aproximación. Como se muestra en la figura N° 25, tal suposición, de hecho, da una muy buena correlación entre los dos mecanismos para todos los

valores de ϕ . (p. 666)

Figura N° 25

Comparación de pradtly y coulomb. Tipo Mecanismos y factores de capacidad de carga estática.

Parameter (1)	$\phi = 0^\circ$	$\phi = 10^\circ$			$\phi = 20^\circ$			$\phi = 30^\circ$			$\phi = 40^\circ$		
	$\delta = 0$ (2)	$\delta = 0$ (3)	$\delta = 5$ (4)	$\delta = 10$ (5)	$\delta = 0$ (6)	$\delta = 10$ (7)	$\delta = 20$ (8)	$\delta = 0$ (9)	$\delta = 15$ (10)	$\delta = 30$ (11)	$\delta = 0$ (12)	$\delta = 20$ (13)	$\delta = 40$ (14)
K_A	1	0.704	0.662	0.635	0.490	0.447	0.427	0.333	0.301	0.297	0.217	0.199	0.210
ρ_A (degrees)	45	50	45.2	41.8	55	51.1	48.1	60	56.9	54.3	65	62.6	60.4
K_P	1	1.420	1.569	1.730	2.040	2.635	3.525	3	4.978	10.09	4.60	11.77	92.59
ρ_P (degrees)	45	40	33.2	28.4	35	27.0	21.2	30	20.7	13.4	25	14.1	4.8
N_q (Prandtl)	1	2.47	2.47	2.47	6.40	6.40	6.40	18.40	18.40	18.40	64.20	64.20	64.20
N_q (Coulomb)	1	2.02	2.37	2.73	4.16	5.90	8.26	9	16.51	33.97	21.15	59.03	44.05
N_c (Prandtl)	0	1.22	1.22	1.22	5.39	5.39	5.39	22.40	22.40	22.40	109.41	109.41	109.41
N_c (Coulomb)	0	1.21	1.38	1.54	4.51	6.06	8.10	13.85	23.76	45.96	43.21	111.9	774.4

Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones Journal Geotechnical Engineering– “Tabla 1”

2.9.1.3 Capacidad de Carga Sísmica

Richards, D. G. Elms y M. Budhu, definen la capacidad de carga sísmica como:

Este mecanismo de falla de Coulomb se puede extender directamente a la dinámica situación de terremoto. Con referencia, el cuerpo inercial fuerza $k_h\gamma$ y $k_v\gamma$ debido a las aceleraciones k_hg y k_vg , que se establecieron igual a cero para la estática caso, ahora están incluidos. Como en el caso estático, la densidad o el peso unitario τ y el ángulo de fricción ϕ se supone constante. Ver ecuaciones N° 46, 47, 48 y 49.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)(1+\sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi+\delta)\text{sen}(\Phi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}})^2} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N° 46})$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\Phi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)(1-\sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi+\delta)\text{sen}(\Phi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}})^2} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N° 47})$$

$$P_{AE} = a + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1+\tan^2 a)(1+\tan(\delta+\theta)\cot a)} + \tan\Phi}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan a + \cot a)} \right\} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N° 48})$$

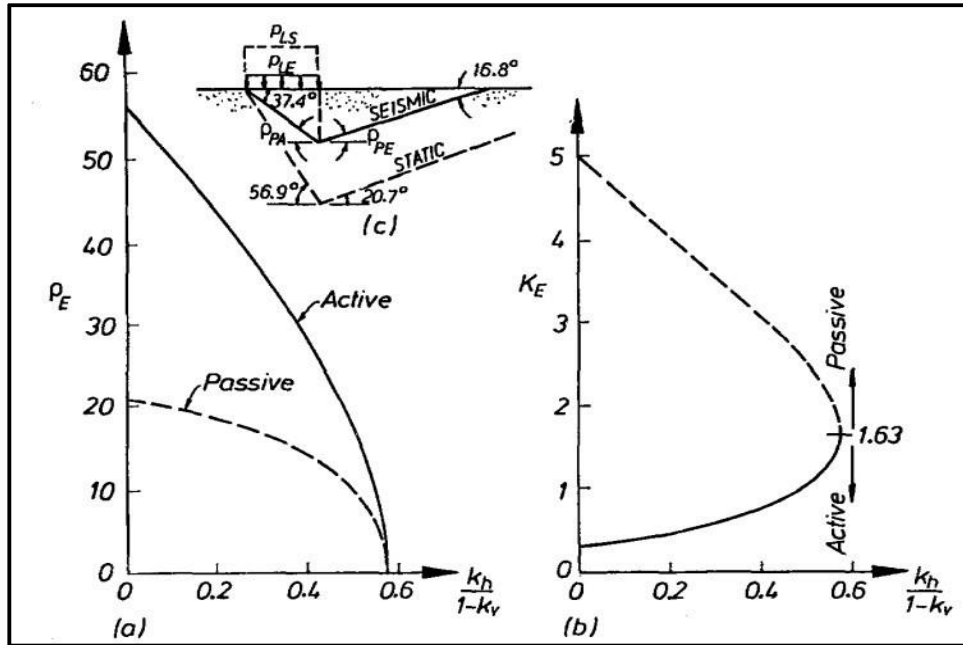
$$P_{PE} = -a + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1+\tan^2 a)(1+\tan(\delta-\theta)\cot a)} + \tan \Phi}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan a + \cot a)} \right\} \dots\dots\dots (\text{Ecuación N}^\circ 49)$$

Donde $\Theta = \tan^{-1} k_h / (1 - k_v)$ y $a = \phi - \Theta$.

Ecuaciones N° 46 y 47 se trazan en la figura N° 26 para $\phi = 36^\circ$ y $\delta = 18^\circ$ para ilustrar el efecto sísmico sobre: (1) los coeficientes activos y pasivos; (2) el activo y ángulos de cuña pasivos; y (3) la geometría correspondiente de mecanismo de falla para una intensidad de aceleración de terremoto en particular de $\tan \Theta = 0.3$. A medida que la intensidad de aceleración aumenta, el empuje activo aumenta, el empuje pasivo disminuye, y los ángulos de cuña se vuelven más pequeños. Por lo tanto, el mecanismo de deslizamiento sísmico se vuelve menos profundo y más localizado hasta que, cerca del estado de fluidización de corte general, cuando $K_{AE} = K_{PE}$ y $P_{PE} = P_{AE} = 0$, el suelo simplemente fluye desde debajo de la base.

Figura N° 26

Mononobe – Okobe análisis para $\phi = 36^\circ$, $\delta = \phi/2$: a) Inclinación de la Superficie de Falla; b) Coeficiente de presión sísmica; c) Mecanismo de falla para $k_h/(1 - k_v) = 0.3$



Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones – Journal Geotechnical Engineering– “Figura N° 4”

La transición del sismo recuerda mucho a la descripción de Vesic (Vesic et al., 1965; Vesic 1973) de la transición estática de cizalladura general a cizalladura local a perforación cortar.

Sustituyendo estos coeficientes de presión sísmica en las ecuaciones N° 48 y N° 49 con la suposición de que $\delta = \phi / 2$ da los factores de capacidad de carga sísmica N_{qE} y $N_{\gamma E}$ directamente. En la figura N°27 muestra los resultados para $\phi= 36^\circ$. En esta figura, en aras de la integridad, el valor de N_{qe} se usa para calcular N_{ce} a partir de la ecuación estática N_c sin ninguna justificación real. Aunque se cree que esta suposición debería dar una buena aproximación, la degradación sísmica de la cohesión componente de la capacidad de carga, particularmente para altas relaciones de aceleración, necesita una investigación seria.

Pueden compilarse tablas de factores de capacidad de carga sísmica para un rango completo de ϕ ángulos se puede compilar para el diseño sísmico para ser utilizado con la contraparte dinámica de la Ecuación N° 50 de capacidad de carga estática:

$$P_{LE} = c \cdot N_{cE} + \gamma d N_{qE} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma E} \dots \dots \dots (\text{Ecuación N° 50})$$

Para ilustrar más completamente la dramática disminución de la capacidad de carga en un terremoto, se muestran las relaciones entre los factores de capacidad de carga sísmica

a estática en la Figura N° 28 Incluso a un nivel moderado de aceleración, como $kh = 0.25$ y sin aumento sísmico en la carga, una base de superficie sobre arena densa retiene solo un tercio su capacidad de carga estática y, si está diseñado con un factor estático de seguridad de 3.0, comience a establecerse. Por lo tanto, no es sorprendente, como se señaló en la introducción, tanques de petróleo sobre arena densa sufrieron de asentamientos excesivos en el terremoto de 7.8 Miyagihen-Oki. Tomar precauciones contra la licuefacción no es garantía para evitar problemas de capacidad de carga sísmica. En el caso extremo de fluidización general cuando $\Theta \geq \phi$, incluso el suelo seco se comporta como un fluido viscoso pesado y toda la capacidad de carga que queda es la profundidad efecto correspondiente a la flotabilidad. Para grandes terremotos, todas las fundaciones, por lo tanto, desarrollará algún asentamiento, incluso en arena densa. Para suelos con ángulos de fricción efectivos más bajos, la degradación sísmica de la capacidad de carga es aún más rápido y la fluidización general ocurre mucho antes. Para $\phi = 36^\circ$ la capacidad de carga de 36° desaparece completamente a $kh =$ y los asentamientos grandes eso daría lugar a un fuerte y prolongado terremoto podría fácilmente ser erróneamente atribuido a la licuefacción. La falla del cojinete sísmico, sin embargo, es bastante diferente de la falla estática.

Figura N° 27

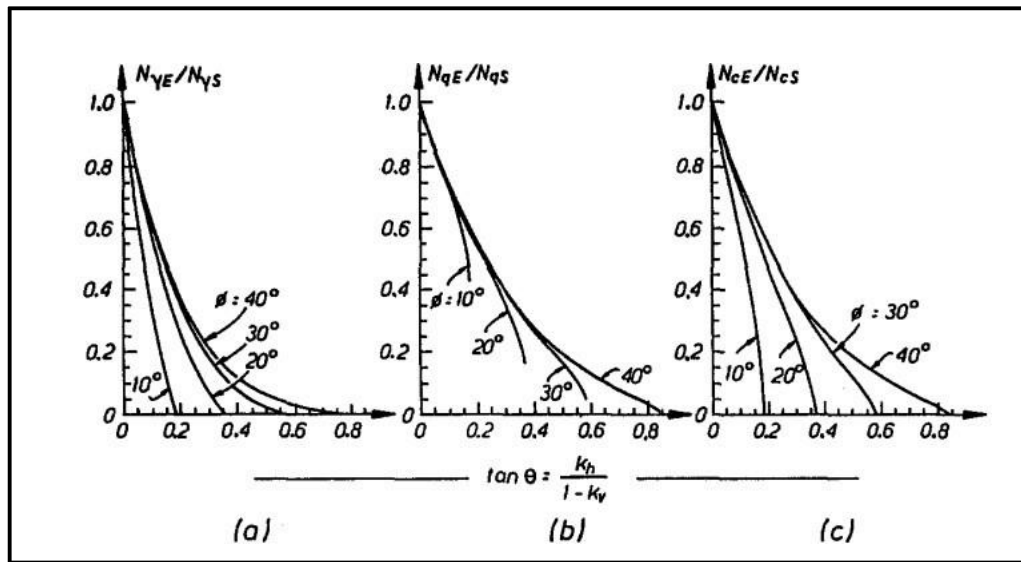
Factores de capacidad de carga sísmica y relaciones a valores estáticos para $\phi = 36$

Acceleration Intensity $\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v}$ (1)	Seismic Bearing-Capacity Factors			Ratios of Seismic to Static Bearing-Capacity Factors		
	N_{qE} (2)	$N_{\gamma E}$ (3)	N_{cE} (4)	N_{qE}/N_{qS} (5)	$N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ (6)	N_{cE}/N_{cS} (7)
0	16.51	23.76	26.86	1.00	1.00	1.00
0.807	12.86	15.34	20.55	0.78	0.65	0.77
0.176	9.84	9.45	15.31	0.60	0.40	0.57
0.268	7.30	5.36	10.91	0.44	0.23	0.41
0.364	5.12	2.61	7.14	0.31	0.11	0.27
0.466	3.21	0.88	3.83	0.19	0.04	0.14
0.577	1.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00

Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones – Journal Geotechnical Engineering–

Figura N° 28

Relación sísmica a estática para capacidad portante



Fuente: Capacidad Portante Sísmica y Asentamientos de Fundaciones – Journal Geotechnical Engineering–

Mientras que una falla de la carga estática puede ocasionar desplazamientos repentinos sustanciales, la resolución de la capacidad de carga en un terremoto se produce solo cuando la relación de aceleración $[k_h / (1 - k_v)]$ * está por encima de un cierto nivel crítico. Esto solo puede suceder en un terremoto durante un número finito de períodos de tiempo pequeños. Por lo tanto, se esperaría que el asentamiento sísmico fuera finito y se componga de una cantidad de pequeños incrementos.

Las aceleraciones verticales y horizontales están en gran parte sin correlación, por lo que el efecto del pulso vertical podría disminuir tanto como para aumentar el efecto de los impulsos de aceleración horizontal.

2.10 Definición de términos básicos

- **Vulnerabilidad:** Es la capacidad que tiene una persona o un grupo para resistir los peligros de algún desastre natural o también causado por el humano mismo y a su vez para recuperarse.
- **Peligro Sísmico:** Probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor a un valor fijado.
- **Microzonificación Sísmica:** Son estudios que realizan los efectos de sismos y fenómenos asociados como por ejemplo deslizamientos, tsunamis, licuación de suelos, etc. Estos estudios se basan bajo la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales u otros fenómenos naturales.
- **Riesgo sísmico:** Es definido como una función de la vulnerabilidad sísmica y del peligro sísmico ($\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$), grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras.
- **Análisis de vulnerabilidad:** Es el proceso de evaluación en el cual se determina el nivel de exposición de uno o un grupo de elementos frente a alguna situación de peligro.
- **Capacidad portante estática:** Es la presión máxima frente al contacto entre la cimentación y el terreno debido a cargas estáticas tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.
- **Cimentación:** Es el conjunto de elementos estructurales que tiene como función transmitir sus cargas al suelo de forma distribuida de manera que esta no supere su presión admisible ni produzcan cargas zonales.
- **Mampostería:** Es una forma de construcción que tiene un proceso en el que se unen las piedras con argamasa sin ningún orden de hiladas o tamaños.
- **Ductilidad:** Es la propiedad que tienen algunos materiales que bajo la fuerza pueden deformarse en forma de hilo, pero no romperse.

- **Perfil estratigráfico:** Es una serie vertical de capas llamadas “estratos” en el suelo. En ella, cada vez que se esté excavando el suelo más antiguo, en a cada uno de estos estratos se describe la composición de estos tanto las rocas que tiene como la granulometría del suelo.
- **Grado de saturación del suelo:** Es el contenido de agua del suelo cuando todos los espacios están llenos de agua.
- **Coefficiente de balasto:** Es un parámetro que representa la relación entre la presión que actúa en un punto “p” y el asiento que se produce “y” ($K_s=p/y$).

2.11 Hipótesis o Supuestos teóricos

2.11.1 Hipótesis general

Al realizar el estudio de suelos con fines de cimentación y el análisis de la vulnerabilidad sísmica permite obtener una buena seguridad para la construcción de una edificación en el distrito de surquillo.

2.11.2 Hipótesis específicas

- a) Los programas Etabs 18 y Safe 2016 permiten evaluar el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas en el distrito de Surquillo.
- b) Determinando la capacidad portante admisible en base a los métodos estáticos y dinámicos, permitirá recomendar el diseño de la cimentación de la edificación de Vivienda Multifamiliar Las Palomas en el distrito de surquillo.
- c) Basado en los trabajos de campo, interpretación de los perfiles estratigráficos, características de la estructura a construir y cálculo de la capacidad portante, se determina que la profundidad mínima de cimentación sea de 1.20m con respecto al nivel de piso terminado del sótano y utilizar una cimentación superficial tal como, zapatas aisladas conectadas con viga de cimentación y cimientos corridos armados.

2.12 Variables de estudio

2.12.1 Operacionalización de las variables

Dentro de las variables de la investigación, las variables independientes son los métodos s estático y dinámico ya que mediante estos se podrá determinar el valor de la capacidad portante estático y dinámico. Así también como el diseño de la cimentación para poder recomendar el tipo y profundidad usando resultado obtenidos en el informe de mecánica de suelos de la inmobiliaria. Mientras que la variable dependiente es el perfil estratigráfico, ya que mediante a esta se puede determinar el diseño de la cimentación. Ver Anexo A.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

3.1 Tipo y nivel de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

Aplicado: Según Tamayo (2000) depende de los conocimientos y aportes de la investigación básica. Se dirige a su aplicación inmediata y no al desarrollo de teorías. Confronta la teoría con la realidad. Alfaro (2012).

La orientación de la investigación es de tipo aplicada no experimental, porque se conoce la realidad a través de la recolección de datos, su análisis e hipótesis. Las técnicas empleadas son la revisión de base de datos, análisis documental con análisis de contenido y entrevistas.

El enfoque de la investigación es de tipo cuantitativa, se realizó estudios de mecánica de suelos para obtener los parámetros geotécnicos de la zona de estudio.

3.1.2 Nivel de la investigación

La investigación es del tipo Descriptiva ya que se explicó los métodos que se van a emplear para la obtención de la capacidad portante estática y dinámica. Además, utilizando un estudio de suelos de una edificación ubicada en el distrito de Surquillo se pudo analizar su vulnerabilidad frente a un sismo, en otras edificaciones ya que en este caso todo el distrito cuenta como el mismo suelo.

3.2 Población de estudio

La población de estudio son todas las edificaciones que tienen las mismas características.

3.3 Diseño muestral

La población de estudio es la Residencial las palomas 160 que se encuentra dentro del distrito de Surquillo, departamento de Lima, Perú.

Malhotra (2004), menciona que:

La muestra es no probabilística por conveniencia, la cual consiste en obtener una muestra de elementos a conveniencia, donde la selección se deja al entrevistador y/o investigador,

para que el contexto pueda ser seleccionado porque se encuentra en el momento y tiempo adecuado. Por lo tanto, la muestra fue conformada por el edificio multifamiliar “Residencial las palomas 160”, se encuentra situado en la Calle las Palomas N° 160 Mz. C3 lote 10, perteneciente al distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

Las técnicas que se usaron en la investigación se basaron en la recolección de información, obtención de datos en la zona para determinar parámetros geotécnicos estáticos para el cálculo de la capacidad portante estática, para el cálculo de la capacidad portante dinámica y se analizó la cimentación para condiciones estáticas y dinámicas.

Documental: Se obtuvo información de fuentes bibliográficas tales como páginas webs, artículos especializados, libros, tesis pasadas y revistas.

Técnica: Se utilizó el software etabs 18 para la modelación de la estructura utilizando datos reales del estudio de suelos, exportando al programa Safe 2016 para la verificación de las presiones.

3.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

El análisis con el software Etabs 18 fue realizado por los tesisistas teniendo previos conocimientos con cursos de análisis de estructuras en la Universidad Ricardo Palma.

Para el análisis de la estructura se usó lo establecido por las normas E 0.30 “Diseño Sismorresistente”, norma E 0.20 “Cargas” y E.050 Suelos y Cimentaciones, con ellos se garantiza la validez de los resultados.

3.5 Procedimientos para la recolección de datos

La investigación de campo se ha efectuado de acuerdo a la Norma E-50 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones. La información obtenida se presentó en tablas técnicas con la finalidad de determinar las características del subsuelo del área de estudio, se ejecutaron tres excavaciones a cielo abierto, ubicados convenientemente de tal manera de cubrir el área en estudio y determinar las características del perfil estratigráfico.

3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

El método que se usó para el análisis de los datos será mediante el Análisis Estático y dinámico, se utilizarán el software Etabs 18, además de haberse realizado actividades en campo para su obtención de datos:

- Excavación por medio de calicatas
- Muestreo y registro de exploración
- Ensayos de laboratorio (realizado con la inmobiliaria AMESUR SAC, 2019)

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN PARA UNA ESTRUCTURA REPRESENTATIVA EN CONDICIONES ESTÁTICA Y DINÁMICA

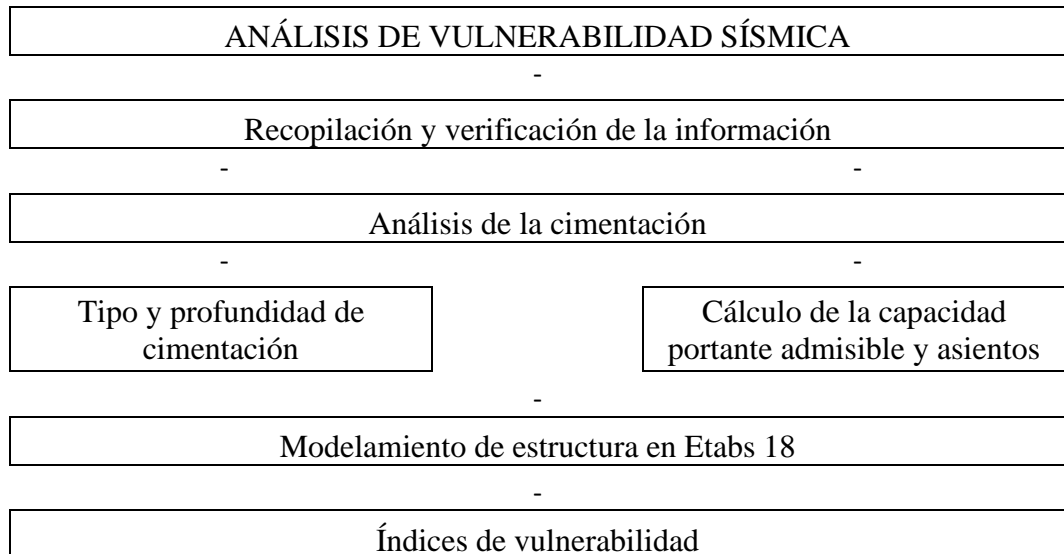
4.1. Descripción del caso

4.2. Diagrama de flujo del proceso

El diagrama de flujo del proceso se basa en el resumen general, explicando y detallando el procedimiento que se va a realizar en la presente tesis con el fin de analizar la vulnerabilidad sísmica de un distrito, analizando los datos obtenidos en un estudio de suelos de una edificación en ejecución y cálculo de la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas. Así como también el de realizar la verificación de presiones en el programa SAFE 2016. La figura 3 presenta el diagrama de flujo correspondiente.

A continuación, se describe cada etapa del proceso.

Tabla N° 4 Diagrama de flujo de procedimiento



Fuente: Elaboración Propia

4.2.1 Recopilación y verificación de a información

La investigación de campo se ha efectuado de acuerdo con la Norma E-50 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones. Como representación del distrito de Surquillo y con la finalidad de determinar las características del suelo y se tomaron muestras de tres calicatas que se hicieron en toda el área.

4.3. Zona de estudio

4.3.1. Delimitación de la zona y punto de investigación

La zona de estudio se ubica en el distrito de Surquillo, provincia de Lima, departamento De Lima; donde se ejecuta la construcción de un edificio de seis pisos de un área de 388.53 m². Está situado en la Calle las Palomas N° 160 Mz. C3 lote 10. En la Figura N° 29 se puede visualizar el punto de estudio.

Figura N° 29

Área de Investigación y la delimitación para el Terreno de exploración.



Fuente: Google Earth Pro.

4.3.2. Características topográficas

El distrito de Surquillo es uno de los 43 distritos de la Provincia de Lima, ubicada en el departamento de Lima. Limita al norte con los distritos de San Isidro y San Borja, al este con el distrito de Santiago de Surco, y al oeste y sur con el distrito de Miraflores. Ver Plano PG-01 en anexo.

4.3.3. Características geológicas

4.3.4. Ficha de reporte

La elaboración de la ficha de reporte tiene como finalidad precisar cálculos a fin de estimar la vulnerabilidad sísmica presente en la edificación “Las palomas 160” ubicada en el distrito de Surquillo, conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones, utilizando sus parámetros de zonificación, clasificación de tipos de suelo y factores de amplificación sísmica, apoyándonos de una hoja de cálculo del programa Ms Excel.

4.4. Exploración y extracción de muestras del punto de investigación

Con el fin de tomar muestras representativas de diferentes estratos, se procedió a hacer tres excavaciones a cielo abierta o calicatas ocupando tres puntos principales (C-1, C-2 y C-3) en toda el área del terreno con ayuda de maquinaria en la zona donde se está

Nota: En la tabla N° 5, se asumió como nivel de referencia la cota +0.00 m, correspondiente a la cota más baja de la vereda del frontis del terreno.

Se procedió a extraer muestras de distintas profundidades con la idea de obtener un perfil proyectado el estudio. Ver tabla N° 5.

Tabla N° 5

Tabla de profundidad de las calicatas

CALICATAS	PROF	COTA
	(m)	RELATIVA (m)
C-1	8.00	0.00
C-2	8.00	0.00
C-3	10.00	0.00

Elaboración: propia

estratigráfico que represente los estratos de las ya mencionadas tres calicatas. Se realizó el registro y exploración de campo de forma manual y visual del perfil del suelo en cada calicata, en los que se indican las diferentes características geotécnicas del suelo, tales como

tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, compacidad, etc., tal como se pueden observar en los registros estratigráficos.

4.4.1. Parámetros geotécnicos

Se realizaron los ensayos de Corte Directo con él se determinó la resistencia al corte de la muestra, Contenido de Humedad expresada como el peso de agua en una masa de suelo, Análisis granulométrico para determinar las constantes del suelo, Gravedad Especifica de Solidos en el Suelo calculando la densidad de agua, Ensayo del Peso Unitario, Ensayo de Limites de consistencia, diagrama de fluidez y distribución granulométrica las tres calicatas que se hicieron las cuales se describen en La Tabla N°6, 7 y 8 respectivamente.

4.4.2. Perfil estratigráfico

En base a la información obtenida de los trabajos de campo se elaboró el plano de ubicación de calicatas y el perfil estratigráfico del terreno en base a las 3 calicatas descritas en las Tablas N° 6, 7 y 8 respectivamente. Ver Plano PG-01.

4.4.2.1 Conformación del Subsuelo

Sector de la calicata C-1

0.0 – 0.10

Losa de concreto

0.10 – 0.60

Material de relleno con matriz de arcilla arenosa de color marrón, poco húmedo, ligeramente plástico, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas, cascotes y fragmentos de ladrillos.

0.60 – 1.00

Arcilla arenosa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas aisladas.

1.00 – 8.00

Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plomizo, poco húmedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 75% de tamaño promedio 4" a 12" y 5% de boleos de tamaño promedio 13" a 16", de compacidad suelta de 1.00 a 3.10m, compacidad firme a muy firme de 3.10 a 6.00m y compacidad muy firme a muy densa de 6.00 a 8.00m a mayor profundidad. No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración. Ver anexo B.

Tabla N° 6

Tabla de resultados de ensayos estándar de clasificación NPT 339-128 - ASTM d422
 contenido humedad NPT 339-127 - ASTM D2216 de de la calicata N°1

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS						
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN NPT 339-128 - ASTM D422						
CONTENIDO HUMEDAD NPT 339-127 - ASTM D2216						
SOLICITANTE : AMESUR INMOBILIARIA SAC						
EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR LAS PALOMAS 9						
PROYECTO : PISOS + SEMISÓTANO + 3 SOTANOS						
CALLE LAS PALOMAS N° 160 MZ. C3 LOTE 10 - DIST.						
UBICACIÓN : SURQUILLO						
FECHA : MARZO DEL 2019						
Calicata			C1			
Muestra			M-1			
Profundidad (m)			1.0-8.00			
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	MALLA		Peso	%	% retenido	% que
	N°	Abertura (mm)	retenido	retenido	acumulado	pasa
	3"	76.200	0.0	0.0	17.0	100.0
	2"	50.800	321.9	17.0	17.0	83.0
	1 1/2"	38.100	359.9	19.0	36.0	64.0
	1"	25.400	183.5	9.7	45.7	54.3
	3/4"	19.100	156.3	8.3	54.0	46.0
	3/8"	9.520	321.2	17.0	71.0	29.0
	N° 4	4.760	114.8	6.1	77.0	23.0
	N° 10	2.000	60.6	3.2	80.2	19.8
	N° 20	0.840	41.8	2.2	82.4	17.6
	N° 40	0.425	103.5	5.5	87.9	12.1
	N° 60	0.250	114.9	6.1	94.0	6.0
	N°	140	0.106	70.1	3.7	97.7
N°	200	0.075	5.7	0.3	98.0	2.0
Contenido de Humedad ASTM-D2216 (%)					0.93	
Limite líquido (LL) ASTM-D423 (%)					-	
Limite Plástico (LP) ASTM-D424 (%)					NP	
Indice Plástico (IP)					-	
Clasificación (S.U.C.S) :					GP	
Clasificación (AASHTO) :					A-1-a	
Indice de Grupo :					0	
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena						
Descripción (AASHTO) : BUENO						
Elaboración: Propia						

Sector de la calicata C-2

0.0 – 0.10

Losa de concreto

0.10 – 0.70

Material de relleno con matriz de arcilla arenosa de color marrón, poco húmedo, ligeramente plástico, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas, cascotes y fragmentos de ladrillos.

0.70 – 1.20

Arcilla arenosa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas aisladas.

1.20 – 8.00

Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plomizo, poco húmedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 80% de tamaño promedio 4" a 12" y 5% de boleos de tamaño promedio 13" a 16", de compacidad suelta de 1.20 a 3.50m, compacidad firme a muy firme de 3.50m a 6.00m y compacidad muy firme a muy densa de 6.00 a 8.00m a mayor profundidad. No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.

Tabla N°7

Tabla de resultados de ensayos estándar de clasificación NPT 339-128 - ASTM d422
 contenido humedad NPT 339-127 - ASTM D2216 de de la calicata N°2

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS						
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN NPT 339-128 - ASTM D422						
CONTENIDO HUMEDAD NPT 339-127 - ASTM D2216						
SOLICITANTE : AMESUR INMOBILIARIA SAC						
PROYECTO : EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR LAS PALOMAS 9 PISOS + SEMISÓTANO + 3 SOTANOS						
UBICACIÓN : CALLE LAS PALOMAS N° 160 MZ. C3 LOTE 10 - DIST. SURQUILLO						
FECHA : MARZO DEL 2019						
Calicata			C2			
Muestra			M-1			
Profundidad (m)			1.20-8.00			
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	MALLA		Peso	%	% retenido	% que
	N°	Abertura (mm)	retenido	retenido	acumulado	pasa
	3"	76.200	0	0	9	100
	2"	50.800	210.1	9	9	91
	1 1/2"	38.100	289.1	12.5	21.5	78.5
	1"	25.400	615.7	26.5	48	52
	3/4"	19.100	315.2	13.6	61.6	38.4
	3/8"	9.520	270.6	11.7	73.2	26.8
	N° 4	4.760	86.8	3.7	77	23
	N° 10	2.000	44.3	1.9	78.9	21.1
	N° 20	0.840	41.6	1.8	80.7	19.3
	N° 40	0.425	156.6	6.7	87.4	12.6
	N° 60	0.250	170.2	7.3	94.7	5.3
	N°					
140	0.106	83.2	3.6	98.3	1.7	
N°						
200	0.075	7.3	0.3	98.6	1.4	
Contenido de Humedad ASTM-D2216 (%)					0.85	
Limite líquido (LL) ASTM-D423 (%)					-	
Limite Plástico (LP) ASTM-D424 (%)					NP	
Indice Plástico (IP)					-	
Clasificación (S.U.C.S) :					GP	
Clasificación (AASHTO) :					A-1-a	
Indice de Grupo :					0	
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena						
Descripción (AASHTO) : BUENO						
Elaboración: Propia						

Sector de la calicata C-3

1.0 – 0.10

Losa de concreto

0.10 – 0.60

Material de relleno con matriz de arcilla arenosa de color marrón, poco húmedo, ligeramente plástico, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas, cascotes y fragmentos de ladrillos.

0.60 – 1.00

Arcilla arenosa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas aisladas.

1.00– 10.00

Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plomizo, poco húmedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 80% de tamaño promedio 4" a 12" y 5% de boleos de tamaño promedio 13" a 16", de compacidad suelta de 1.10 a 3.00m, compacidad firme a muy firme de 3.00m a 6.00m y compacidad muy firme a muy densa de 6.00 a 10.00m a mayor profundidad. No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.

En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se afirma que el suelo continúa en profundidad y en compacidad, aumentado de esta manera su resistencia.

Tabla N° 8

Tabla de resultados de ensayos estándar de clasificación NPT 339-128 - ASTM d422
 contenido humedad NPT 339-127 - ASTM D2216 de de la calicata N°3

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS							
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN NPT 339-128 - ASTM D422							
CONTENIDO HUMEDAD NPT 339-127 - ASTM D2216							
SOLICITANTE : AMESUR INMOBILIARIA SAC							
EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR LAS PALOMAS 9							
PROYECTO : PISOS + SEMISÓTANO + 3 SOTANOS							
CALLE LAS PALOMAS N° 160 MZ. C3 LOTE 10 - DIST.							
UBICACIÓN : SURQUILLO							
FECHA : MARZO DEL 2019							
Calicata			C3				
Muestra			M-1				
Profundidad (m)			1.10-10.00				
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	MALLA		Peso retenido	% retenido	% retenido acumulado	% que pasa	
	N°	Abertura (mm)					
	3"	76.200	0	0	0	100	
	2"	50.800	0	0	0	100	
	1 1/2"	38.100	261.8	11.9	11.9	88.1	
	1"	25.400	635.4	28.8	40.7	59.3	
	3/4"	19.100	285.4	13	53.7	46.3	
	3/8"	9.520	338.4	15.4	69	31	
	N° 4	4.760	120.5	5.5	74.5	25.5	
	N° 10	2.000	48.5	2.2	76.7	23.3	
	N° 20	0.840	41.9	1.9	78.6	21.4	
	N° 40	0.425	151.9	6.9	85.5	14.5	
	N° 60	0.250	166.8	7.6	93.1	6.9	
	N°	140	0.106	111.1	5	98.1	1.9
	N°	200	0.075	10.8	0.5	98.6	1.4
Contenido de Humedad ASTM-D2216 (%)					0.99		
Limite líquido (LL) ASTM-D423 (%)					-		
Límite Plástico (LP) ASTM-D424 (%)					NP		
Indice Plástico (IP)					-		
Clasificación (S.U.C.S) :					GP		
Clasificación (AASHTO) :					A-1-a		
Indice de Grupo :					0		
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena							
Descripción (AASHTO) : BUENO							
Elaboración: Propia							

4.5. Sismicidad en la zona de estudio

4.5.1 Registro de aceleraciones en la zona delimitada

Para determinar las aceleraciones máximas que se producen en la zona de estudio delimitamos la zona de estudio y alrededores con el objetivo de promediar los valores. En la zona de estudio, según el mapa de la Red Sísmica Nacional (Ver Figura N° 30), existe un acelerógrafo que está ubicado en la ciudad de Lima y se encarga de registrar las aceleraciones de ciertos distritos como: San Isidro, Surquillo, San Borja, Miraflores y Santiago de Surco. (Ver Figura N° 31).

Figura N° 30

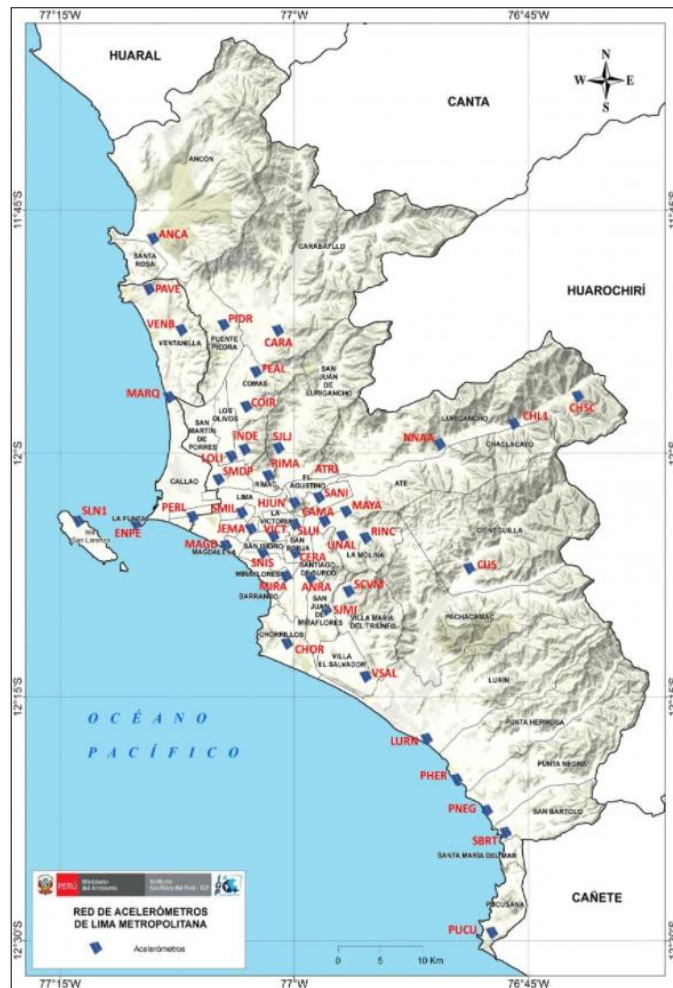
Red sísmica Nacional (RSN)



Fuente: Instituto Geofísico del Perú (IGP).

Figura N° 31

Red Acelerométrica Nacional (RAN).



Fuente: Instituto Geofísico del Perú. Ver anexo G.

4.5.2. Análisis de la máxima aceleración de la zona

Para el presente trabajo, los registros de nuestro interés es el departamento de Lima, específicamente hablando del distrito de Surquillo, donde se encuentra nuestra edificación de estudio.

En la residencial las palomas 160 es donde se llevó a cabo los estudios de mecánica de Suelos. Este será la muestra que se llevará a cabo en la presenta tesis como parte de la solución a un problema real.

En la figura N° 32 se presenta el mapa de estación de acelerógrafo que registra el ubicado en los distritos colindantes al de Surquillo.

Figura N° 32

Mapa

de estación de Acelerógrafo (Estación Lima) y estaciones de Acelerómetros (San Isidro, San Borja, Miraflores y Santiago de Surco).



Fuente: Instituto Geofísico del Perú.

El área resaltada con las líneas amarillas en la figura N° 32 representa la región de estudio que asignamos para una intensidad promedio en base a las aceleraciones máximas que registran los puntos. En la tabla N° 31 se observan los parámetros de la estación acelerométrica y la estación sísmica ubicados en Lima.

Según Hernando Tavera, jefe institucional del Instituto Geofísico del Perú, de tener buena base de diseño antisísmico podrían ser menos vulnerables por el tipo de suelo son los distritos de Miraflores, San Isidro, Surco y Surquillo.

4.6. Diagnóstico del comportamiento de la edificación

Consideraciones para el análisis

Propiedad de los materiales

- Acero: F_y 4200 kg/cm²
- Peso específico: 0.00785 kg/cm²
- Módulo de elasticidad: 2038901.92 kg/cm²

- Concreto: F'_c 210 kg/cm²
- Peso específico: 0.0024 kg/cm²
- Módulo de elasticidad: 219499.64 kg/cm²
- Modulo de Poisson: 0.20|

- Albañilería
- Peso específico: 0.0018 kg/cm²
- Módulo de elasticidad: 32500 kg/cm²
- Modulo de Poisson: 0.25

4.6.1 Demandas de cargas

Cargas Muertas

Se considera el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio que es permanente.

Ver tabla N° 9.

Tabla N° 9

Tabla de cargas muertas

Cargas muertas	
Peso propio del concreto	2400 kg/m ³
Peso propio de la albañilería	1800 kg /m ³
Peso de piso terminado	100 kg/m ²
Peso de tabiquería existente	100 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Cargas Vivas

Se consideran las cargas que provienen de los pesos no permanentes en la estructura, que incluyen a los ocupantes, materiales, equipos muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación, estimados en la estructura. Teniendo en cuenta que la edificación es de tipo esencial, se considera el 50% de la carga viva para el análisis sísmico. Ver tabla N° 10

Tabla N° 10

Tabla de cargas vivas

Cargas vivas	
Personas	200 kg/m ²
Mobiliario	300kg /m ²
Áreas comunes y escaleras	100 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Automóviles	250kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

4.6.1.1 Consideraciones de cargas

Para este modelamiento se consideran las combinaciones de cargas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Se estima para viviendas que presentan losa aligerada, una carga muerta de 300 kg/cm² debido al espesor que presenta cada edificación modelada de 0.20 metros. Asimismo, se agrega 200 kg/cm² por los acabados y piso de la edificación. La carga viva para una vivienda de albañilería de acuerdo a la norma asciende a 250 kg/cm². Para la estimación del peso de la estructura a analizar, se calcula adicionando a la carga permanente un 25 % de la carga viva, al considerarse como edificaciones de categoría tipo C. Conforme a lo descrito, obtenemos un metrado de carga y peso total para cada edificación a modelar en el software Etabs 18. (NTP E.030, 2016)

SOBRECARGAS:

S/C= 200 Kg/m² Piso típico

Para el cálculo del peso total de la edificación se usó el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva .

El análisis de cada edificio se hizo con el programa ETABS (versión 8). Las unidades estructurales fueron analizadas con modelos tridimensionales, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones de fuerzas en su plano. En el análisis se supuso un comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaron con elementos lineales. Los muros de albañilería y placas de concreto se modelaron con elementos de cáscara, con rigideces de membrana y de flexión, aún cuando estas últimas son poco significativas. Los modelos se analizaron considerando sólo los elementos estructurales, sin embargo los elementos no estructurales han sido ingresados en el modelo como solicitaciones de carga, debido a que ellos no son importantes en la contribución de la rigidez y resistencia de la edificación.

Para su elaboración se han utilizado las siguientes normas:

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-020 "Cargas"

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-030 "Diseño Sismo Resistente".

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-060 "Concreto Armado".

COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga han sido tomadas del reglamento E-020 para su empleo en el diseño y/o verificación. Estas combinaciones son las siguientes:

$$1.4D+1.7L$$

$$1.25D+1.25L+-1.00S_x$$

$$1.25D+1.25L+-1.00S_y$$

$$0.9D+-1.00S_x$$

$$0.9D+-1.00S_y$$

Donde: D: Carga muerta

L: Carga S_x , S_y : Carga sísmica en las direcciones X e Y respectivamente.

4.6.2 Determinación de las demandas Máximas deformaciones para un sismo severo

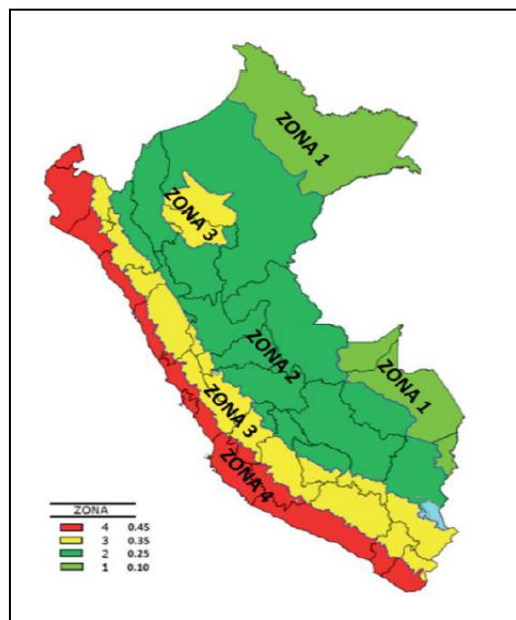
Zonificación (Z):

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030), se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII a IX en la escala Mercalli Modificada. (Ver Figura N° 33).

Luego tenemos que, en base al predominio del suelo bajo la cimentación, conformado principalmente por gravas, cantos y boleos de forma sub redondeadas de matriz arenosa, provenientes de las partes altas de Lima. Los estratos de este cono ó abanico aluvial pertenecientes al cuaternario Pleistocénico (Qp-al), sobrepasan los 200 metros de profundidad, según el doctor Néstor Teves. Perfil del suelo Tipo S1: Suelos muy rígidos, con velocidades de onda de corte V_s que varían de 500m/s a 1500m/s. (Valores promedios en base a otros estudios con estratigrafía similar).

Figura N° 33

Mapa de zonas sísmicas en el Perú



Fuente: Norma técnica e.030 “diseño sismorresistente”

Figura N° 34

factores de zona “Z”

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

Fuente: Norma técnica e.030 “diseño sismorresistente”

Factor de suelo (S) y Periodo del suelo (Tp): Este factor representa las características del suelo, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Para el análisis realizado, se ha considerado un tipo de suelo muy rígido S1, donde el periodo fundamental para este tipo de suelos rígidos es de 0.4 seg. y un factor S de 1.0. Ver figura N° 35 y 36 respectivamente.

Figura N° 35

factor de suelo “S”

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma técnica e.030 “diseño sismorresistente”

Figura N° 36

periodos “Tp” y “TL”

PERIODOS “T _P ” y “T _L ”				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (S)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma técnica e.030 “diseño sismorresistente”

Factor de amplificación sísmica (C): De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión representada en la ecuación N° 51:

$$C = 2.5 (T_p / T); C \leq 2.2 \dots \dots \dots \text{(Ecuación N° 51)}$$

Categoría de las edificaciones (U): Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, para nuestro caso por ser una edificación multifamiliar y para el análisis realizado, por tratarse de edificaciones comunes, corresponde la categoría C, donde el coeficiente de uso e importancia corresponde a U=1.0.

Sistemas estructurales (R): Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción

de fuerza sísmica (R). Debido a que es un sistema estructural de muros estructurales de concreto armado se adopta un coeficiente de reducción de R=6.

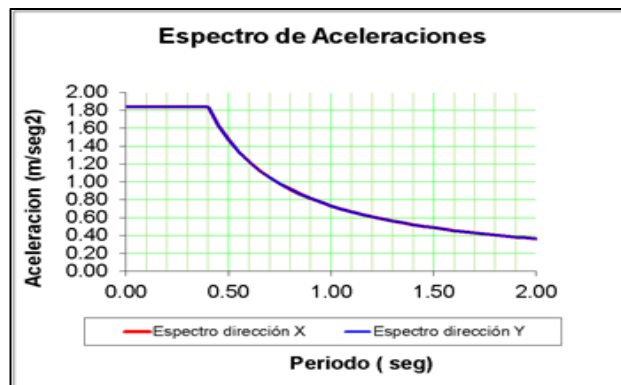
Aceleración Espectral: Para poder calcular la aceleración espectral para cada una de las direcciones analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 52)$$

En la figura N° 37 se muestra el espectro de aceleración utilizado en toda la edificación en ambas direcciones.

Figura N° 37

Gráfico del espectro de aceleraciones



Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla N° 11 se presentará el resumen de los parámetros sísmicos.

Tabla N° 11

Tabla de resumen de parámetros sísmicos de la edificación “Residencial las palomas 160”

FACTOR DE ZONA		
ZONA:	Z4	ZONA4
Z=	0.45	
FACTOR DE SUELOS		
Tipo de suelo:	S1	Roca o suelos muy Rígidos
S=	1	
Tp=	0.4	
TL=	2.5	
FACTOR DE USO		
U=	1	Edificación común
FACTOR DE DUCTILIDAD		
Rx=	6	De muros estructurales de concreto
RY=	6	De muros estructurales de concreto
IRREGULARIDAD		
Irregularidad estructural en altura		
Irregularidad de Masa o Peso		
Ia=	1	
Irregularidad estructural en planta		
Discontinuidad de Diafragma		
Ip=	1	
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS		
Rdx=	6	
Rdy=	6	

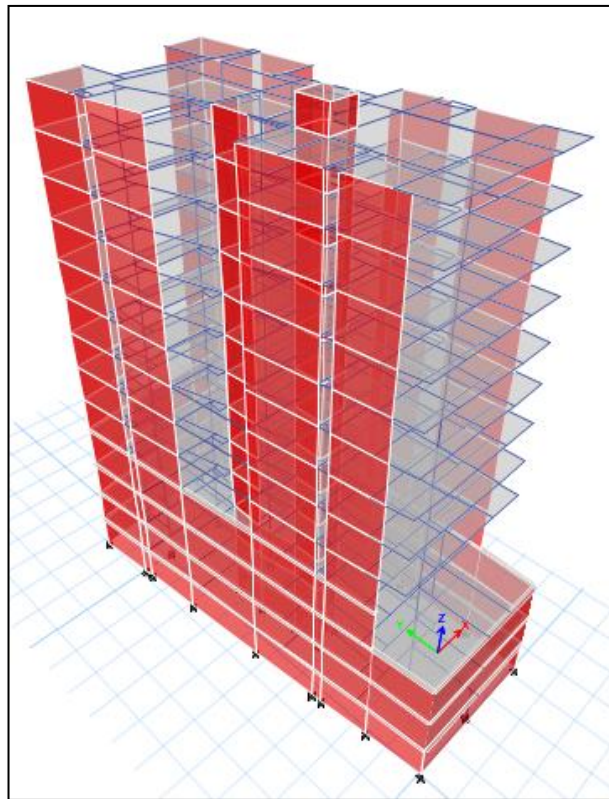
Fuente: Elaboración propia

4.6.3 Modelo matemático

El comportamiento dinámico de la estructura se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura, en este caso utilizamos el programa ETABS 18 para su modelamiento. La estructuración del Edificio de Vivienda Multifamiliar Las Palomas de 9 pisos + Semisótano + 3 Sótanos, está constituida por un sistema estructural mixto, del tipo aperticado con columnas y vigas de concreto armado, combinándose con placas de concreto armado y muros de albañilería confinada, con losas aligeradas de concreto armado en los entrepisos. Ver figura N° 28 y 29.

Figura N° 38

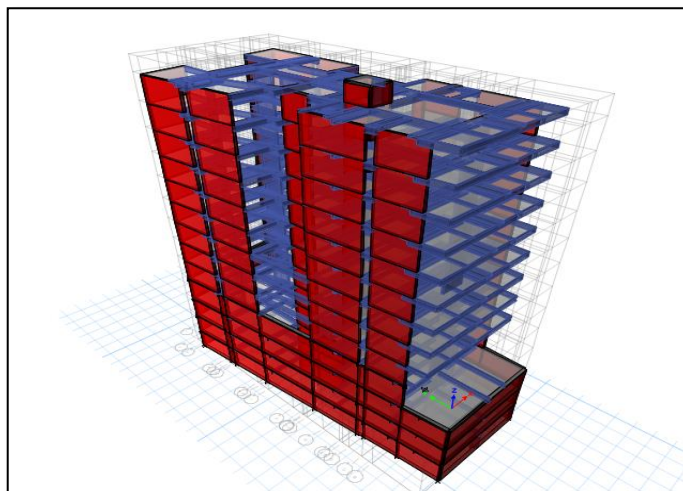
Modelo Matemático de la Residencial las palomas 160 en el programa ETABS 18



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 39

Modelo matemático de la residencial las palomas 160 en 3D del programa Etabs 18.



Fuente: Elaboración propia.

Estimacion de masas

Las masas se evaluaron según lo especificado en la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y en la norma de Cargas E-020. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas y tabiquería, acabados de piso y techo y 25% de la sobrecarga máxima. En la tabla N° 12 se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Tabla N° 12

Tabla de estimación de masas aplicadas a la edificación en estudio.

Piso	Masa (Tn s2/m)	X(m)	Y(m)
S3	36.36	3.8164	15.0496
S2	36.9	3.8312	15.0624
S1	42.38	3.8782	15.8143
SS	33.2	4.9084	18.4836
Piso 1	31.46	4.8069	16.2758
Piso 2	35.47	4.8508	16.1571
Piso 3	34.12	4.7826	16.3139
Piso 4	33.29	4.7726	16.2825
Piso 5	33.5	4.7811	16.2113
Piso 6	33.38	4.7795	16.2514
Piso 7	33.38	4.7795	16.2514

Piso 8	33.54	4.802	16.2954
Piso 9	26.7	4.7858	16.1246
Total:	443.68	Tn s2/m	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla N° 13 se presentan los resultados de los principales modos de vibración en la edificación. Además de los resultados y modelado del traslacional sentido X (T=0.927) , traslacional sentido Y (T=0.363s) y Traslacional Rotacional (T=0.340 s) en las figuras N° 30, 31 y 32 respectivamente.

Tabla N° 13

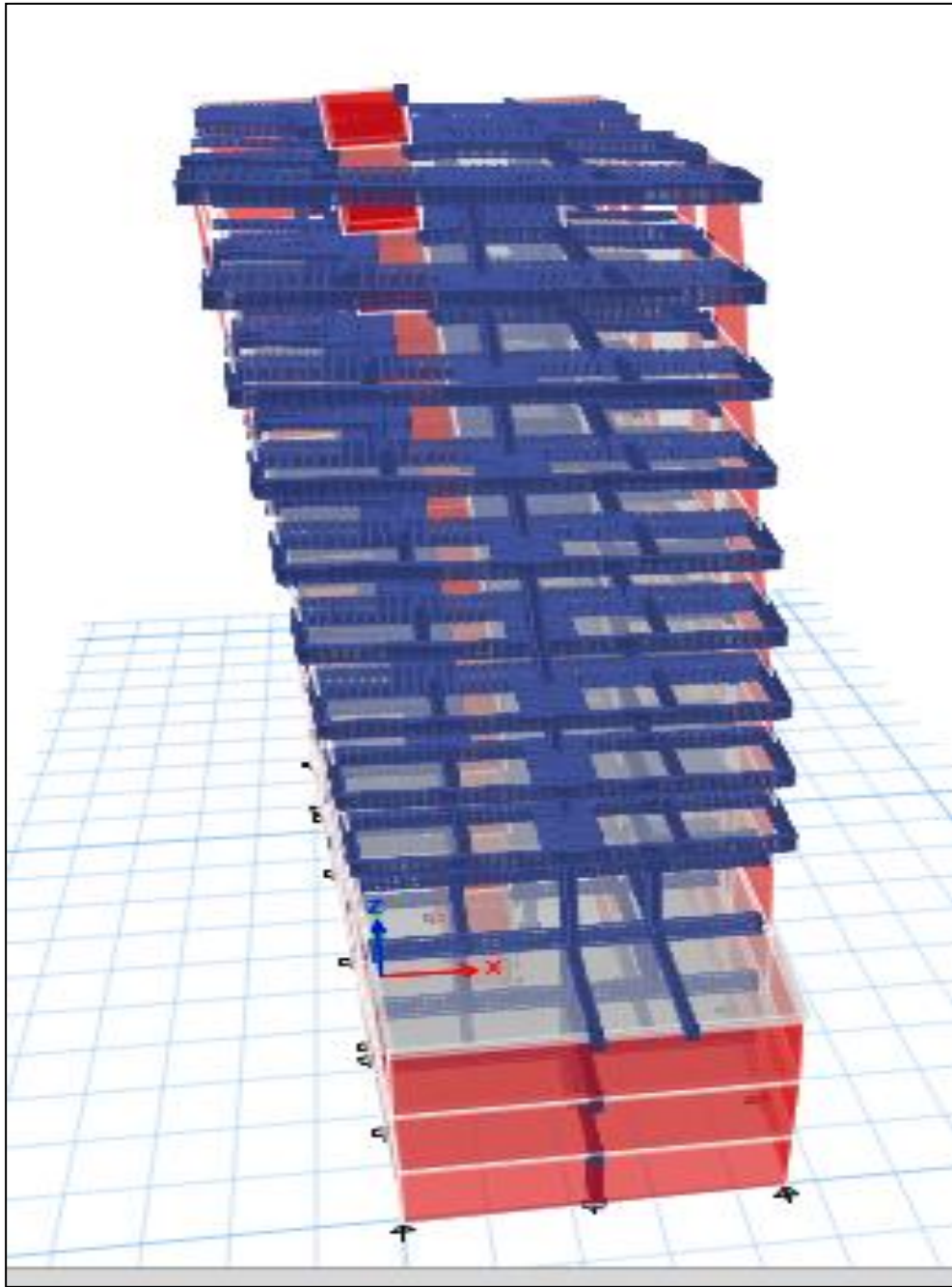
Tabla de principales modos de vibración en la edificación

Número de modos	Periodo sec	SumU			SumR			SumR		
		UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	Y (%)	RZ (%)	X (%)	Y (%)	Z (%)	
1	0.816	68.38%	0.03%	68.38%	0.03%	2.02%	0.04%	92.44%	2.02%	
2	0.321	0.81%	2.27%	69.20%	2.30%	65.55%	3.01%	95.27%	67.57%	
3	0.29	0.00%	68.18%	69.20%	70.48%	70.48%	2.28%	94.75%	95.27%	
4	0.194	17.28%	0.01%	86.48%	70.49%	70.56%	0.02%	94.75%	96.57%	
5	0.086	3.60%	0.07%	90.08%	74.25%	74.25%	3.42%	95.18%	97.10%	
6	0.078	2.60%	3.70%	92.68%	88.84%	88.84%	11.43%	96.70%	97.25%	
7	0.074	0.38%	14.59%	93.06%	88.84%	88.84%	3.54%	96.70%	97.26%	
8	0.05	2.27%	0.00%	95.33%	90.50%	90.50%	0.31%	96.70%	97.77%	
9	0.037	0.43%	1.66%	95.76%	93.97%	93.97%	3.27%	96.91%	97.83%	
10	0.035	0.19%	3.47%	95.95%	93.98%	93.98%	1.55%	96.91%	97.86%	
11	0.034	1.15%	0.01%	97.11%	93.98%	93.98%	0.19%	97.38%	98.14%	
12	0.026	0.69%	0.00%	97.79%	93.98%	93.98%	0.06%	97.38%	98.33%	

Fuente: elaboración propia

Figura N° 40

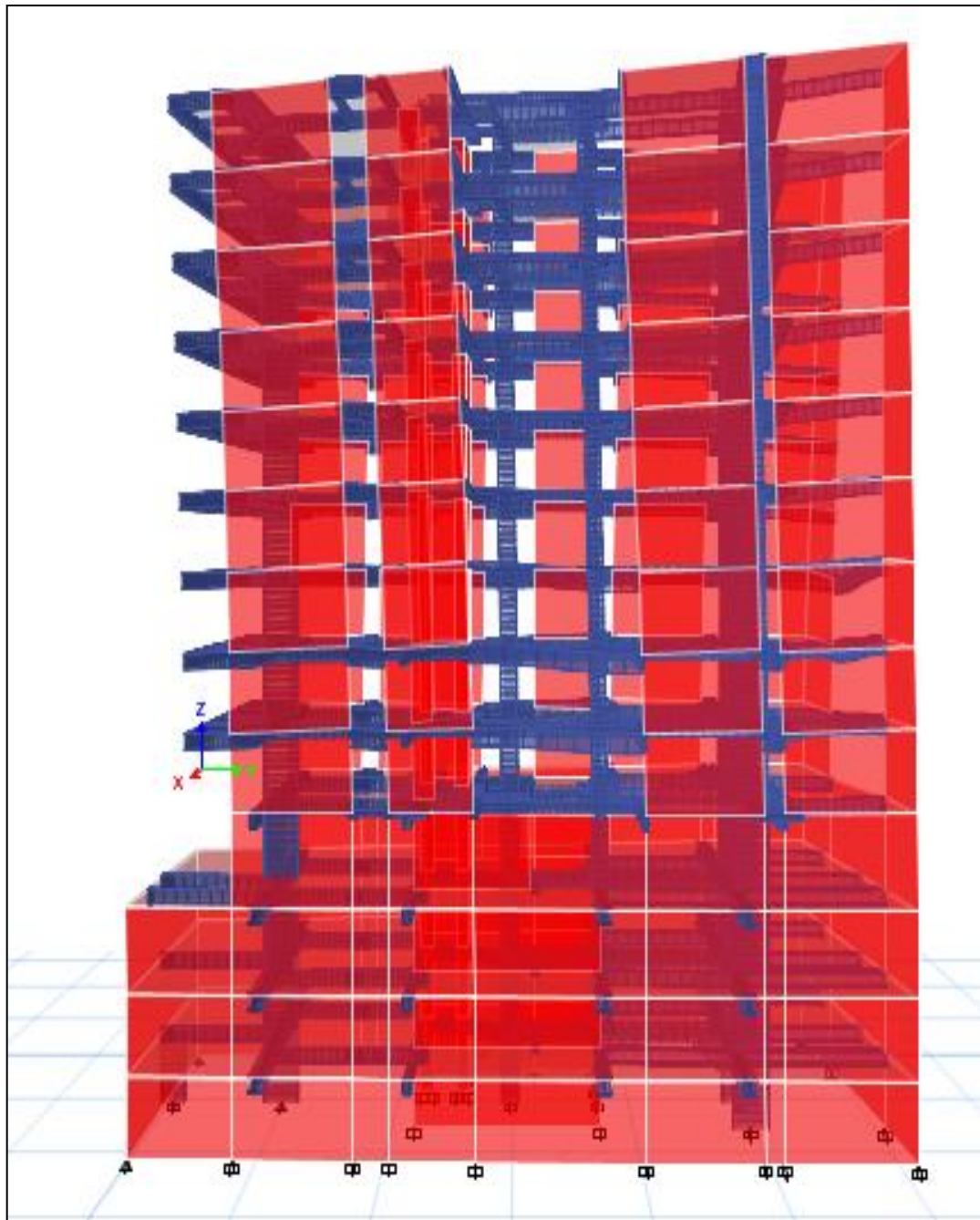
Figura de modelado del traslacional sentido X (T=0.927)



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 41

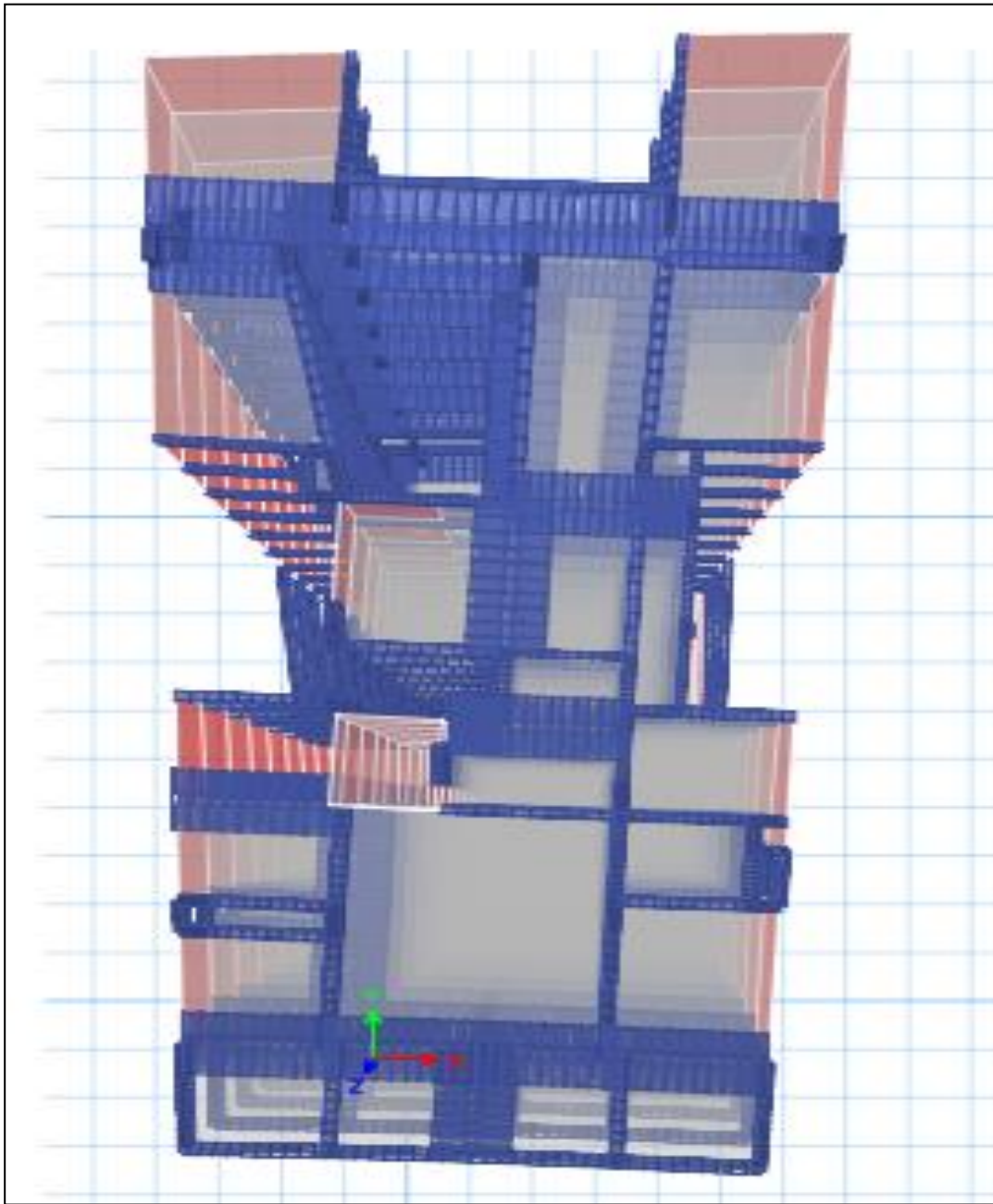
Modo 2 Traslacional sentido Y (T=0.363s)



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 42

Modo 3 Traslacional Rotacional ($T=0.340$ s)



Fuente: Elaboración propia

Desplazamientos y Distorsiones

La tabla N° 14 y 15 nos indica los desplazamientos y distorsiones en las direcciones X e Y respectivamente de los diafragmas de cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente.

Tabla N.ª 14

Tabla de desplazamientos en la dirección X

Piso	Hi (cm)	δ (Del análisis)	δ (Corregido)	Δ	Δ/hi	
9	267	2.366	14.193	1.592	0.00596	OK
8	267	2.1	12.602	1.718	0.00643	OK
7	267	1.814	10.883	1.851	0.00693	OK
6	267	1.505	9.032	1.844	0.00691	OK
5	267	1.198	7.188	1.859	0.00696	OK
4	267	0.888	5.33	1.795	0.00672	OK
3	267	0.589	3.534	1.577	0.00591	OK
2	267	0.326	1.957	1.254	0.00470	OK
1	267	0.117	0.703	0.703	0.00263	OK
SEMISOTANO	267	0.000	0.000	0	0	OK
SOTANO1	314	0.000	0.000	0	0	OK
SOTANO2	270	0.000	0.000	0	0	OK
SOTANO3	270	0.000	0.000	0	0	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 15

Tabla de desplazamientos en la dirección Y

Piso	Hi	δ (Del análisis)	δ (Corregido)	Δ	Δ/hi	
9	267	0.8	4.8	0.6	0.00225	OK
8	267	0.7	4.2	0.511	0.00191	OK
7	267	0.615	3.689	0.564	0.00211	OK
6	267	0.521	3.125	0.574	0.00215	OK
5	267	0.425	2.551	0.568	0.00213	OK
4	267	0.331	1.984	0.544	0.00204	OK
3	267	0.24	1.44	0.488	0.00183	OK
2	267	0.159	0.952	0.418	0.00157	OK
1	267	0.089	0.534	0.276	0.00103	OK
SEMISOTANO	267	0.043	0.258	0.138	0.00052	OK
SOTANO1	314	0.020	0.120	0.06	0.00019	OK
SOTANO2	270	0.010	0.060	0.03	0.00011	OK
SOTANO3	270	0.005	0.030	0.03	0.00011	OK

Fuente: Elaboración propia

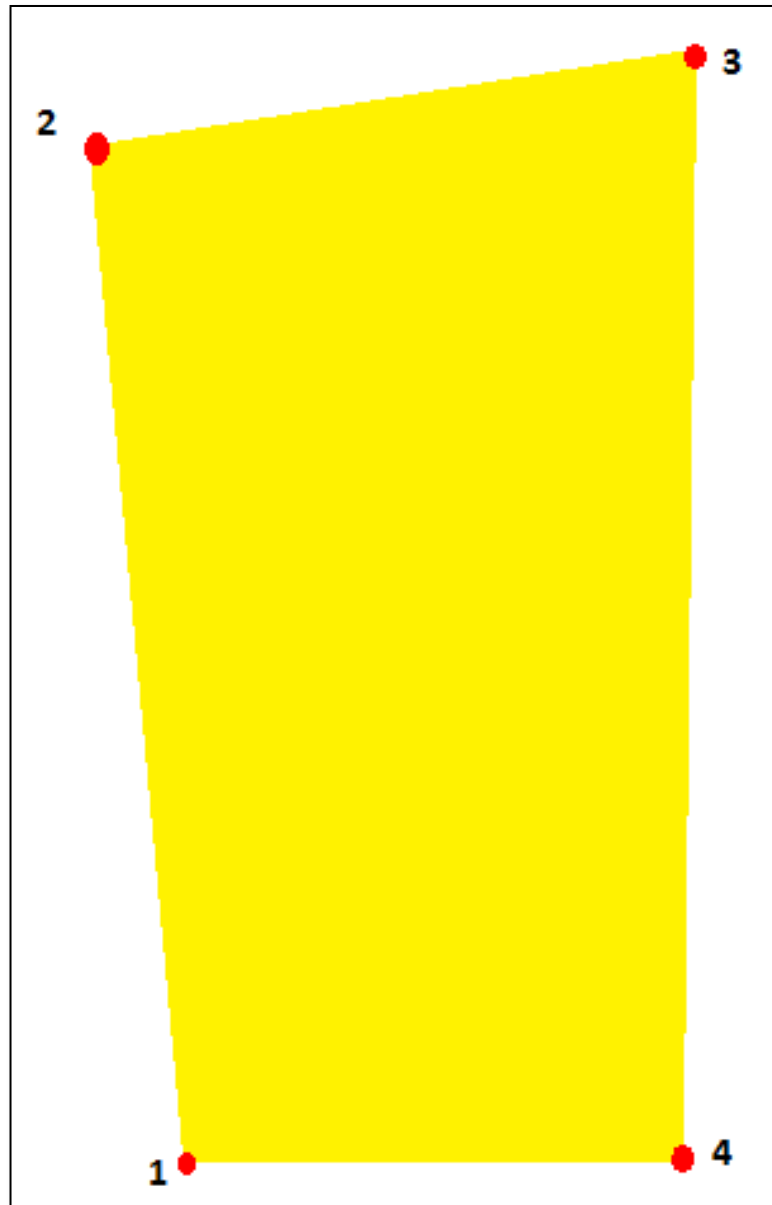
Distorsiones

Las distorsiones en las direcciones X e Y del modelado de la estructura están representados en las tablas N° 16 y 17 respectivamente. Considerándose que el límite de un sismo severo es de 0.003 y el requerimiento de la norma sismorresistente es de 0.005.

Considerando cuatro puntos que ocupan el área de la edificación del 1 al 4 (Ver figura N° 43) analizamos en las siguientes tablas las distorsiones de los Pabellones para el control de fisuración en la albañilería en dichos puntos.

Figura N°43

Representación en planta de puntos a analizar de la edificación.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 16

Tabla de distorsiones en dirección X

N° piso	Elevación	Sismo en dirección X			
	m	Modelado	Lim. Sismo severo	Norma E030	
Piso 9	24.01	0.001873	0.001127	OK	0.003873 OK
Piso 8	21.34	0.002004	0.000996	OK	0.004004 OK
Piso 7	18.67	0.00214	0.00086	OK	0.00414 OK
Piso 6	16	0.002246	0.000754	OK	0.004246 OK
Piso 5	13.33	0.00229	0.00071	OK	0.00429 OK
Piso 4	10.66	0.002225	0.000775	OK	0.004225 OK
Piso 3	7.99	0.002018	0.000982	OK	0.004018 OK
Piso 2	5.32	0.001622	0.001378	OK	0.003622 OK
Piso 1	2.65	0.000898	0.002102	OK	0.002898 OK
SS	-0.02	0.000003	0.002997	OK	0.002003 OK
S1	-3.16	0	0.003	OK	0.002 OK
S2	-6	0	0.003	OK	0.002 OK
S3	-8.7	0	0.003	OK	0.002 OK
Base	-11.4	0	0.003	OK	0.002 OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 17

Tabla de distorsiones en dirección Y

TABLA DISTORSIONES EN DIRECCIÓN Y						
N° piso	Elevación	Sismo en dirección Y				
	m	Modelado	Lim. Sismo severo	Norma E030		
Piso 9	24.01	0.001873	0.001127	OK	0.003873 OK	
Piso 8	21.34	0.002004	0.000996	OK	0.004004 OK	
Piso 7	18.67	0.00214	0.00086	OK	0.00414 OK	
Piso 6	16	0.002246	0.000754	OK	0.004246 OK	
Piso 5	13.33	0.00229	0.00071	OK	0.00429 OK	
Piso 4	10.66	0.002225	0.000775	OK	0.004225 OK	
Piso 3	7.99	0.002018	0.000982	OK	0.004018 OK	
Piso 2	5.32	0.001622	0.001378	OK	0.003622 OK	
Piso 1	2.65	0.000898	0.002102	OK	0.002898 OK	
SS	-0.02	0.000003	0.002997	OK	0.002003 OK	
S1	-3.16	0	0.003	OK	0.002 OK	
S2	-6	0	0.003	OK	0.002 OK	
S3	-8.7	0	0.003	OK	0.002 OK	
Base	-11.4	0	0.003	OK	0.002 OK	

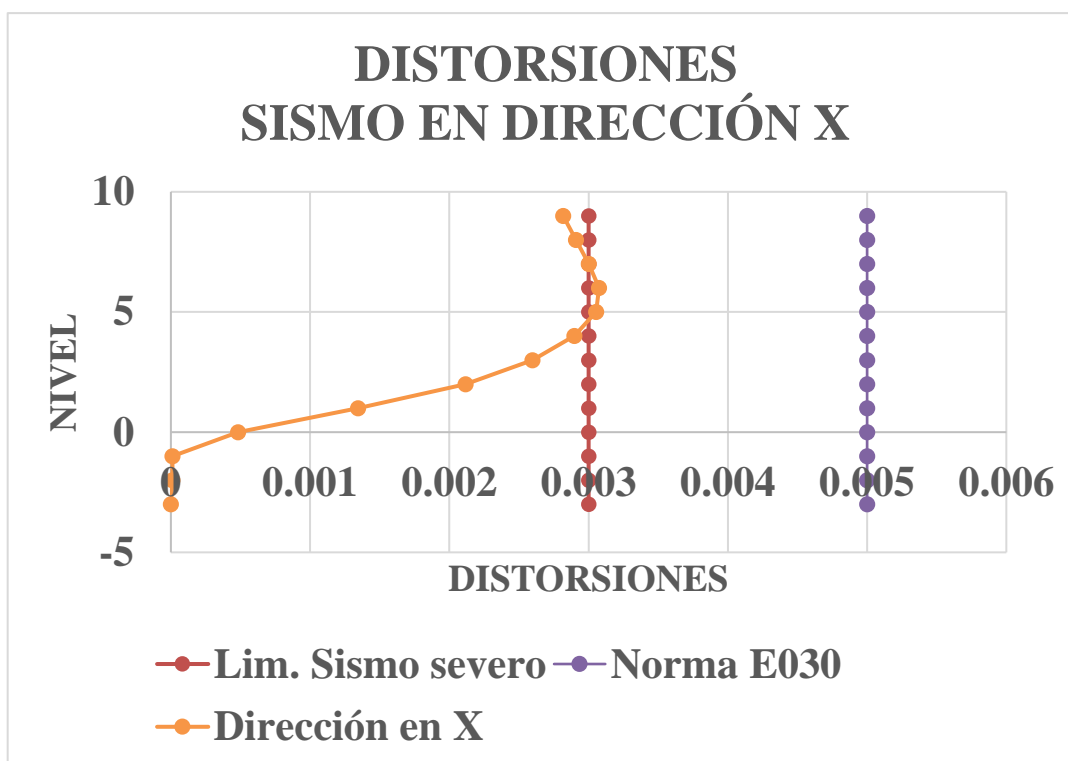
Fuente: Elaboración propia

Los cuales se representan en la siguiente tabla:

De las tablas N° 16 y N° 17 y en la Figura N°44 se observa que la edificación cumple con los requerimientos de la norma sismorresistente y de un sismo severo para desplazamientos laterales en ambas direcciones. En la figura N°44 podemos observar la representación de resultados de las tablas N° 16 y 17.

Figura N°44

Representación de resultados de las distorsiones en dirección X



Fuente: Elaboración propia

4.6.4 Análisis estático en dirección X

El análisis del método estático para la presente vivienda multifamiliar en estudio, se ha elaborado en una hoja de cálculo de Excel, en donde se precisa los parámetros necesarios para el cálculo de la fuerza cortante basal, la fuerza de inercia y el correspondiente momento generado en la dirección X (ver tabla N° 18 y 19) al modelamiento de la estructura, según lo estipulado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Tabla N° 18

Tabla de resultado del análisis estático en X de la edificación

ANÁLISIS ESTÁTICO - X	
UBICACIÓN	Z = 0.45
USO	U = 1.00
FACTOR DE SUELO	S = 1.00
PERIODOS	Tp = 1.00
	TL = 1.00
COEF. REDUCCIÓN	Rx = 6.00
COEF. DE PERIODO FUNDAMENTAL	Ct = 35.00
ALTURA DE EDIFICACIÓN	Hn = 24.03
PERIODO FUNDAMENTAL	T = Hn / Ct
	= 0.687
FACTOR DE AMPLIACIÓN SÍSMICA	C 1.45
PESO DE LA ESTRUCTURA	PESO 2564.30
C / R > = 2.50	0.24
COEFICIENTE	0.39
Vx =	278.87 ton
80 % Vs =	223.09 Estructura regular
90 % Vx =	250.98 Estructura irregular

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 19

Tabla de resultado del cálculo de fuerza inercial y momento en X

Piso	Pi (ton)	hi	(hi)^k	Pi*(hi)^k	α_i	V	F_i	Mto
9	155.412	24.03	24.030	3734.55	0.167	278.87	46.478	32.535
8	194.265	21.36	21.360	4149.50	0.185	278.87	51.642	36.149
7	194.265	18.69	18.690	3630.81	0.162	278.87	45.187	31.631
6	194.265	16.02	16.020	3112.13	0.139	278.87	38.732	27.112
5	194.265	13.35	13.350	2593.44	0.116	278.87	32.276	22.593
4	194.265	10.68	10.680	2074.75	0.093	278.87	25.821	18.075
3	194.265	8.01	8.010	1556.06	0.069	278.87	19.366	13.556
2	194.265	5.34	5.340	1037.38	0.046	278.87	12.911	9.037
1	194.265	2.67	2.670	518.69	0.023	278.87	6.455	4.519
Σ	1709.532	22407.30	1.000	278.867

Fuente: Elaboración propia

4.6.5 Análisis estático en dirección Y

El modelo de análisis estático en dirección al eje Y (ver tabla N° 20), para la edificación de albañilería confinada en estudio, se ha elaborado de la misma manera en una hoja de cálculo de Excel, en donde se precisa la información y cálculos necesarios para la obtención de la fuerza cortante basal, la fuerza de inercia y el máximo momento (ver tabla N° 21), conforme a lo estipulado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). En la siguiente ilustración se visualiza los cálculos mencionados.

Tabla N° 20

Tabla de resultado del análisis estático en Y de la edificación

ANÁLISIS ESTÁTICO - Y	
UBICACIÓN	Z = 0.45
USO	U = 1.00
FACTOR DE SUELO	S = 1.00
PERIODOS	Tp = 1.00
	TL = 1.00
COEF. REDUCCIÓN	Rx = 6.00
COEF. DE PERIODO FUNDAMENTAL	Ct = 35.00
ALTURA DE EDIFICACIÓN	Hn = 24.03
PERIODO FUNDAMENTAL	T = Hn / Ct
	= 0.687
FACTOR DE AMPLIACIÓN SÍSMICA	C 1.45
	PESO DE LA ESTRUCTURA
C / R > = 2.50	0.24
COEFICIENTE	0.39
Vx =	278.87 ton
80 % Vs =	223.09 Estructura regular
90 % Vx =	250.98 Estructura irregular

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 21

Tabla de resultado del cálculo de fuerza inercial y momento en Y

Piso	Pi (ton)	hi	(hi) ^k	Pi*(hi) ^k	α _i	V	F _i	Mto
9	155.412	24.03	24.030	3734.55	0.167	278.87	46.478	12.802
8	194.265	21.36	21.360	4149.50	0.185	278.87	51.642	14.224
7	194.265	18.69	18.690	3630.81	0.162	278.87	45.187	12.446
6	194.265	16.02	16.020	3112.13	0.139	278.87	38.732	10.668
5	194.265	13.35	13.350	2593.44	0.116	278.87	32.276	8.890
4	194.265	10.68	10.680	2074.75	0.093	278.87	25.821	7.112
3	194.265	8.01	8.010	1556.06	0.069	278.87	19.366	5.334
2	194.265	5.34	5.340	1037.38	0.046	278.87	12.911	3.556
1	194.265	2.67	2.670	518.69	0.023	278.87	6.455	1.778
Σ	1709.532	22407.30	1.000	278.86

Fuente: Elaboración propia

4.7 Cuantificación del estado de los elementos estructurales y daño inducido

Para determinar el estado de los elementos estructurales, se ha tomado en cuenta los esfuerzos de corte de los elementos de albañilería de la edificación.

Para el análisis se ha considerado un coeficiente de reducción, R, igual a 7 considerado para muros estructurales de concreto armado ya que contribuyen en la resistencia de la estructura. Debe mencionarse que, en el caso de la verificación de los esfuerzos admisibles, se considerará un valor de R igual a 6, por lo tanto, se ha considerado el 50% de los resultados del análisis por combinación modal para los esfuerzos. Para la edificación, el esfuerzo cortante máximo encontrado por sismo severo es de 5.63kg/cm² en la dirección X-X. Este valor es mayor al esfuerzo resistente para la albañilería de aproximadamente 2.5kg/cm² de acuerdo a la NTE-E070 del RNE, por lo que en sismo severo los muros sufrirían agrietamientos considerables. Ante la presencia de un sismo severo en la dirección Y, la edificación experimentaría esfuerzos del orden de 7.94 kg/cm², valor muy superior al esfuerzo resistente de la albañilería de 2.5 kg/cm², diagnosticándose un agrietamiento severo bajo un sismo severo en esta edificación.

4.7.1 Determinación de la Resistencia de la Estructura.

Para la determinación de la resistencia sísmica de la estructura, se ha considerado un mecanismo de falla tipo panel considerando la formación de rotulas plásticas en la columna, y acompañado del agrietamiento de la albañilería de debido al cortante de sismo severo.

En la Figura N° 53 se presenta la comparación entre la demanda de sismo severo contra la capacidad del cortante de la estructura. Puede leerse que el cortante de demanda de demanda sísmica severa se encuentra muy por debajo de la resistencia de la estructura. En el caso de la demanda por sismo moderado, la demanda es mucho menor que la resistencia, tal como lo muestra la Figura N° 54.

4.8 Cálculo de la Capacidad de Carga Estática

En esta sección se hará uso de toda la información que se ha recopilado durante la exploración y muestreo del terreno realizado en el año 2019.

Para determinar la capacidad de carga estática se han establecido parámetros geotécnicos ya mencionados obtenidos de los resultados en campo.

Según ensayos de corte directo in situ realizado en este tipo de suelos por diferentes instituciones y empresas privadas, se determinó que el ángulo de fricción del suelo de material heterogéneo de cantos y gravas unidos por una matriz de arena, varía de 34° a 38° , correspondiendo a un estado de compactación relativa de firme a muy firme.

En base a esta referencia y considerando que la cimentación de la estructura se apoyará sobre la grava arenosa y por ser un suelo del tipo friccionante, se puede considerar cohesión "C" de 0.00 kg/cm^2 y peso específico " γ " son 22.07 KPa y 22.56 KN/m^3 respectivamente. Dichos parámetros serán constantes en los dos casos de análisis.

4.8.1. Cálculo de presión Pasiva – Activa y ángulo crítico de ruptura estático

Los coeficientes de presión Pasiva – Activa y ángulo crítico de ruptura estáticos son valores que influyen directamente en el comportamiento interno del suelo y su capacidad de soporte, con las ecuaciones 43, 44, 45 y 46 se determinan dichos valores. El ángulo de fricción es parámetro de resistencia muy importante ya que permite el cálculo de dichos valores directamente. En la Tabla N° 22 se presenta el resumen de los coeficientes

de presión Activa – Pasiva y ángulo crítico de ruptura en condiciones estáticas para cuando el ángulo de fricción “ ϕ ” es 36° .

Tabla N.º 22

Tabla de resultado De Coeficientes de presión Activa – Pasiva y ángulo crítico de ruptura estática para $\phi = 36^\circ$.

ϕ (°)	δ (°) = $\phi/2$	KA	KP	ρA (°)	ρP (°)
36.0	18	0.24	8.02	60.31	16.75

Fuente: Elaboración propia

4.8.2 Factores de Capacidad de Carga Estática

Los factores de capacidad de carga del suelo son valores adimensionales muy importantes del suelo que están en función directa del ángulo de fricción. El ángulo de fricción es parámetro de resistencia muy importante ya que de ello derivan valores como los coeficientes de presiones de suelo y ángulo crítico de ruptura en condiciones estáticas. Para el cálculo de los factores de capacidad estática N_c , N_q y N_γ se han utilizado las ecuaciones 31, 32 y 33 respectivamente que corresponden a la teoría de Prandtl; sin embargo, Coulomb sugirió el análisis de los factores de capacidad de carga estática N_q y N_γ con las ecuaciones 40 y 42 respectivamente; el factor de capacidad de carga estática N_c se sugiere seguir con la Ecuación N° 31. En la Tabla N° 23 se muestra el resumen del cálculo de los factores de capacidad de carga estática para los tres casos de análisis cuando el ángulo de fricción “ ϕ ” es 36° . Las tablas completas.

Tabla N.º 23

Tabla de cálculo del factor de capacidad de carga estática para $\phi = 36^\circ$.

δ (°) = $\phi/2$	KA	KP	ρA (°)	ρP (°)	Prandtl			Coulomb			
					N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	
36.0	18	0.24	8.02	60.31	16.75	37.75	56.31	50.59	33.97	57.83	45.38

Fuente: Elaboración propia

4.8.3. Aplicación de la Teoría de Terzaghi

Terzaghi es el pionero en la investigación sobre la capacidad de carga del suelo y será dicha ecuación la que usaremos para evaluar dicho valor en condiciones estáticas porque diferentes autores han propuesto seguir la base de aquello que se aplica mucho en la vida práctica por muchos ingenieros en todo el mundo.

De acuerdo con la Teoría de Terzaghi se empleó la Ecuación N° 10 para el análisis y cálculo de esta sección que corresponde a una cimentación corrida de dimensiones BxL. Los parámetros iniciales para el cálculo de la capacidad de carga estática son: los parámetros de resistencia al corte del suelo, los factores de capacidad de carga estática, peso específico del suelo, profundidad de cimentación (Df) y ancho mínimo (B).

La capacidad de carga estática se va a optimizar proponiendo valores iniciales de profundidad de cimentación (Df) y ancho (B) con el objetivo de obtener un valor mínimo que será el punto de partida para determinar rangos de variación para el diseño de la cimentación.

La relación Df/B está directamente asociada al diseño y la eficiencia del comportamiento de la cimentación de acuerdo con el tipo de estructura.

Como segundo caso, se está tomando en consideración el aumento de un 33% en la capacidad de carga estática, valor que optan algunos profesionales para fines prácticos. Dicho valor también se incluirá como referencia cuando se calcule los índices de confiabilidad en las secciones posteriores.

Para el diseño de cimentación, se consideró conservador el factor de seguridad FS=3.0 para determinar la capacidad de carga admisible estática para los dos casos.

En la Tabla N° 24 se muestran las condiciones iniciales y parámetros geotécnicos de campo.

Tabla N° 24

Tabla de parámetros geotécnicos de campo y condiciones iniciales.

C(Kpa)	γ (KN/m ³)	B (m)	Df (m)
0	22.56	1	1.2

Fuente: Elaboración propia

En las Tablas N° 25 y 26 se observan los cálculos para el ángulo de fricción “ ϕ ” de 36° respectivamente con las propiedades asignadas y la relación Df/B en zapata corrida y cuadrada.

Tabla N° 25

Tabla de Capacidad última de carga (qul) y Capacidad portante admisible (qad) de la zapata corrida

Capacidad última de carga y portante admisible				
$\Phi(^{\circ})$	Df/B	FS	qul(kg/cm2)	qad (Kg/cm2)
36	1.2	3	16.67	5.56

Fuente: Elaboración propia

Para zapata cuadrada ver tabla N° 10.

Tabla N° 26

Tabla de capacidad última de carga (qul) y Capacidad portante admisible (qad) de la zapata cuadrada

TERZAGUI				
$\Phi(^{\circ})$	Df/B	FS	qul(kg/cm2)	qad (Kg/cm2)
36	0,6	3	25.40	8.47

Fuente: Elaboración propia

De las tablas anteriores, el valor de la capacidad de carga estática (qu) para un ángulo de fricción $\phi= 36^{\circ}$ tiene un valor de 25.40 kg/cm2. Dicho valor representa la capacidad de carga admisible para el diseño de la cimentación; más adelante se realizará un comparativo con las capacidades de carga admisible dinámica. Por otro lado, con el aumento del 33% a la capacidad de carga admisible se tiene un valor de 33.25kg/cm2 el cual se usa en la práctica.

4.9 Cálculo de la Capacidad de Carga Dinámica

Para determinar la capacidad de carga dinámica se han determinado en las secciones anteriores parámetros geotécnicos producto de los resultados obtenidos en campo.

En esta sección se va a incluir la aceleración del suelo que es provocada independientemente por cada intensidad de sismo (Figura N° 45).

La constante Kh es el coeficiente de intensidad sísmica la cual provoca cambios durante

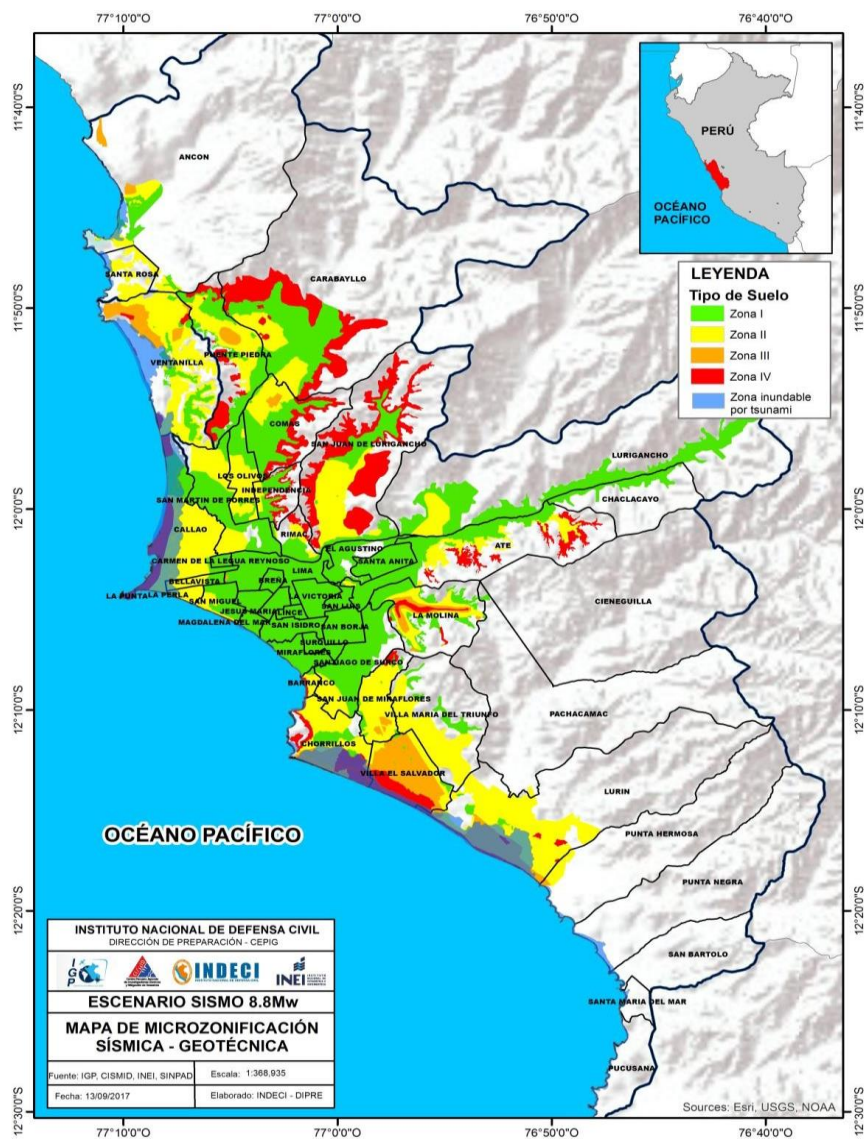
el comportamiento resistente de la cimentación. Dicho coeficiente se calcula, tomando en cuenta las restricciones asignadas para la aceleración máxima.

La intensidad sísmica horizontal se ha tomado en forma general en base al estudio de ESCENARIO SÍSMICO PARA LIMA METROPOLITANA Y CALLAO: SISMO 8.8 Mw debido a que nuestra zona de estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII a IX en la escala Mercalli Modificada. con el objetivo de que dicho estudio permitirá el cálculo de los factores de capacidad de carga dinámico con la ayuda de la teoría propuesta por Richard.

Los parámetros que definen cada uno de los tipos de suelos, están en función de lo establecido en la Norma E.030. Para caracterizar mejor el peligro, tomando en cuenta un sismo de magnitud 8.8Mw, se hace uso de las aceleraciones propuestas por Pulido et al. (2015). Este estudio indica que la aceleración máxima promedio en nuestra zona de estudio (donde los suelos son competentes), sería entre 2 a 3 veces más grande que el observado en los sismos de 1966 (8.0Mw) y 1974 (7.9Mw); mientras que, los espectros simulados en nuestra zona de estudio muestran valores de hasta 4 veces más grande al observado durante estos sismos.

Figura N° 45

Mapa de microzonificación sísmica-geotécnica para Lima metropolitana y Callao (CISMID, 2015 e IGP, 2010), según la Norma E.030.



Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)

Tabla N° 27: Parámetros evaluados para la determinación del peligro por sismo.

PARÁMETROS EVALUADOS PARA EL MAPA DE PELIGRO POR SISMO					
TIPO DE SUELO	ZONA	AMPLIF. (S)	ACELER. AC.	ACEL. MAX.	PERIODO
Suelo I	ZONA 4	0.80	Pulido et al. (2015)	0.16	0.3
Suelo II		1.00		0.50	0.4
Suelo III		1.05		0.63	0.6
Suelo IV		1.10		0.88	1.0

Fuente: Gestión de riesgo en la seguridad informática.

Como se puede observar en la tabla N°27 tomamos nuestra aceleración máxima de referencia con respecto al tipo de suelo de nuestra zona de estudio que en este caso es suelo I y nuestro valor serio de 0.16m/s² con un periodo de 0.3s.

Obteniendo nuestra aceleración máxima, podemos calcular el coeficiente de intensidad sísmica para luego poder hacer el cálculo de nuestra capacidad portante dinámica.

$$K_h = \begin{cases} 0.30 \frac{a_{max}}{g}, & \text{if } a_{max} \leq 0.67g \\ 0.22 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) 0.33, & \text{if } a_{max} > 0.67g \end{cases}$$

Reemplazando en la ecuación, nuestro coeficiente de intensidad sísmica es $K_h = 0.0048$

4.9.1. Coeficiente de presión Activa – Pasiva y ángulo de ruptura dinámico

Los coeficientes de presión Pasiva – Activa y ángulo crítico de ruptura estáticos son valores que influyen directamente en el comportamiento interno del suelo y su capacidad de soporte, con las ecuaciones se determinan dichos valores. El ángulo de fricción es parámetro de resistencia muy importante ya que permite el cálculo de dichos valores directamente. se presenta el resumen de los coeficientes de presión Activa – Pasiva y ángulo crítico de ruptura en condiciones dinámicas cuando el ángulo de fricción “ ϕ ” es 36° y cuando la intensidad sísmica horizontal (K_h) es de 0.0048.

Tabla N° 28

Tabla de Coeficientes de presión Activa – Pasiva y ángulo crítico de ruptura en condiciones estáticas para $\phi = 36^\circ$.

φ (°)	δ (°) = $\varphi/2$	Kh	KA	KPe	ρ_A (°)	ρ_P (°)
36.00	18.00	0.0048	0.24	7.99	60.08	16.72

Fuente: Elaboración propia

4.9.2. Factores de Capacidad de Carga Dinámica propuesta por Richard

Para el cálculo de los factores de capacidad dinámica N_{cE} , N_{qE} y $N_{\gamma E}$ se han utilizado las ecuaciones que corresponden a la teoría de Richard y la ecuación que corresponde a la teoría de Prandtl. La diferencia con los factores de capacidad de carga estática es la variación en el tiempo de dichos valores por causa de la intensidad sísmica provocada por los terremotos. Los factores de capacidad de carga dinámica se ven afectados, disminuyendo su valor progresivamente lo cual genera un deterioro de sus propiedades del suelo y por consiguiente la capacidad de carga dinámica disminuye en el tiempo hasta perder totalmente su resistencia. En las secciones posteriores se va a detallar este fenómeno que comprende la parte fundamental del presente trabajo de investigación.

En las Tabla N°29 se muestra el resumen del cálculo de los factores de capacidad de carga dinámica para intensidad de 0.0048 para el caso de análisis cuando el ángulo de fricción “ ϕ ” es 36° . Las tablas y gráficos completas.

Tabla N° 29

Factores de capacidad dinámica de Richard para $\phi = 36^\circ$.

φ (°)	δ (°) = $\varphi/2$	Kh	Factores de Capacidad Dinámica		
			N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}
36.00	18.00	0.0048	33.45	56.38	44.66

Fuente: Elaboración propia

4.9.3 Aplicación de la Teoría de Richard

La teoría de Richard es interesante porque presenta una solución a partir de las ecuaciones de Terzaghi; es decir, desarrolla una contraparte dinámica (Ecuación N° 51) Con la cual se puede determinar la capacidad de carga dinámica tomando como referencia la intensidad sísmica provocada por el terremoto.

Las aceleraciones máximas que se producen durante un evento sísmico son muy importantes para realizar el diseño de cimentaciones en dichas condiciones, ya que causan cambios muy significativos en los factores de capacidad de carga dinámica.

La variación de sus propiedades geotécnicas y su resistencia del suelo afectan directamente en el comportamiento de la cimentación y por consiguiente tiene un efecto en la estructura que se apoya sobre este.

Los valores que se obtienen con este método son muy conservadores y pueden llegar a ser muy críticos en condiciones de suelo pésimo, pero se debe optimizar la capacidad de carga dinámica para cimentaciones superficiales encontrando soluciones más eficientes para dichas estructuras.

Para el cálculo de estos valores se tuvo en consideración, en secciones anteriores, el análisis de las aceleraciones máximas por medio de espectros de diseño, propiedades y parámetros iniciales de diseño. La relación D_f/B también se tomará en cuenta en el cálculo de la capacidad de carga dinámica para analizar rangos de variación.

Para el diseño de cimentación, se consideró conservador el factor de seguridad $FS=3$ para determinar la capacidad de carga admisible dinámica.

En las Tablas N° 30 Y 31 se observa los cálculos para el ángulo de fricción " ϕ " de 36° respectivamente con las propiedades asignadas, la relación D_f/B y el coeficiente de intensidad sísmica horizontal.

Tabla N° 30

Tabla de Capacidad portante admisible (qad) de la zapata corrida.

Capacidad de carga admisible dinámica para el diseño para un $\phi= 36^\circ$ y FS= 3.00.

Kh	ϕ (°)	Df / B	FS	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA DISEÑO
				RICHARD que (Kg/cm ²)
0.0048	36.0	1.2	3.00	4.73

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 31

Tabla de Capacidad portante admisible (qad) de la zapata cuadrada.

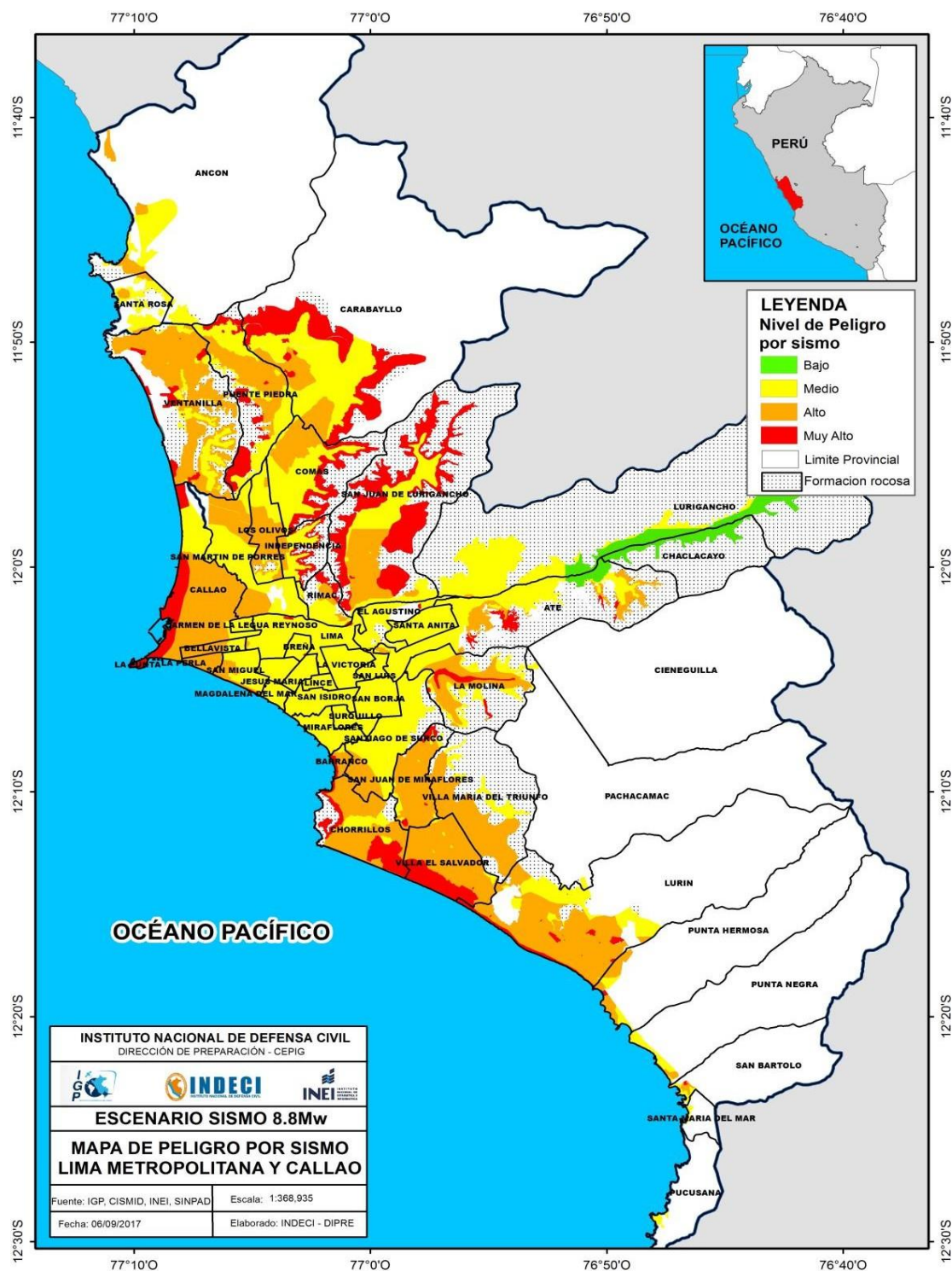
Capacidad de carga admisible dinámica para el diseño para un $\phi= 36^\circ$ y FS= 3.00.

Kh	ϕ (°)	Df / B	FS	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA DISEÑO
				RICHARD que (Kg/cm ²)
0.0048	36.0	0,6	3.00	7.40

Fuente: Elaboración propia

Se elaboró el mapa de peligro por sismo para nuestra zona de estudio y se establecieron niveles de peligro desde Bajo, Medio, Alto hasta el Muy Alto tomando en cuenta la posibilidad, ante un sismo de magnitud 8.8Mw.

Figura N° 46: Mapa de peligro por sismo para Lima Metropolitana y Callao, considerando la zonificación de suelos propuesta por CISMID (2015)



Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)

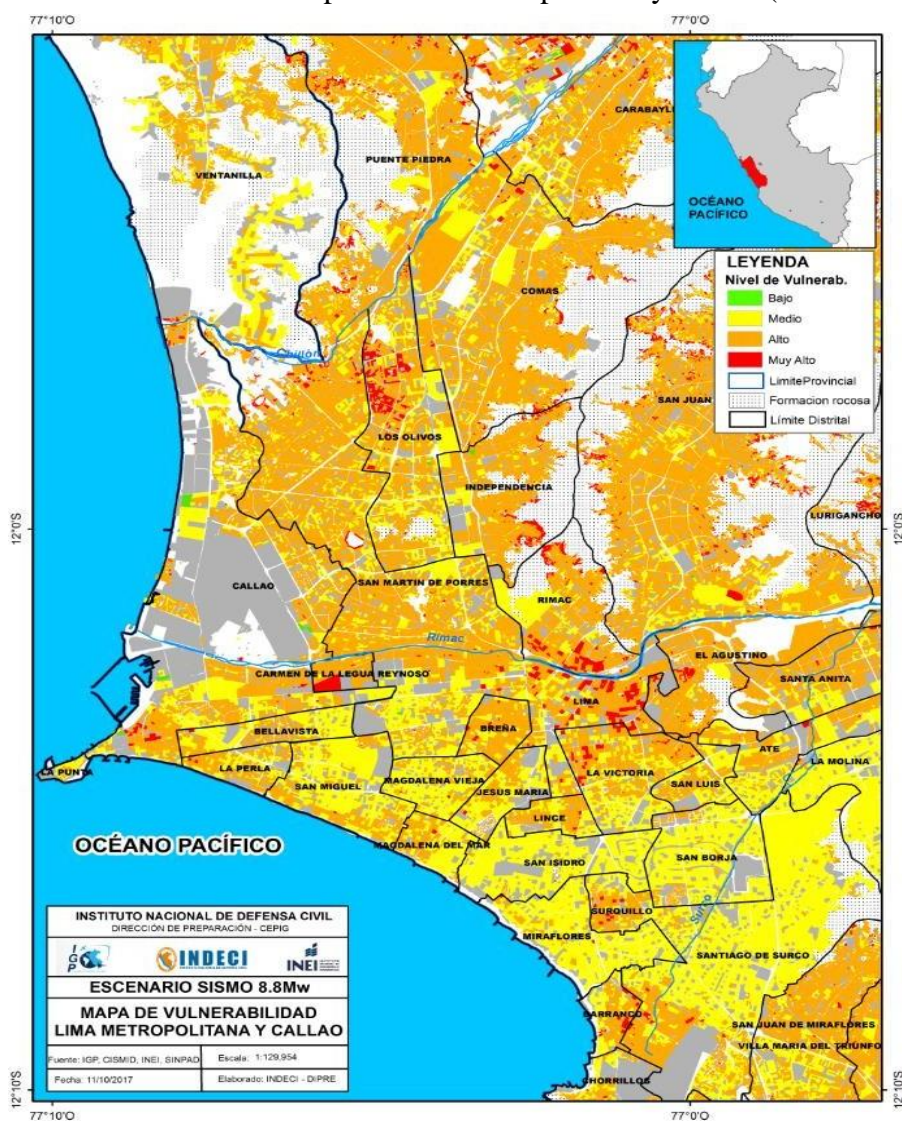
Como se puede observar en el mapa de peligro por sismo con un escenario de “8.8Mw” el nivel de peligro de nuestra zona de estudio es “medio”.

ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD:

El análisis de la vulnerabilidad es el proceso mediante el cual se evalúan las condiciones existentes de la edificación expuesta se hace el análisis de vulnerabilidad por ubicación de acuerdo a los niveles de peligro sísmico.

Figura N° 47

Mapa síntesis de vulnerabilidad para Lima Metropolitana y Callao (Zona Centro).



Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)

Como se puede observar en el mapa de vulnerabilidad sísmica con un escenario de “8.8Mw” el nivel de vulnerabilidad de nuestra zona de estudio es “alto”.

ANÁLISIS DEL RIESGO

Para estimar el riesgo por sismo en nuestra zona de estudio, se hace uso de la matriz de doble entrada, en donde los niveles de peligro están reflejados en las filas y los niveles de vulnerabilidad en las columnas. Ver figura N° 48

Figura N°48 : Matriz de doble entrada para el cálculo del riesgo sísmico.

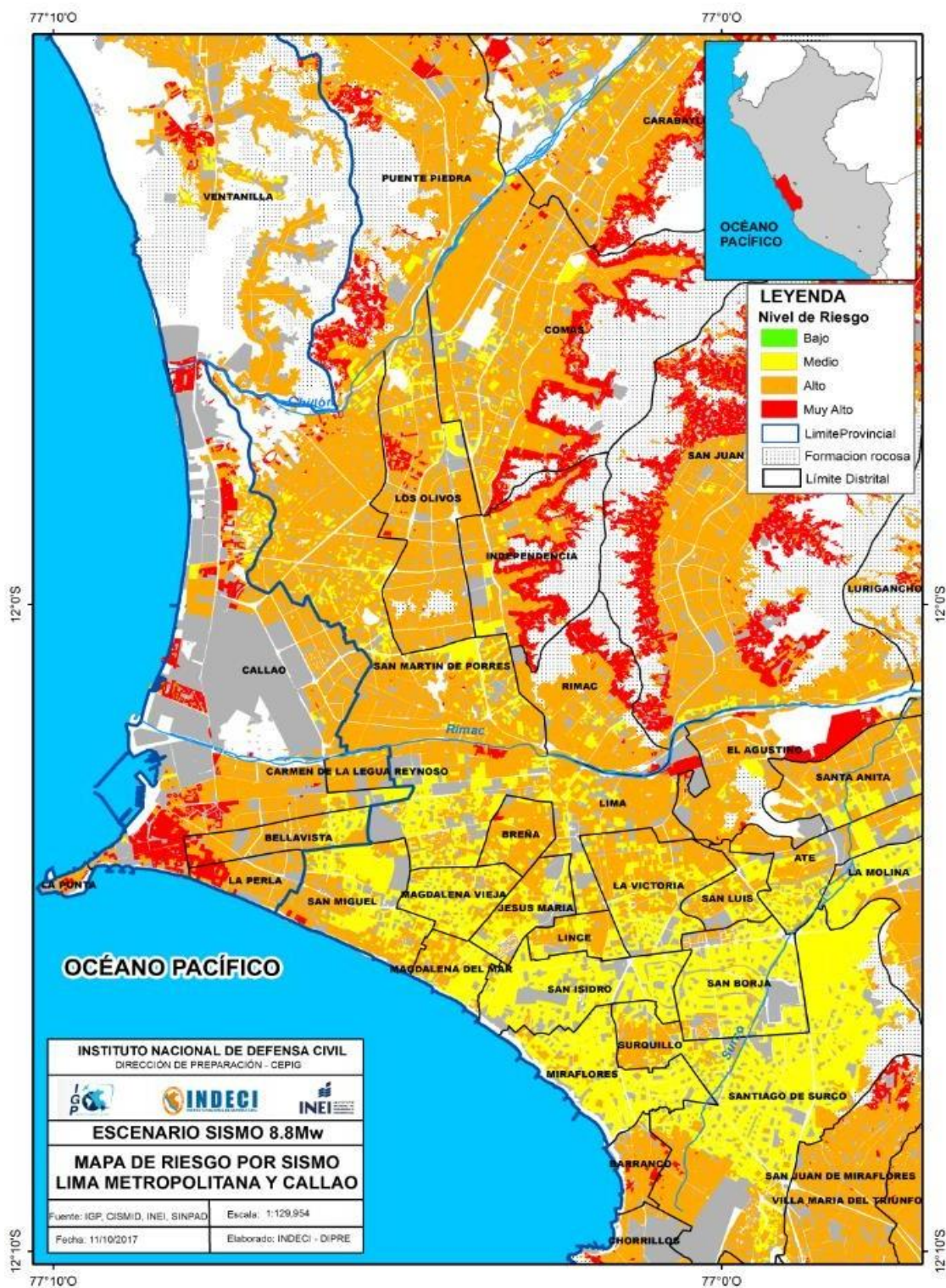
Peligro Muy Alto	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Alto	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Medio	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Alto
Peligro Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Medio
P V	Vulnerabilidad Baja	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad Muy Alta

Fuente: Gestión de riesgo en la seguridad informática

El mapa final de riesgo sísmico para la zona urbana de Lima y Callao, con sus diferentes niveles (Bajo, Medio, Alto y Muy Alto), se muestra en la Figura N°49.

Figura N° 49

Mapa de riesgo por sismo para Lima Metropolitana y Callao (Zona Centro).



Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)

Como se puede observar en el mapa de riesgo sísmico con un escenario de “8.8Mw” el nivel de riesgo de nuestra zona de estudio es “alto”

Por tanto, luego de haber analizado los diferentes mapas sísmicos por peligro, vulnerabilidad y riesgo ante un posible escenario sísmico de 8.8Mw se determina que el nivel de vulnerabilidad en nuestra zona de estudio a dicha escala es “alta”.

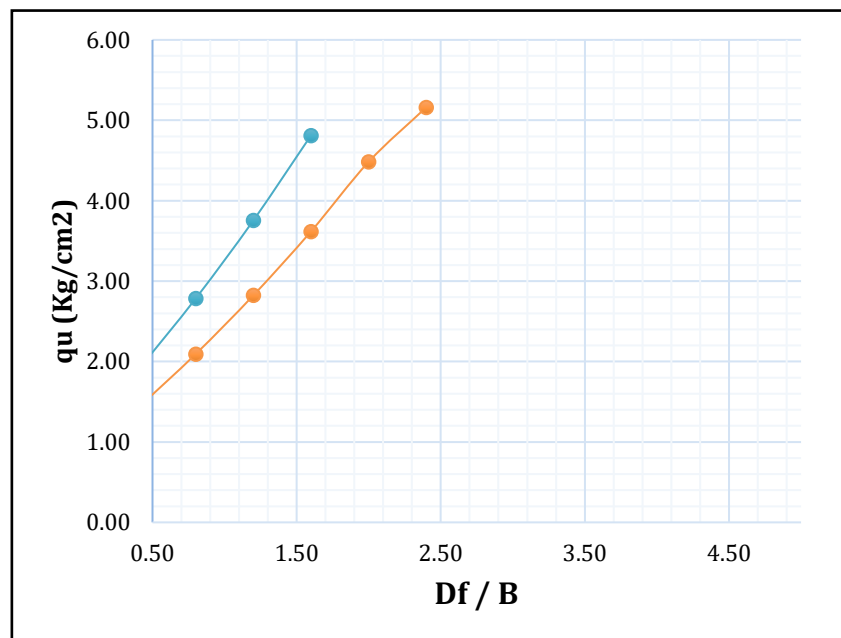
4.10 Gráficos del Análisis

A continuación, se presentan gráficos que representan el análisis visual del comportamiento de la variación de los factores de capacidad y la capacidad de carga que se presentan en condiciones estáticas y dinámicas. Con los gráficos del análisis se van a proponer rangos de variación según sea el tipo de caso evaluado. Esto servirá para el diseño de la cimentación con parámetros conservadores en ambas condiciones: estático y dinámico.

- Para un $\phi = 36^\circ$

Figura N° 50

Capacidad de carga admisible estática (q_u) y la relación D_f/B a razón de 0.50.

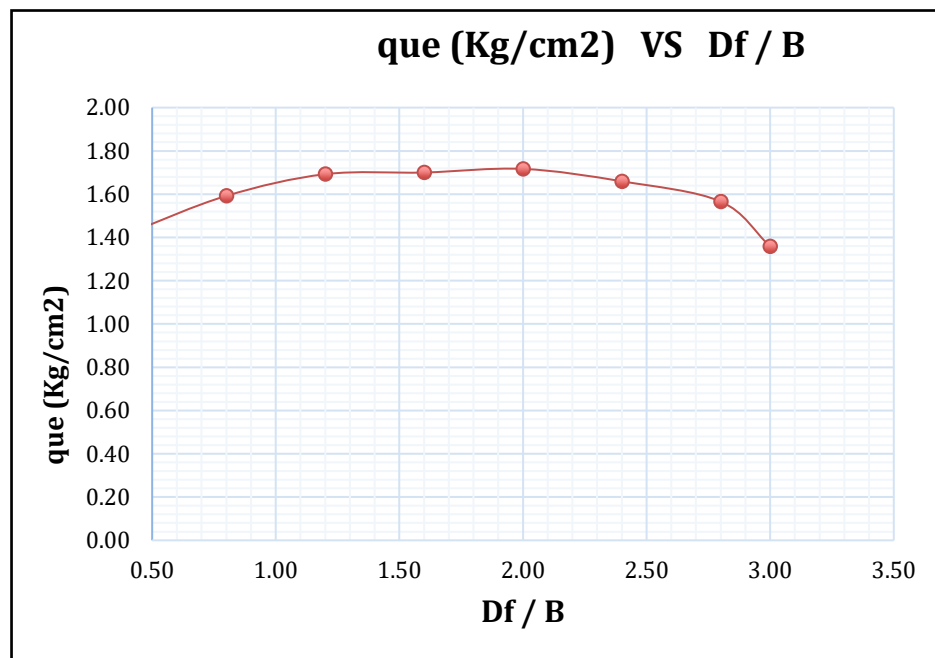


Fuente: Elaboración propia.

La Figura N° 50, representa el incremento de la capacidad de carga estática (q_u) y el valor de la capacidad de carga estática con un aumento del 33%. Resulta que el aumento que se lleva a cabo en la práctica de 33% aparentemente es mayor que el que resulta del análisis teórico. La línea de color azul es con el aumento del 33% y la línea anaranjada la capacidad de carga admisible inicial.

Figura N° 51

Capacidad de carga admisible dinámica (q_{uE}) por ambos métodos y la relación D_f/B a razón de 0.50.



Fuente: Elaboración propia

La Figura N° 51, representa la variación de la capacidad de carga dinámica desarrollado por el método de Richard.

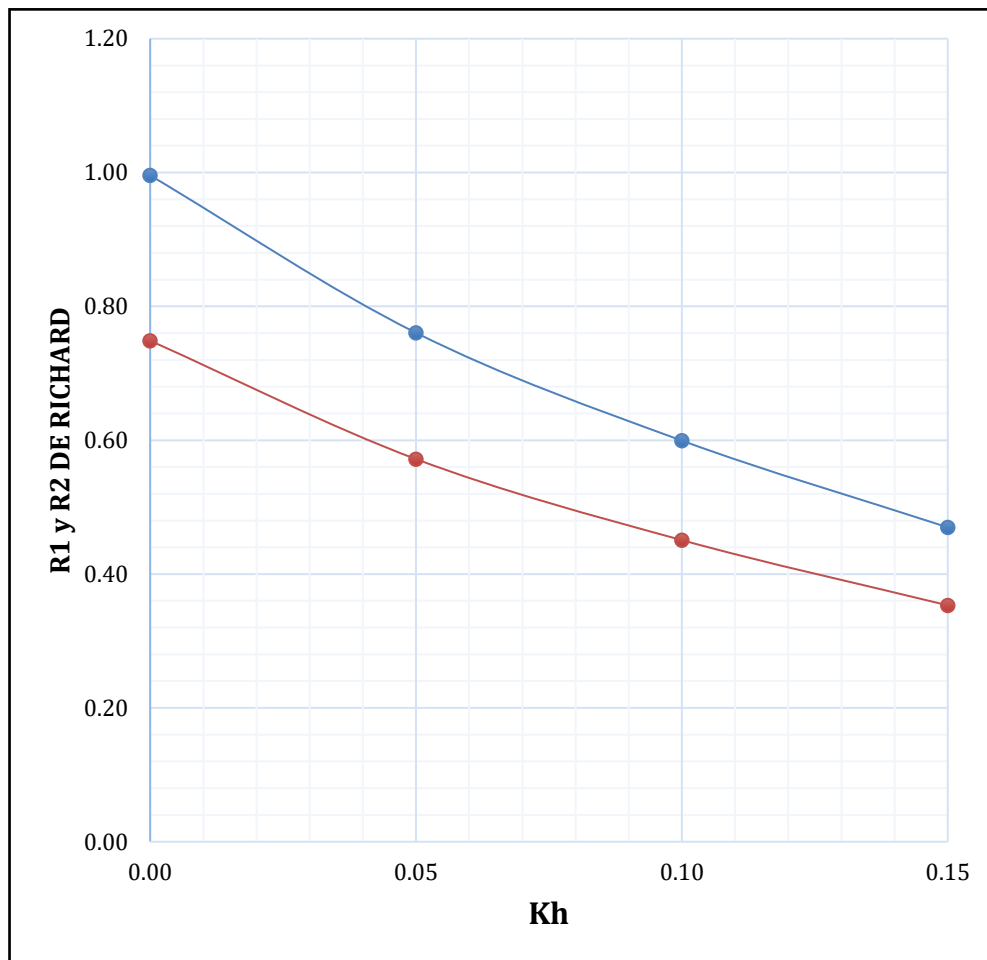
El análisis con los resultados de Richard servirá para efectuar la optimización de la capacidad de carga final (Q_u) para el diseño de la cimentación.

Observamos en la figura N° 40 que las dos líneas (ambos métodos), tienen un mínimo de valor que corresponde a la relación $D_f/B = 0.5$ y 3.00 . Dicha relación servirá para determinar la profundidad de empotramiento (D_f) como parámetro inicial de diseño y el ancho mínimo (B).

En $Df/B= 1.20$ se tiene un valor mínimo con el que fue calculado la capacidad de carga estática y dinámica. Este punto se tomó en cuenta para la comparación de todos los casos porque representa un valor para las condiciones mínimo que se asignaron inicialmente para el cálculo de la capacidad portante.

Figura N° 52

Ratios de capacidad de carga de Richard durante la intensidad sísmica horizontal.



Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 52 se observa el gráfico de los índices de confiabilidad desarrollado con el método de Richard. La línea azul representa el índice de confiabilidad R1 y la línea roja el R2. Ambas líneas tienden a disminuir su valor en forma casi paralela.

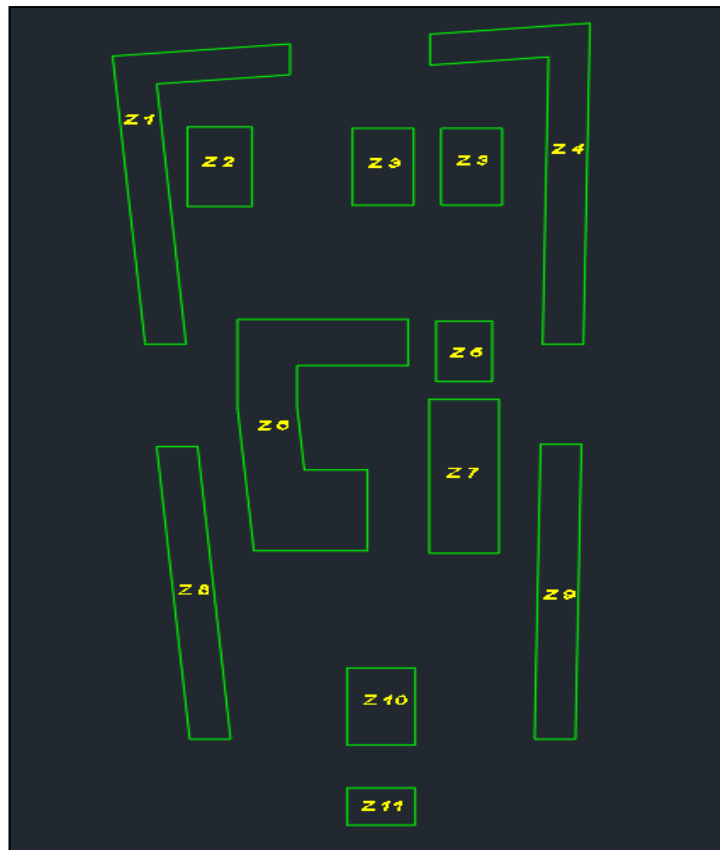
Para el R1 (color azul) se presentan valores mayores a 1.00 y 0.75 para intensidades sísmicas (K_h) que oscilan entre 0 y 0.05. Por otro lado, para el R2 los valores son muy inferiores a la unidad, lo que provoca un incremento en la capacidad de carga final (Q_u).

Para que los índices de confiabilidad sean más efectivos, deben acercarse más a la unidad (en este caso el R1 es igual a 1.00 y el R2 de 0.75, cerca de dicho valor), ya que al calcular la capacidad de carga final de diseño debe comprender un valor mínimo para que el pre – dimensionamiento del diseño (valores de D_f y B) sea el mínimo en condiciones de evento sísmico.

Para empezar, idealizamos la cimentación para su exportación al Safe 2016.

Figura N° 53

Representación en planta de zapatas en la cimentación (AutoCAD 2020)



Fuente: Elaboración propia

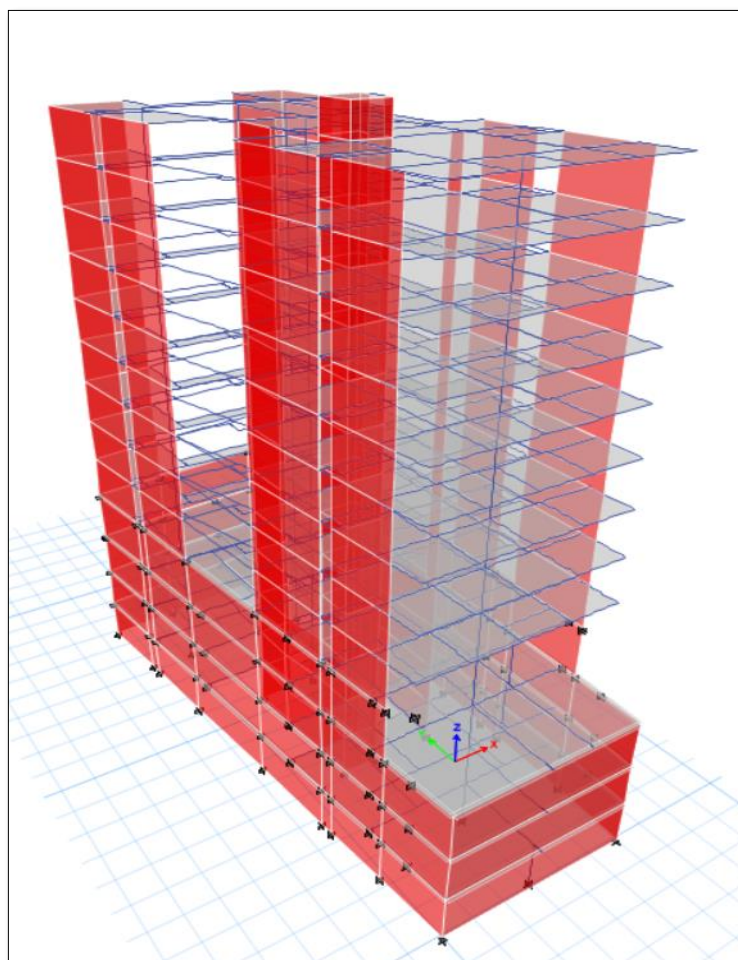
Las áreas definidas como predimensionamiento de la cimentación van a servir para la verificación de presiones en base a la data recolectada en campo mediante los estudios de suelos ya realizados.

A continuación, se observa la cimentación exportada del AutoCAD al safe 2016 en perspectiva 3D (Ver figura 55), tomando como valores para la verificación de presiones de los estudios de mecánica de suelos ya realizados.

Por otro lado, las consideraciones iniciales para las dimensiones de la cimentación se extraen de acuerdo al modelamiento de la estructura en el software Etabs 18.

Figura N° 54

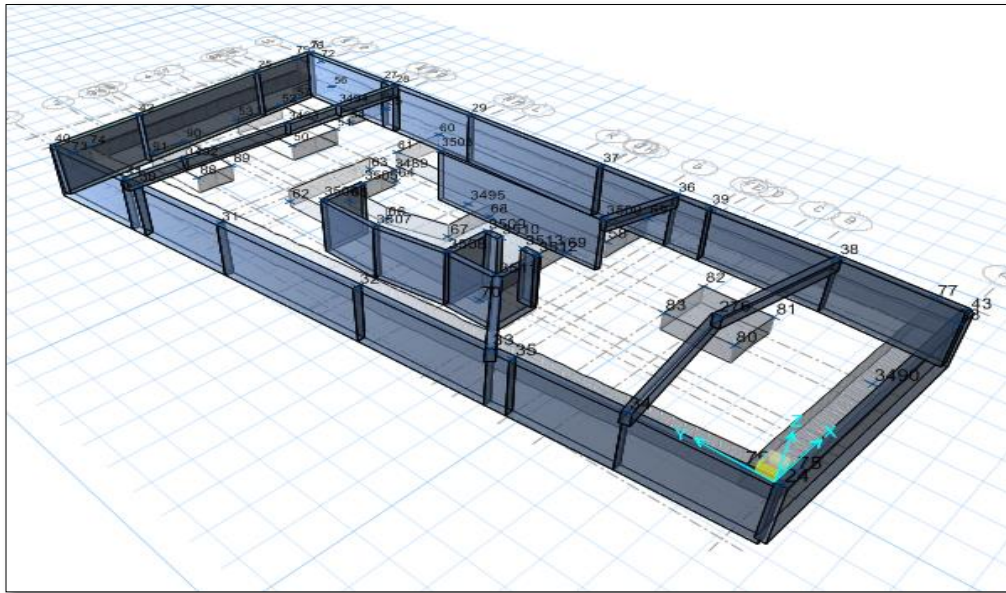
Modelamiento de la edificación “Residencial las palomas 160”.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 55

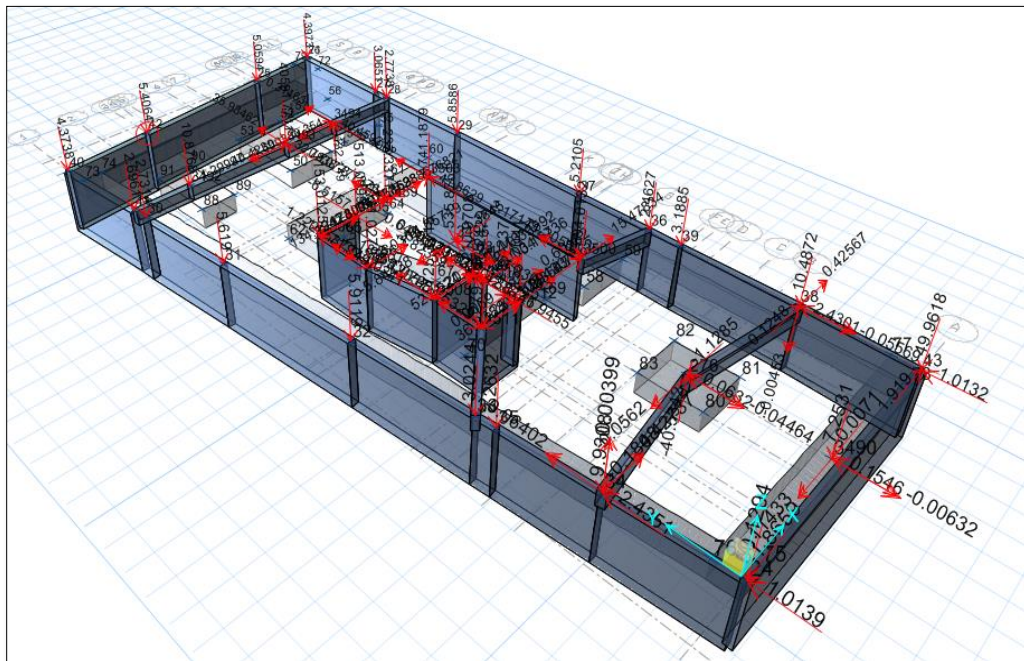
Exportación de cimentación al SAFE 2016.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 56

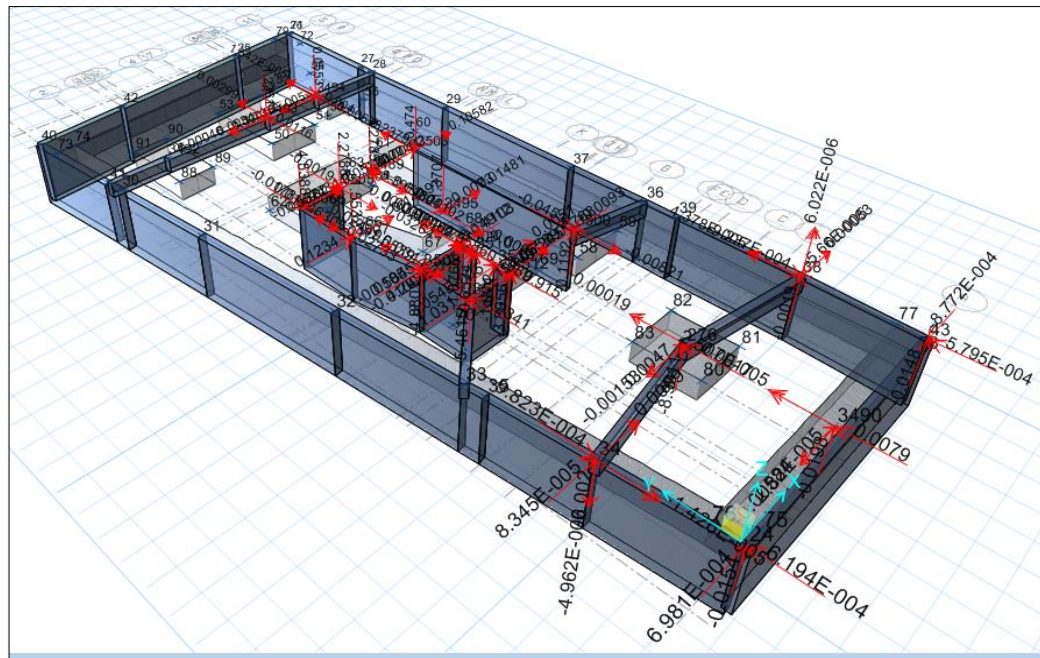
Cargas Muertas sobre la cimentacion.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 59

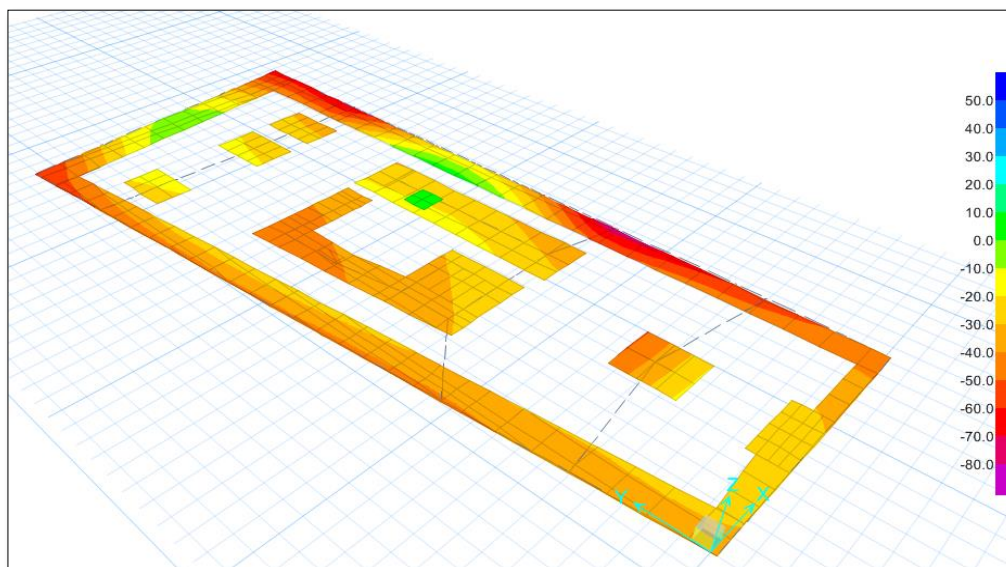
Cargas sísmicas dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 60

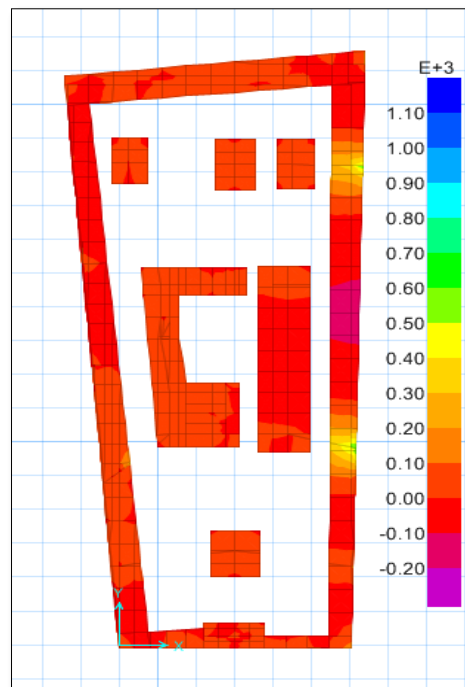
Contorno de presión de suelos



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 61

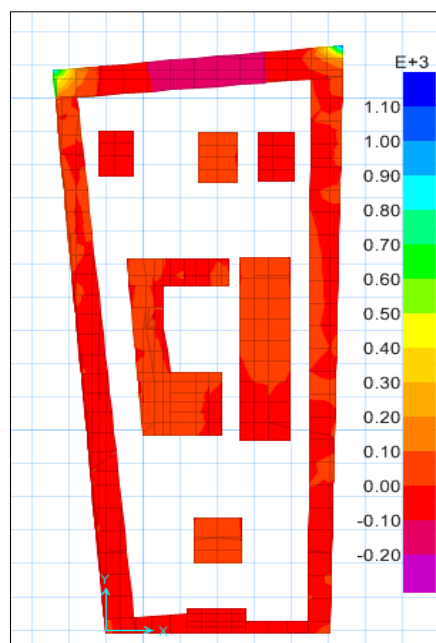
Momento dirección 2-2 en zapatas



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 62

Momento dirección 1-1 en zapatas



Fuente: Elaboración propia

4.11. Capacidad de carga final para el diseño de cimentación (Qu)

4.11.1. Modelamiento matemático de estructura representativa con Etabs v18.2.1

La metodología de investigación empleada presenta un enfoque cuantitativo, en donde la edificación como muestra seleccionada de estudio utilizando el software Etabs 18 2016.02, estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El sistema elegido

para este análisis son los métodos estático y dinámico, que representa las acciones sísmicas por medio de un conjunto de fuerzas, las cuales actúan en el centro de masa de cada nivel de vivienda, analizando solo la edificación que se encuentre clasificada como estructura regular, y presentando una altura total inferior a los 30 metros (NTP E.030, 2016).

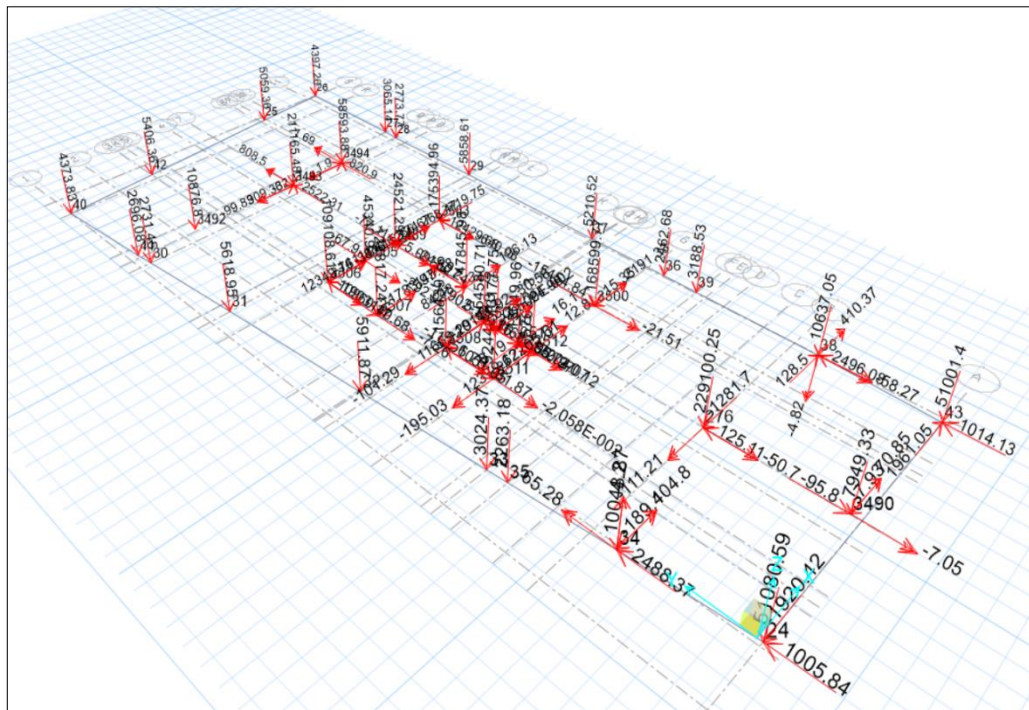
4.11.2 Verificación de presiones con Safe v16.0.1

La totalidad de las cargas en cada apoyo del edificio se traduce en fuerzas en 3 direcciones que generan fuerzas de compresión y desplazamientos en la cimentación. En la siguiente imagen se puede observar las fuerzas que interceptan a la cimentación con el cual servirá para la verificación de presiones y realizar el comparativo estático y dinámico de la capacidad portante del suelo. Ver figura 63.

Cuadro para poder visualizar las cargas (figura N° 63)

Figura N.º 63

Verificación de presiones en el programa SAFE 2016.



Fuente: Elaboración propia

En el safe 2016 se tiene que definir las propiedades de la zapata, asimismo de la viga de cimentación para el modelamiento y verificación de las presiones.

Definimos las propiedades de la zapata según área. (Ver figura N° 64)

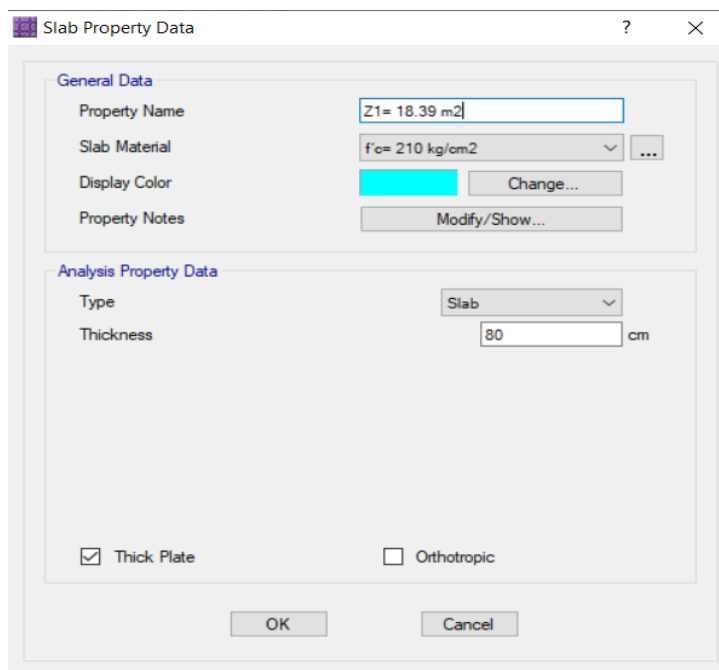
Propiedades de la zapata en el SAFE 2016.

TABLA N.ª 32 cuadro de cargas totales por cada zapata

ZAPATAS	kgf	m2	kgf/m2
z1	38957,26	18,39	2118,39
z2	21753,60	5,89	3693,31
z3	526903,22	5,40	97574,67
z4	42308,28	19,17	2207,00
z5	961265,47	27,11	35457,97
z6	630160,59	3,88	162412,52
z7	616935,00	12,30	50157,32
z8	753312,71	13,75	54786,38
z9	148586,47	13,80	10767,14
z10	528297,16	6,00	88049,53
z11	16572,91	2,90	5714,80

Fuente: Elaboración propia

Figura N.º 64 Propiedades de la zapata en el SAFE 2016.

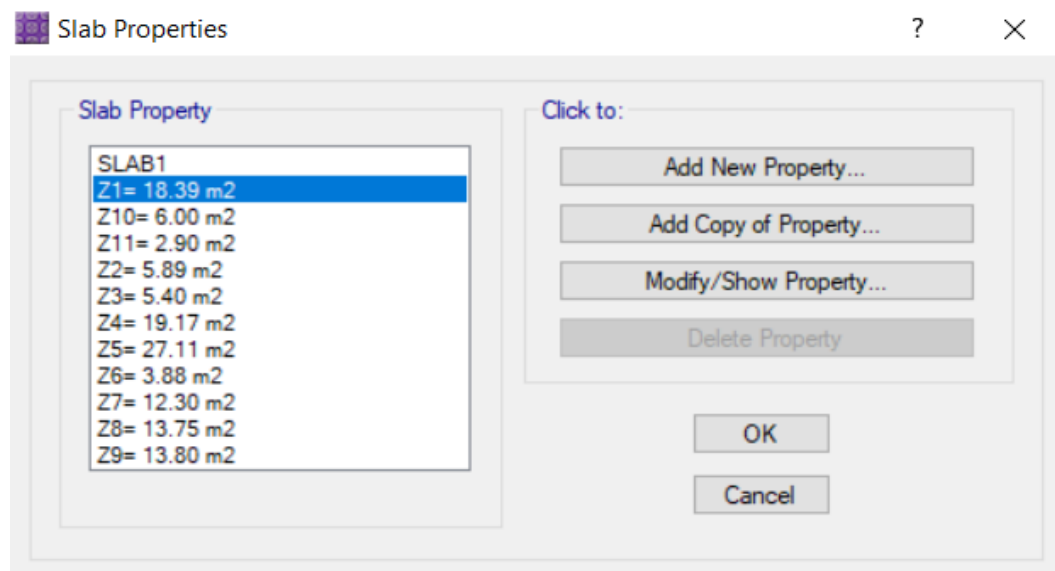


Fuente: Elaboración propia

En total son en total once zapatas con diferente área de acción sobre el suelo. (Ver figura N.º 65 y 66).

Figura N.º 65

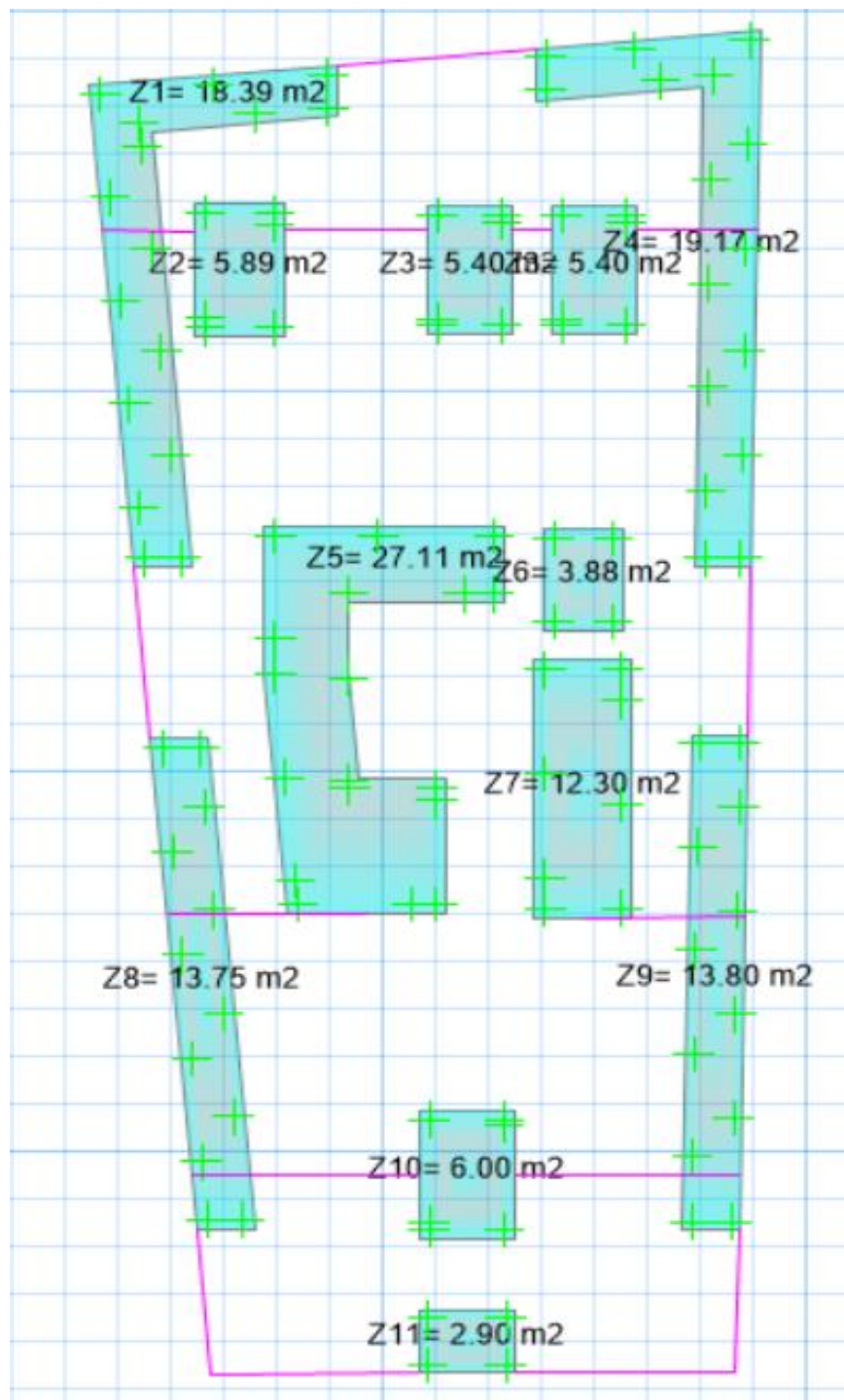
Datos introducidos de zapatas de la cimentación en el SAFE 2016.



Fuente: Elaboración propia

Figura N.º 66

Modelamiento de zapatas en SAFE 2016.

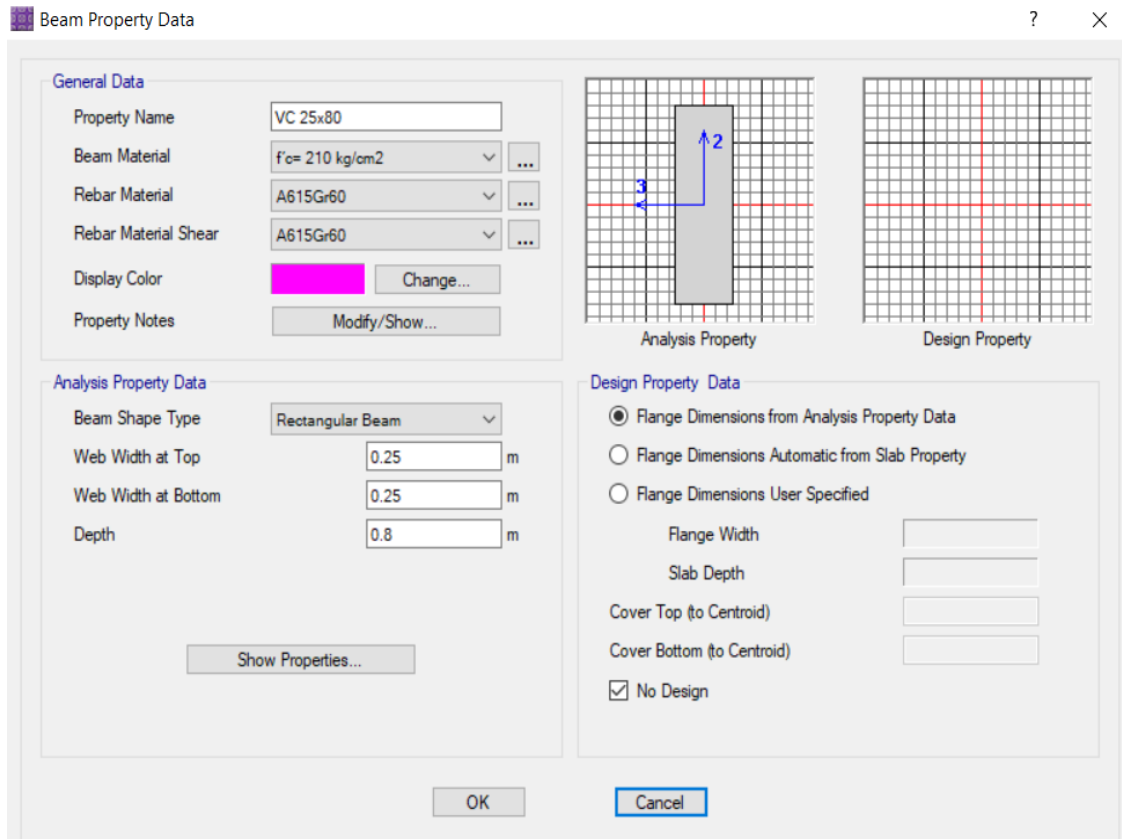


Fuente: Elaboración propia

Para continuar con el modelado, definimos las propiedades de la viga de cimentación. (Ver figura N° 67 y 68).

Figura N.º 67

Propiedades de las vigas de cimentación del SAFE 2016.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 68

Modelamiento de vigas de la cimentación en SAFE 2016.



Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se asignaron las cargas a toda la cimentación de acuerdo al análisis previamente realizado en el etabs 18, expresado en tonf / m2. Ver figura 68

Figura N.º 69

Modelamiento de la cimentación en el SAFE 2016.



Fuente: Elaboración propia

De la figura N.º 69 se observa al lado derecho la barra de cargas máximas y mínimas de forma temática con el objetivo de interactuar mejor con el modelo matemático.

La interacción de las cargas jugase un papel importante cuando se realice el análisis del safe 2016, permite modelar el comportamiento de cada elemento de la cimentación para la verificación de presiones.

Como parte fundamental del análisis de la cimentación en el safe 2016, se ingresa el coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo de acuerdo a las propiedades del mismo suelo de apoyo.

En la figura N° 70 se encuentran valores de módulo de balasto de acuerdo a los ensayos en placas de 30x30 cm realizados en laboratorios cuya denominación es k30.

Figura N.º 70

Valores de módulo de balasto

Valores de K30 en Kg/cm ³ por la CTE		
Tipo Suelo	K30 min	K30 max
Arcilla blanda	1,5	3
Arcilla media	3	6
Arcilla dura	6	20
Limo	1,5	4,5
Arena floja	1	3
Arena media	3	9
Arena compacta	9	20
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas algo alteradas	30	500
Rocas sanas	>500	

Nota: CTE: CODIGO TECNICO DE EDIFICACIÓN DE ESPAÑA.

Para tener una mejor precisión en cuanto al coeficiente de balasto adaptado a la realidad del proyecto y del estudio de mecánica de suelos, se ha tomado en consideración la igualdad de terzaghi que está en función del coeficiente de balasto de acuerdo al tipo de suelo ensayado multiplicado por un coeficiente relacionado con las dimensiones de la cimentación inicial, lo cual permite obtener un coeficiente de balasto modificado al tipo de caso en cimentaciones de cualquier dimensión para su análisis en el safe 2016. Ver figura N° 71.

Considerando de los datos anteriores de la edificación:

bc= 1.00m

bo= 1.00m

y la siguiente fórmula

$$K_c = K_o ((b_0 + 0c) / 3bc)^2$$

Obtenemos el cálculo en la tabla N°33

TABLA N°33

Cálculos para el módulo de balasto

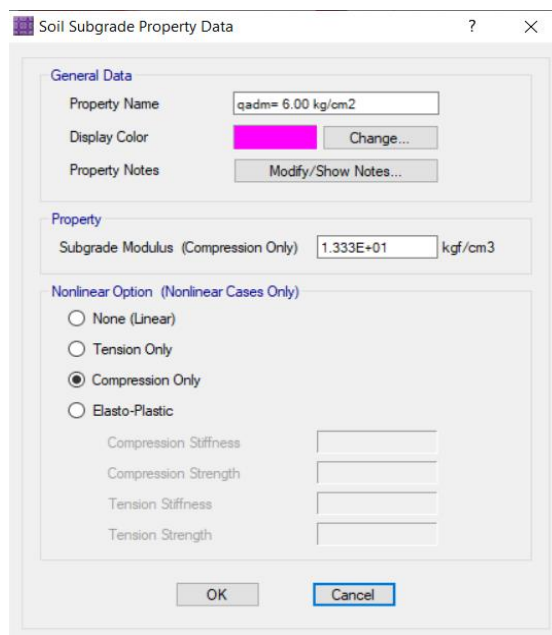
Valores para ensayos en placa de 30x30cm		Corrección de Terzaghi
K30 min (kg/cm ³)	K30 max (kg/cm ³)	Kc (Kg/cm ³)
12	30	13.33

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se define el coeficiente de balasto en el modelo matemático para su análisis. (Ver figura 71).

Figura N°71

Coficiente de balasto para el análisis en SAFE.



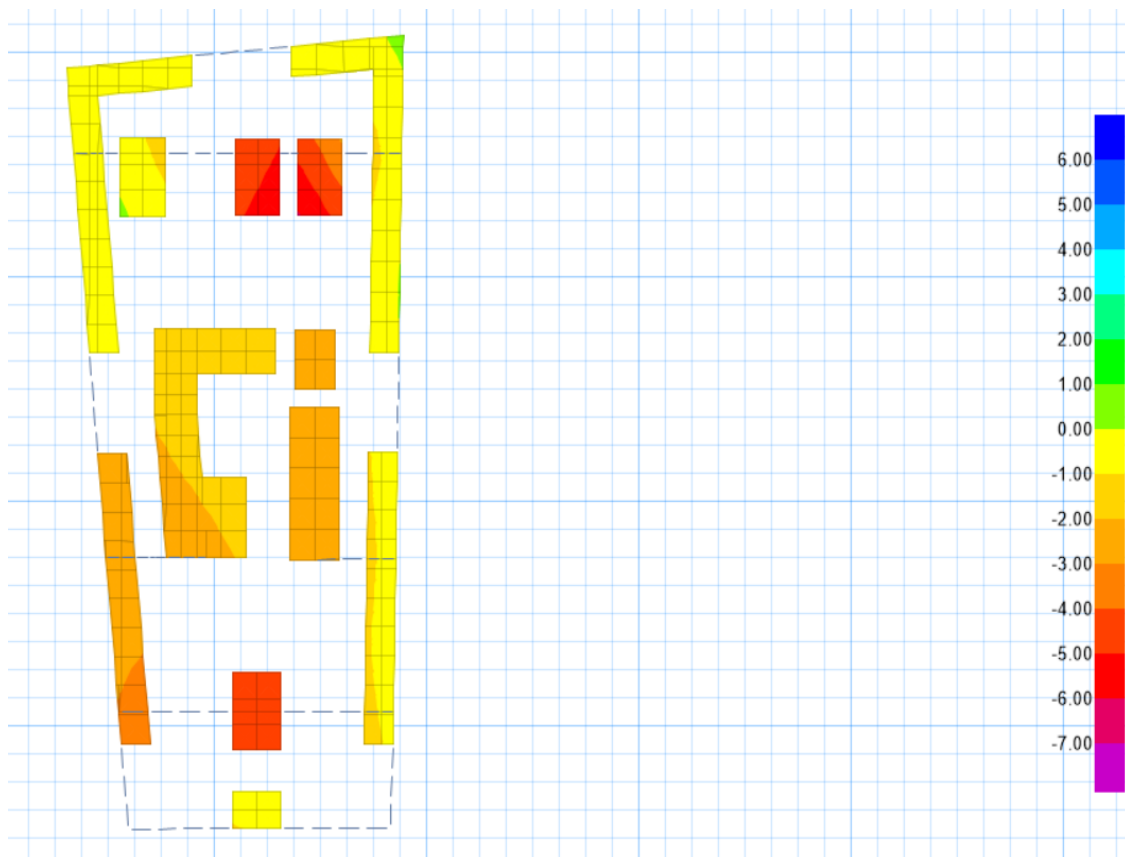
Fuente: Elaboración propia

Se empieza a correr el modelo matemático con todos los parámetros de análisis ingresado anteriormente. y se obtiene el diagrama de presiones de acuerdo a la siguientes Figuras N° 72 y N° 73.

Figura N°72

Comprobación con la capacidad admisible estática de valor en el rango de $q_{admi} = (6.00 \text{ kg/cm}^2 ; 8.46 \text{ kg/cm}^2)$

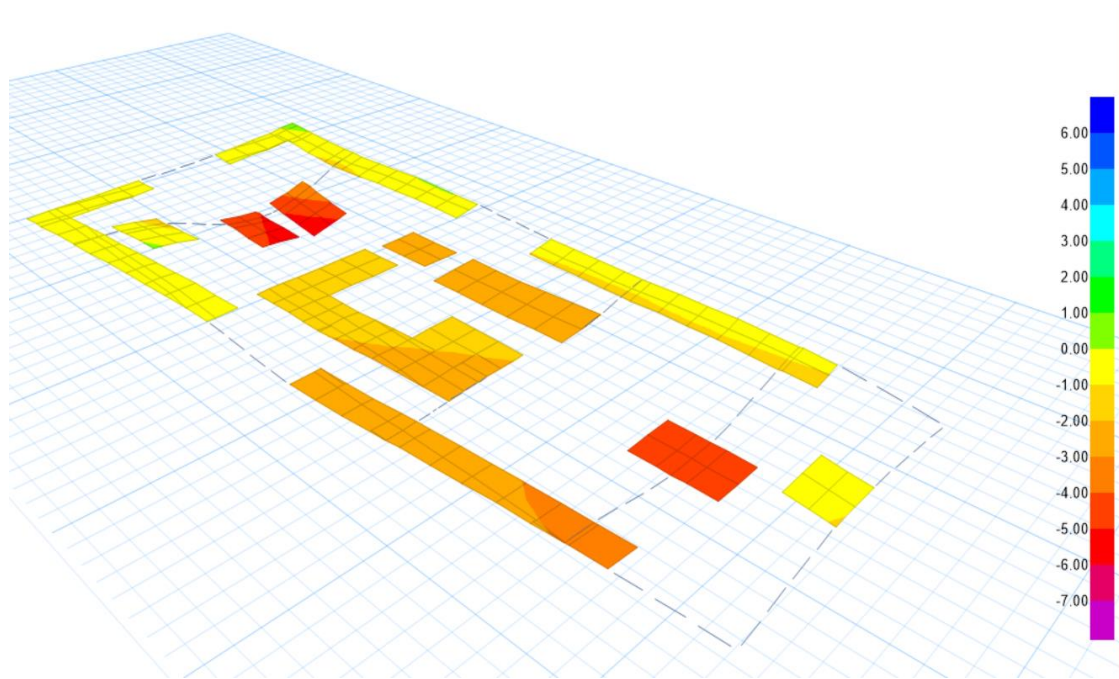
Diagrama de presiones del modelamiento de la cimentación en el SAFE 2016 (Vista en planta)



Fuente: Elaboración propia

Figura N°73

Diagrama de presiones del modelamiento de la cimentación en el SAFE 2016 (Vista de perfil)

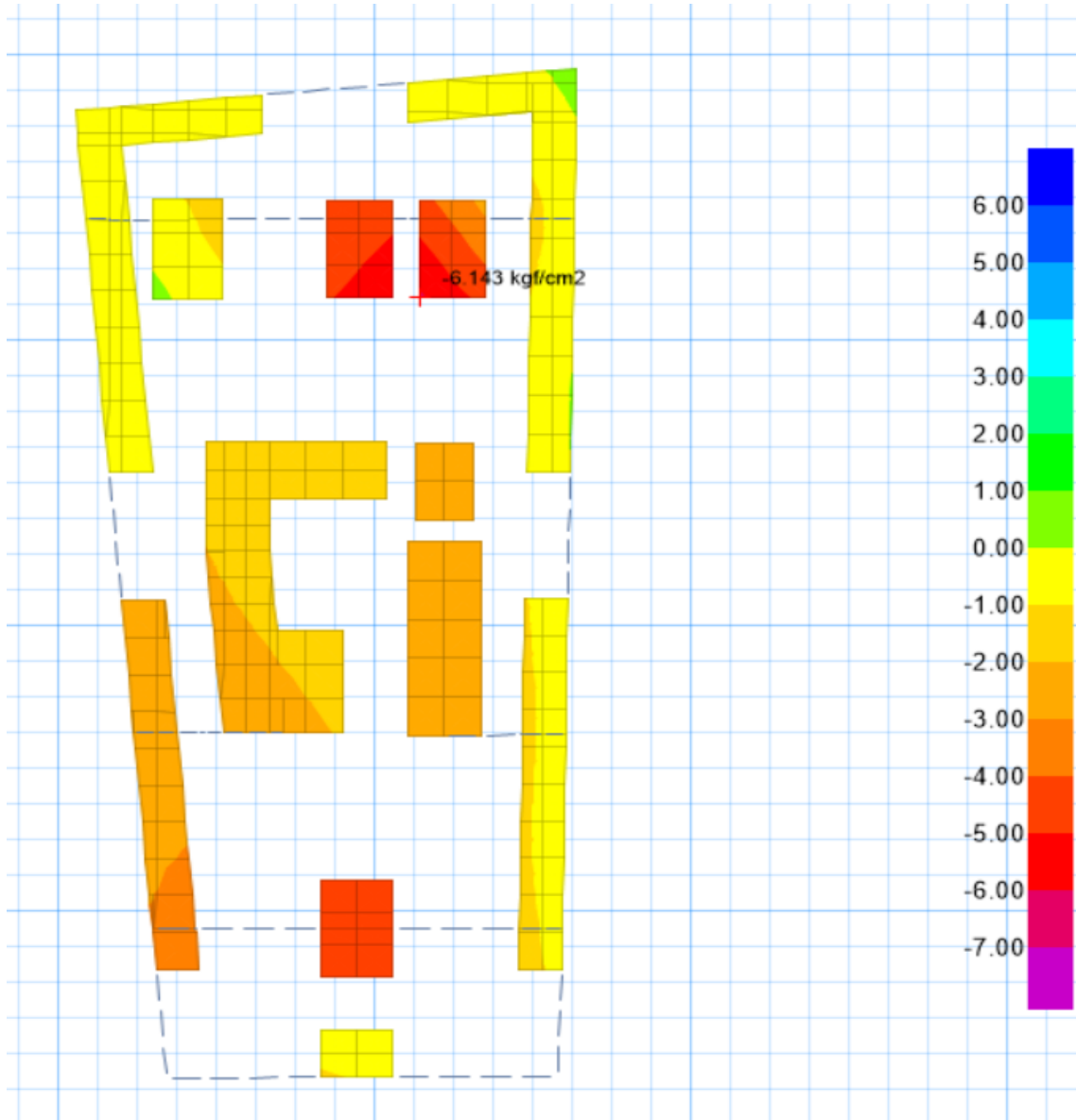


Fuente: Elaboración propia

Donde el punto más crítico de su capacidad arroja un valor de $q_{adm} = 6.088 \text{ kg/cm}^2$, lo cual nos indica que la presión máxima ejercida por la estructura está por debajo de acuerdo a los resultados del estudio de mecánica de suelos. ya que de acuerdo a los valores del e_{ms} está entre 8.46 kg/cm^2 y 6.00 kg/cm^2 .

Figura N°74

Comprobación con la capacidad admisible dinámica de valor $q_{adm\,din} = 4.73 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Elaboración propia

Al verificar presiones con el modelo matemático (Safe 2016) se encontró que la capacidad de soporte del suelo sobrepasa en un 22.96%. esto lleva al diseño en aumentar la dimensión de las zapatas afectadas con el objetivo de distribuir mejor las cargas sobre el suelo de apoyo y evitar el colapso en condiciones dinámicas.

4.12 Discusión de resultados

Las propiedades geotécnicas del suelo se han determinado a partir del estudio de mecánica de suelos realizado en el año 2019 por la inmobiliaria AMESUR, adjuntando el registro de los ensayos en el anexo E. Dichas propiedades del terreno de exploración (Ver Figura N° 29) fueron determinados para un terreno en específico con valores iniciales presentados en la Tabla N° 24 y un FS= 3.00 para calcular la capacidad de carga admisible inicial.

La obtención de los valores estático y dinámico utilizado en el informe son producto de una serie de ensayos, análisis y cálculo de la información extraída de campo. Los factores de capacidad estática y dinámica fueron estudiados como parte esencial del trabajo de investigación, ya que el cálculo de la capacidad de carga con las teorías propuestas depende única y directamente de dichos valores adimensionales. Sin embargo, el estudio de la mecánica de suelos permitió la exploración y análisis de muestras del punto de investigación que fue para determinar los parámetros de resistencia y propiedades del suelo en condiciones naturales. El ángulo de fricción y la cohesión fueron dos datos que usamos como referencia de la ubicación real de la edificación y determinar la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas. Por otro lado, un punto importante del estudio fue determinar la intensidad sísmica horizontal K_h que está en relación con la aceleración máxima del suelo, esto generan los espectros de respuesta.

Los coeficientes de intensidad sísmica K_h y K_v son parámetros que modelan el comportamiento del suelo y su interacción con la cimentación en un intervalo de tiempo. En cuanto a la dinámica de suelos, es una especialidad de la mecánica de suelos que estudia el comportamiento de las partículas del suelo durante un evento sísmico y presentan efectos en cualquier infraestructura civil. Es importante conocer la interacción suelo – estructura si se desea el diseño de una infraestructura civil en zonas con acciones sísmicas medianas y altas, ya que es necesario conocer con profundidad el comportamiento de las partículas de suelo y evaluar sus propiedades, pre y post evento sísmico.

Finalmente, el suelo considerado como un cuerpo rígido tiene comportamientos diferentes en condiciones estáticas y dinámicas.

4.12.1 Contrastación de hipótesis general

Realizando el estudio de suelos con fines de cimentación y el análisis de la vulnerabilidad sísmica permite obtener una buena seguridad para la construcción de una edificación en el distrito de surquillo.

Respecto a nuestra predicción de hipótesis general, el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación, aplicando los métodos estático y dinámico y el análisis de la vulnerabilidad sísmica permite obtener una buena seguridad para la construcción de cualquier edificación en el distrito de Surquillo, por tanto, sí cumple nuestra predicción de hipótesis.

4.12.2 Contrastación de hipótesis específicas

- a) Los programas ETABS 18 y SAFE 2016 permiten obtener el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas en el distrito de Surquillo.

Con ayuda de los softwares ETABS 18 y SAFE 2016 permiten obtener el análisis de la capacidad portante en la verificación de presiones en su forma estática y dinámica, lo cual se concluye que en el método estático la vulnerabilidad sísmica es de 0% y en su forma dinámica sí hay una variación de 22.96% con respecto a la vulnerabilidad sísmica, por tanto, sí cumple la predicción de esta hipótesis.

- b) Determinando la capacidad portante admisible en base a los métodos estáticos y dinámicos, permitirá recomendar el diseño de la cimentación de la edificación de Vivienda Multifamiliar Las Palomas en el distrito de surquillo.

Haciendo los cálculos de capacidad portante admisible con métodos estáticos y dinámicos se pudo recomendar el diseño de cimentación de la edificación. Así mismo durante el análisis de la edificación se obtuvo resultados en su condición estática que el dimensionamiento de la estructura de la zapata más crítica no presenta fallas y hace que la edificación no sea vulnerable, sin embargo la edificación mediante un evento sísmico

se comprobó que la capacidad portante dl suelo es inferior debido a que las partículas del suelo tienden a separarse hace de la edificación más vulnerable, dando así el porcentaje de variación entre la capacidad de carga admisible final estática y dinámica es de 22.32% donde este último necesita un reforzamiento en la zapata más crítica para obtener la resistencia que puede producir un evento sísmico de alta escala, por tanto sí cumple esta predicción de hipótesis.

- c) Basado en los trabajos de campo, interpretación de los perfiles estratigráficos, características de la estructura a construir y cálculo de la capacidad portante, se recomienda que la profundidad mínima de cimentación sea de 1.20m con respecto al nivel de piso terminado del sótano y utilizar una cimentación superficial tal como, zapatas aisladas conectadas con viga de cimentación y cimientos corridos armados.

Con respecto a esta predicción de hipótesis, nuestros resultados basados en los estudios de mecánica de suelos nos recomiendan por el tipo de cimentación obtenido por los métodos estáticos y dinámicos y por la normal E.020 de mecánica de suelos que la profundidad sea como mínimo una cimentación de 1.20m, por tanto, esta predicción sí cumple y es aceptable.

CONCLUSIONES

1. Con respecto a los análisis de la “Residencial las palomas 160” que se realizó mediante los diferentes mapas sísmicos, se concretó que ante un posible sismo de 8.8Mw, según la escala de Mercalli, la vulnerabilidad sísmica es “alta”.
2. Mediante los programas ETABS 18 y SAFE 2016 hemos podido determinar los valores de los desplazamientos y distorsiones que se encuentran al límite de los valores de la simulación de un sismo severo.
3. La capacidad portante mediante los métodos estáticos y dinámicos El porcentaje de variación entre la capacidad de carga admisible final Estática y Dinámica es de 22.32% aproximadamente, lo cual es un valor significativo en cuanto a la disminución de la resistencia del suelo producto de un evento sísmico. La cimentación de la estructura será pre – dimensionado tomando en cuenta el porcentaje de efecto que tiene el sismo de acuerdo con las características propias de dicho evento.
4. Dada las características estructurales de la edificación a construir, así como la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda utilizar una cimentación superficial tal como, zapatas aisladas conectadas con viga de cimentación y cimientos corridos armados, de acuerdo al cálculo estructural.
5. Basado en los trabajos de campo, resultados de laboratorio, perfiles estratigráficos y característica de la estructura a construir, se recomienda que la profundidad mínima de cimentación sea de 1.20m con respecto al nivel de piso terminado del sótano, apoyándose la cimentación sobre el suelo fluvioaluvional conformado por material heterogéneo de gravas pobremente gradada, de forma subredondeada con arenas (GP) con un buen porcentaje de cantos de forma subredondeada , de compacidad muy firme. Para una capacidad portante admisible entre 8.46 kg/cm² y 6.00 kg/cm². para cimientos corridos y 6.0 kg/cm² para zapatas aisladas

6. El presente informe tiene por objeto efectuar el Estudio de Suelos con fines de cimentación del Edificio de Vivienda Multifamiliar Las Palomas de 9 Pisos + Semisótano + 3 Sótanos, ubicado en el distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima.
7. El perfil estratigráfico está conformado por un buen porcentaje de gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arenosa, no plástica, de color gris a plomizo, de bajo contenido de humedad, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 80% de tamaño promedio 4" a 10", y boleos aislados de tamaño promedio 13" a 15". En su conjunto el suelo heterogéneo se encuentra en un estado de compacidad firme a muy firme.
8. El área del terreno en estudio se encuentra situado en la Calle las Palomas N° 160 Mz. C3 lote 10, perteneciente al distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima. Ver Plano PG-01 en anexo. El área del terreno es de forma irregular, con una extensión de 388.53 m². El terreno es moderadamente plano.
9. Los valores que periodo obtenidos para las diferentes edificaciones varían de 0.026 s a 0.816 s, valores que corresponden a edificaciones de todos los niveles de la edificación.
10. Dada las características estructurales de la edificación a construir, así como la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, decimos que la "Residencial las palomas 160" es una edificación sometida a vulnerabilidad sísmica.

RECOMENDACIONES

1. Para realizar en un Estudio de Mecánica de suelos, el investigador debe tener delimitado el área de trabajo que se va a analizar con ayuda de los planos topográfico y geológicos para obtener resultados más confiables.
2. En cuanto al reforzamiento de la cimentación, en el análisis por capacidad portante estática la verificación de presiones nos arrojó resultados óptimos que no había necesidad de hacer un reforzamiento en la cimentación, pero en cuanto al análisis por capacidad portante dinámica nos arrojó resultados donde la capacidad portante de las zapatas z3 y z10 es mayor a nuestra capacidad portante calculado por el método de Richard y en este caso si es necesario hacer un aumento de dimensionamiento en dichas zapatas con el objetivo de distribuir mejor las cargas sobre el suelo de apoyo y evitar el colapso en condiciones dinámicas.
3. Los numerosos trabajos de investigación sobre las propiedades dinámicas de los suelos han generado un gran debate en el campo de la geotecnia; es así, que constantemente se van desarrollando modelos matemáticos y nuevas teorías en base a nuevas experiencias. Como un complemento para el trabajo es de investigar sobre las propiedades dinámicas del suelo.
4. En cuando al reforzamiento de la cimentación, es necesario respetar los mínimos valores recomendables ya que se ha modelado y comparado el comportamiento ante un evento sísmico alto en el que pudiera ocurrir en la zona. El pre – dimensionamiento y la profundidad de cimentación deben ser los mínimos calculados. La recomendación está en base a la experiencia de un edificio de 9 pisos más 3 sótanos con fines de residencia de 388.53 m² y con estructura mixta de concreto armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arevalo Casas, Allan Stewart. (2020). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en el A.H. San José, distrito de San Martín de Porres* (Tesis de pregrado). Universidad peruana de ciencias aplicadas, Lima.

Barkan, D. (1962). *Dynamics of Bases and Foundations*. New York: Mc Graw-Hill.

Berry, P., & Reid, D. (2000). *Mecánica de Suelos*. Mexico: McGraw-Hill.

Das, B. M. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: International Thomson.

Hernando Tavera. (2017). *Escenario sísmico para lima metropolitana y callao: Sismo 8.8 Mw* (INDECI)

fredyteran. (2012). *Criterios para calificar suelos con fines constructivos*. 11/07/2020, de SlideShare Sitio web: <https://es.slideshare.net/fredyteran/suelos-para-construir>

Hernando Tavera. (2019). *¿Cuáles serían los distritos más vulnerables de darse un sismo de alta intensidad en Lima?* 15/07/2020, de gestión.pe Sitio web: <https://gestion.pe/peru/igp-sismo-en-lima-cuales-serian-los-distritos-mas-vulnerables-de-darse-un-sismo-de-alta-intensidad-en-lima-noticia/?ref=gesr>

Huashua Huarcaya, Máximo., & Sánchez Contreras, Alex. (2017). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas autoconstruidas de la urbanización bella vista de la ciudad de Abancay – Apurímac* (Tesis de pregrado). Universidad tecnológica de los Andes, Apurímac

Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). (2011). *Estudio para Determinar el nivel de vulnerabilidad física ante la probable ocurrencia de un gran sismo de gran magnitud en el Distrito de Surquillo* Sitio web: <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2244/doc2244-contenido.pdf>

Karl Terzaghi / Ralph B. Peck (1973): *Mecánica de suelos en la ingeniería Práctica*.

López, G. (2018). *Elementos de Dinámica de Suelos*. Ciudad de México: UNAM.

Mazzi Bayona, Josselyn Graciela., & Vivanco Vidalón, Franco Emanuel. (2018). *Comparación técnica de los métodos estático y dinámico en la evaluación de la capacidad portante en suelos tropicales* (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima.

Nervi Laura, Manuel. (2017). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica en viviendas de albañilería confinada según la norma E - 070 del RNE en la Ciudad de Juliaca Puno* (Tesis de pregrado). Universidad peruana unión, Puno.

Norma E-050, *Suelos y Cimentaciones*.

Tavera, D. H. (2014). *Evaluación del Peligro Asociado a los Simos* . Lima: Instituto Geofísico del Perú.

ANEXO A

Cuadro de Variables.

	Variable	Dimensión	Indicador
Independiente	Método estático y dinámico	Teoría de Terzaghi	Factores de capacidad de carga estática
			Parámetros geotécnicos
	Diseño de cimentación	Teoría de Richard's	Factores de capacidad de carga dinámica
			Aceleraciones
Dependiente	Perfiles estratigráficos	Capacidad portante del suelo	Resultados obtenidos en campo
			Hoja de recolección de datos / cálculos métodos terzaghi y peck y vesic
			Tipo y profundidad de cimentación
			Tipo de suelo
			Estudio en campo
			Ensayo de laboratorio

Fuente: Elaboración propia

ANEXO B

MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA INVESTIGACIÓN

PREGUNTAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	ALCANCE DE LA	UNIVERSO INVESTIGADO	Técnicas/Instrumento	TAMAÑO, MUESTRA Y ENSAYOS
GENERAL	GENERAL	GENERAL	LA	INVESTIGADO		
¿De qué manera es posible realizar el análisis de la vulnerabilidad sísmica aplicando un estudio geotécnico en las edificaciones del distrito de Surquillo?	Analizar la vulnerabilidad sísmica aplicando un estudio geotécnico en la edificación "Residencial las palomas 160" del distrito de Surquillo.	Al realizar el estudio de suelos con fines de cimentación y el análisis de la vulnerabilidad sísmica permite obtener una buena seguridad para la construcción de una edificación en el distrito de surquillo.				
ESPECÍFICAS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICAS				
a)¿Mediante qué programa se realizará el análisis de vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas 160 en el distrito de surquillo?	Evaluar mediante los programa ETABS 18 y SAFE 2016 el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas en el distrito de surquillo.	Los programas Etabs 18 y Safe 2016 permiten evaluar el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda multifamiliar las palomas en el distrito de Surquillo				
parámetros geotécnicos estáticos y dinámicos para el cálculo de la capacidad portante en suelo de la residencial las palomas 160 ubicado en el distrito de Surquillo?	Determinar la capacidad los parámetros geotécnicos estáticos y dinámicos para el cálculo de la capacidad portante en suelos del distrito de Surquillo.	b)Determinando la capacidad portante admisible en base a los métodos estáticos y dinámicos, permitirá recomendar el diseño de la cimentación de la edificación de Vivienda Multifamiliar Las Palomas en el distrito de surquillo.				
¿Qué recomendaciones se daría para el tipo profundidad de cimentación de la vivienda multifamiliar las palomas 160 ubicada de Surquillo?	Determinar el tipo y profundidad de cimentación de las edificaciones a construirse en la zona mencionada.	c)Basado en los trabajos de campo, interpretación de los perfiles estratigráficos, características de la estructura a construir y cálculo de la capacidad portante, se determina que la profundidad mínima de cimentación sea de 1.20m con respecto al nivel de piso terminado del sótano y utilizar una cimentación superficial tal como, zapatas aisladas conectadas con viga de cimentación y cimientos corridos armados.				

Documental: Se obtuvo información de fuentes bibliográficas tales como páginas webs, artículos especializados, libros, tesis pasadas y revistas. Técnica: Se utilizó el software SAP 2000 para la modelación de la estructura utilizando datos reales del estudio de suelos.

La muestra se consideró al edificio multifamiliar "Residencial las palomas 160", se encuentra situado en la Calle las Palomas N° 160 Mz. C3 lote 10, perteneciente al distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima. /

- Excavación por medio de calicatas
- Muestreo y registro de exploración
- Ensayos de laboratorio (realizado con la inmobiliaria AMESUR SAC, 2019)

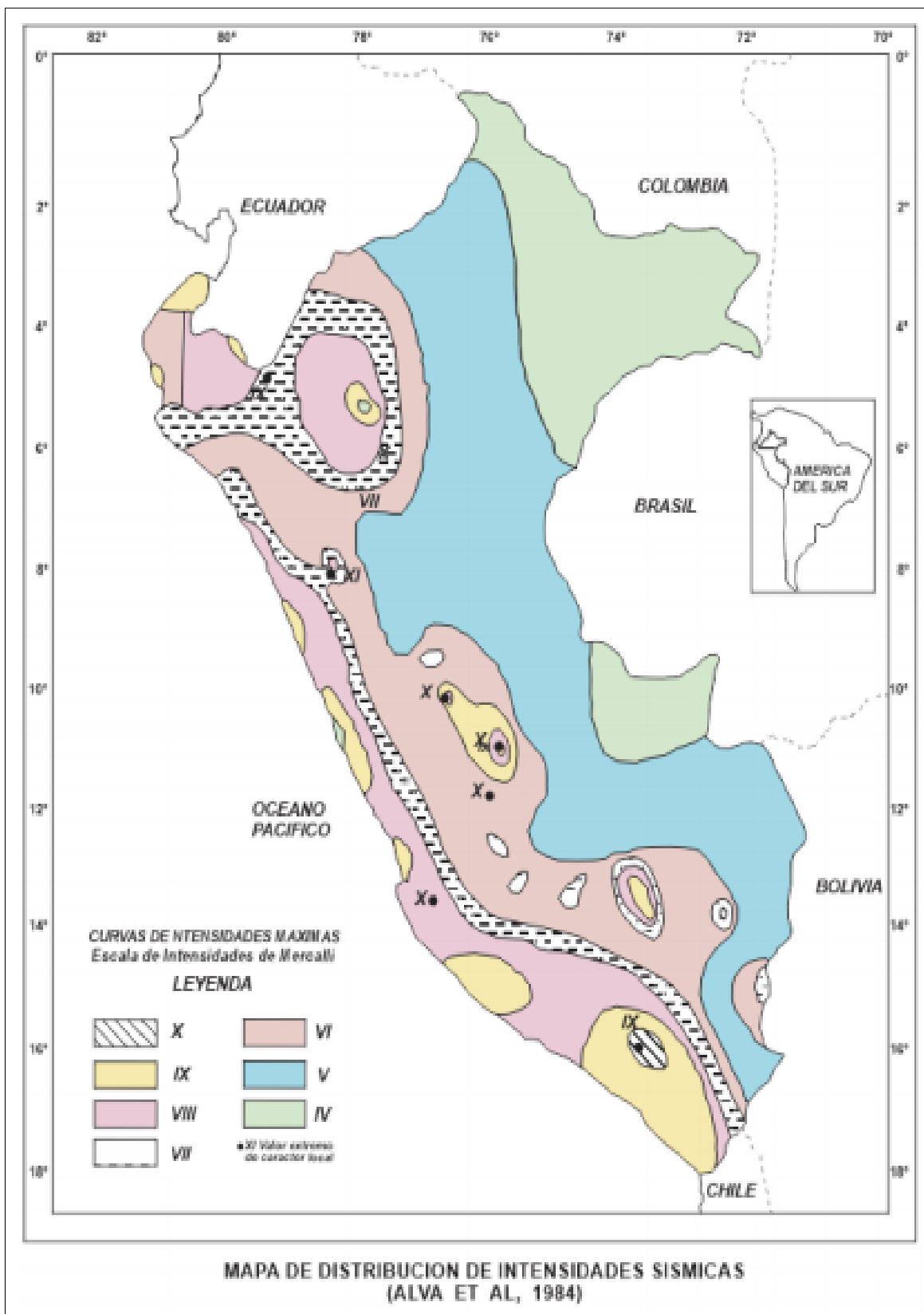
La población de estudio son todas las edificaciones que tienen las mismas características.

Descriptiva (Cualitativa)

ANEXO C





ANEXO D

MAPA DE DISTRIBUCIÓN DE INTESIDADES SÍSMICAS (ALVA ET AL, 1984)



ANEXO E

Perfil estratigráfico de la calicata N° 1

Profundidad (m)	Espesor (m)	Muestra	Clasificación SUCS	Símbolo	Humedad (%)	Peso Volum. (g/cm ³)	Descripción del Material
0.30	0.10	S/M	Losa				Losa de concreto
0.60	0.50	S/M	Relleno				Relleno con matriz de arcilla arenosa de color marrón, poco húmedo, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas, cascoles y fragmentos de ladrillos.
1.00	0.40	S/M	CL				Arcilla arenosa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas aisladas.
8.00	7.00	M-1	GP		0.93		Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal graduadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástica, de color gris a plomizo, poco húmedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 75% de tamaño promedio 4" a 12" y 5% de boleos de tamaño promedio 13" a 16", de compactad suelta de 1.00 a 3.10m, compactad firme a muy firme de 3.10 a 6.00m y compactad muy firme a muy densa de 6.00 a 8.00m a mayor profundidad. Nota: No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.
							Nota : En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se infiere que el suelo continúa en profundidad y en compactad, aumentando de esta manera su resistencia.

Fuente: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 CON FINES DE CIMENTACIÓN DEL PROYECTO EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 LAS PALOMAS
 9 PISOS + SEMISÓTANO + 3 SOTANOS

Perfil estratigráfico de la calicata N° 2

Profundidad (m)	Es peser (m)	Mostrero	Clasificación SUCS	Simbolo	Humedad (%)	Peso Volum. (g/cm ³)	Descripción del Material
0.00	0.00	SM	CL				Superficie construida
0.70	0.60	SM	RI				Relevo con matriz de arcilla arenosa de color marrón, poco húmedo, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas, cascotes y fragmentos de ladrillos.
1.20	0.50	SM	CL				Arcilla arenosa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas alisadas.
6.00	6.00	M-1	GP		0.85		Suelo firme aluvial conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástica, de color gris a plomizo, poco húmedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 80% de tamaño promedio 4" a 12" y 5% de boleos de tamaño promedio 13" a 16", de compacidad suelta de 1.20 a 3.50m, compacidad firme a muy firme de 3.50 a 6.00m y compacidad muy firme a muy densa de 6.00 a 8.00m a mayor profundidad. Nota: No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.
8.00							Nota : En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se infiere que el suelo continúa en profundidad y en compacidad, aumentando de esta manera su resistencia.

Fuente: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 CON FINES DE CIMENTACIÓN DEL PROYECTO EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR LAS PALOMAS
 9 PISOS + SEMISÓTANO + 3 SOTANOS

Perfil estratigráfico de la calicata N° 3

Realizado : J.O.F.		Profundidad : 10.00m		CALICATA : C-03			
Cota : +0.00m		Nivel Freático : No presenta					
Profundidad (m)	Espesor (m)	Muestra	Clasificación SACS	Simbolo	Humedad (%)	Plum. Volúms (g/cm ³)	Descripción del Material
0.00	0.10	SM	CL				Arcilla muy fina.
0.10	0.40	SM	ML				Arcilla con mucho de arena gruesa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas, conchas y fragmentos de ladrillo.
0.50	0.60	SM	CL				Arcilla gruesa de color marrón, poco húmeda, ligeramente plástica, de consistencia firme, con presencia de gravas subredondeadas cilíndricas.
0.80	8.80	M-1	GP		0.60		Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástica, de color gris a pizarra, poco húmeda, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 80% de tamaño promedio 4" a 12" y 5% de bolitas de tamaño promedio 1/2" a 1/4", de compactación suelta de 1.10 a 3.00m, compactación firme a muy firme de 3.00 a 6.00m y compactación muy firme a muy densa de 6.00 a 10.00m a mayor profundidad. Nota: No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.
10.00							
Nota : En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en obras similares realizadas en el distrito y zonas aledañas se infiere que el suelo continúa en							

Fuente: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 CON FINES DE CIMENTACIÓN DEL PROYECTO EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR LAS PALOMAS
 9 PISOS + SEMISÓTANO + 3 SOTANOS

ANEXO F

PANEL FOTOGRÁFICO



FOTO N° 1: Vista panorámica del frontis del terreno donde se realizó el estudio de suelos.



FOTO N° 2: Vista panorámica lateral del frontis del terreno en estudio ubicado calle las Palomas N° 160 – Dist. Surquillo.



FOTO N° 3: Vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-1.



FOTO N° 4: Otra vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-1.



FOTO N° 5: Vista interior de la calicata C-1 donde se muestra el proceso de excavación y el perfil estratigráfico del subsuelo, conformado por boleos, cantos, gravas de forma subredondeada con matriz arenosa.

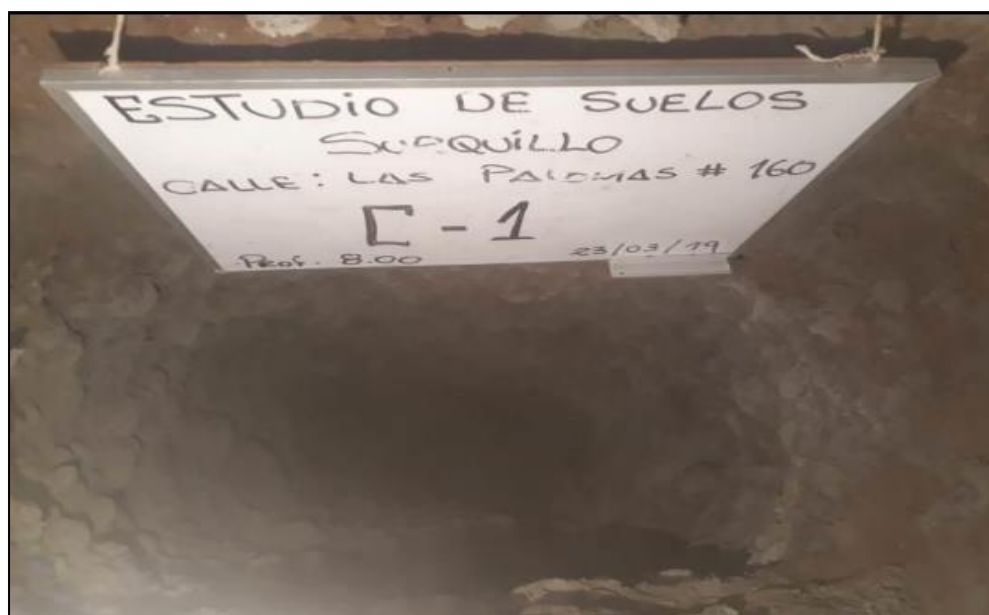


FOTO N° 6: Vista interior de la calicata C-1 donde se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo. Se alcanzó una profundidad de exploración de 8.00m. No se encontró la presencia de nivel freático a dicha profundidad.



FOTO N° 7: Vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-2.



FOTO N° 8: Otra vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-2.

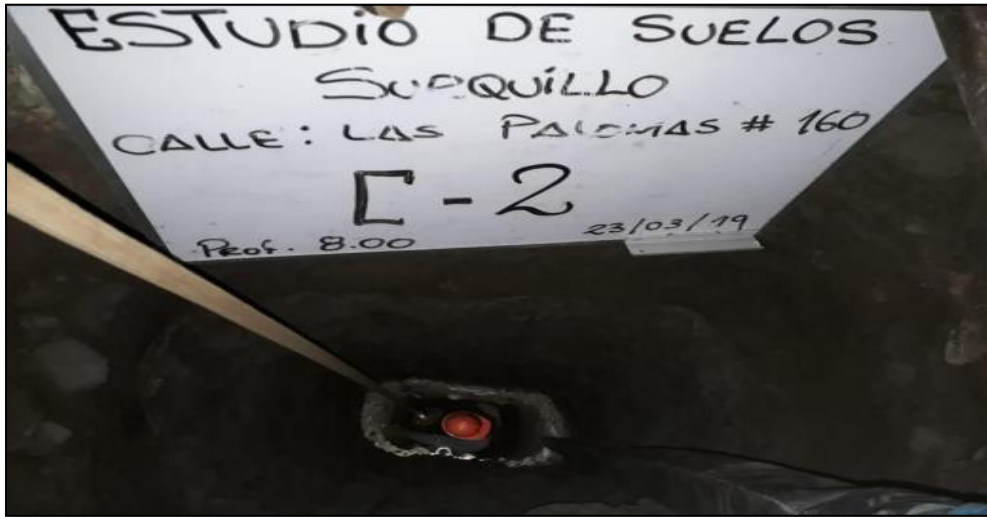


FOTO N° 9: Vista interior de la calicata C-2 donde se muestra el proceso de excavación y el perfil estratigráfico del subsuelo, conformado por boleos, cantos, gravas de forma subredondeada con matriz arenosa.



FOTO N° 10: Vista interior de la calicata C-2 donde se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo. Se alcanzó una profundidad de exploración de 8.00m. No se encontró la presencia de nivel freático a dicha profundidad.



FOTO N° 11: Vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-3.



FOTO N° 12: Otra vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-3.



FOTO N° 13: Vista interior de la calicata C-3 donde se muestra el proceso de excavación y el perfil estratigráfico del subsuelo, conformado por boleos, cantos, gravas de forma subredondeada con matriz arenosa.



FOTO N° 14: Vista interior de la calicata C-3 donde se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo. Se alcanzó una profundidad de exploración de 10.00m. No se encontró la presencia de nivel freático a dicha profundidad.



FOTO N° 15: Vista de planta de la cimentación en ejecución.



FOTO N° 16: Otra vista de planta de la cimentación en ejecución.