

**UNIVERSIDAD NACIONAL
JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PARA EL
MEJORAMIENTO EN CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS INFORMALES EN LA
ASOCIACIÓN SARITA COLONIA – HUALMAY, 2020”**

TESIS

Para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Bach. Ventocilla Anastacio, Abel Fredy

ASESOR:

Mg. Vasquez Trejo Cesar Wilfredo

HUACHO - PERÚ

2022

ASESOR Y MIEMBROS DEL JURADO



Carlos Roberto Pesantes Rojas
LICENCIADO EN MATEMÁTICAS

PRESIDENTE
Mg. PESANTES ROJAS
CARLOS ROBERTO



CARLOS FRANCISCO
GOÑY AMERI
Ingeniero Civil
CIP N° 241390

SECRETARIO
Mg. GOÑY AMERI CARLOS
FRANCISCO



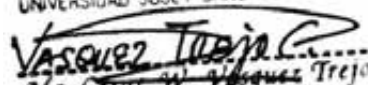
Universidad Nacional
"José Faustino Sánchez Carrión"



Enrique Ubaldo Díaz Vega
DNU 317

VOCAL
Mg. DIAZ VEGA ENRIQUE UBALDO

UNIVERSIDAD JOSÉ F. SÁNCHEZ CARRIÓN



Mg. Cesar W. Vasquez Trejo
DOCENTE DNU 390

ASESOR
Mg. VASQUEZ TREJO CESAR WILFREDO

DEDICATORIA

A mis padres, que siempre me acompañaron incondicionalmente, en las caídas y triunfos obtenidos en mi vida terrenal y espiritual.

Y a todos quienes directa e indirectamente estuvieron cerca en cada momento de mi vida durante mi etapa universitaria en la UNJFSC.

Abel Fredy Ventocilla Anastacio

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, a Jesucristo por permitirme mantenerme con salud hasta el día de hoy, por ser mi escudo y fortaleza en estos tiempos de confusión y maldad.

A los profesionales que me brindaron su apoyo pedagógico y empatía profesional, que permitieron desarrollar de la mejor manera esta presente investigación.

Abel Fredy Ventocilla Anastacio

ÍNDICE

DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
ÍNDICE	5
LISTADO DE FIGURAS	10
LISTADO DE TABLAS	14
RESUMEN	15
ABSTRACT	16
INTRODUCCIÓN	17
CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
1.1. Descripción de la realidad problemática	19
1.2. Formulación del Problema	21
<i>1.2.1. Problema General</i>	<i>21</i>
<i>1.2.2. Problemas específicos</i>	<i>21</i>
1.3. Objetivos de la Investigación	21
<i>1.3.1. Objetivo General</i>	<i>21</i>
<i>1.3.2. Objetivo Específico</i>	<i>21</i>
1.4. Justificación de la Investigación	21
1.5. Delimitaciones del Estudio	22
<i>1.5.1. Delimitación Espacial</i>	<i>22</i>
<i>1.5.2. Delimitación Teórica</i>	<i>22</i>
1.6. Viabilidad del Estudio	23
<i>1.6.1. Viabilidad Técnica</i>	<i>23</i>
<i>1.6.2. Viabilidad Financiera</i>	<i>23</i>

1.6.3. Viabilidad Social	23
CAPITULO II MARCO TEORICO	24
2.1. Antecedentes de la Investigación	24
2.1.1. <i>Antecedentes Internacionales</i>	24
2.1.2. <i>Antecedentes Nacionales</i>	25
2.2. Bases Teóricas	26
2.2.1. <i>Sistema Suelo – Cimentación</i>	26
2.2.2. <i>Diseño de sistemas de Fundación Superficial</i>	27
2.2.3. <i>Diseño Geotécnico de Sistemas de Fundación</i>	27
2.2.4. <i>Falla por Capacidad de Carga por Terzaghi, 1943</i>	29
2.2.5. <i>Ecuación General de capacidad de carga. (Meyerhof, 1963)</i>	32
2.2.6. <i>Presión de Contacto encima del Suelo</i>	33
2.2.7. <i>Método del Área Efectiva para Fundaciones Cargadas Excéntricamente – Meyerhof</i>	34
2.2.8. <i>Excentricidad por Momento y Geometría sobre la Cimentación</i>	35
2.2.9. <i>Modificación de Presiones de Contacto en función de la Rigidez de la Cimentación</i>	37
2.2.10. <i>Levantamiento y Deslizamiento en Cimentaciones superficiales</i>	41
2.2.11. <i>Asentamiento Esperado en Cimentaciones Superficiales</i>	44
2.2.12. <i>Coeficiente de Balasto para Modelado de Cimentaciones</i>	53
2.2.13. <i>Influencia de Acción Sísmica</i>	63
2.2.14. <i>Diseño Estructural NTP E.060</i>	63
2.2.15. <i>Diseño Estructural de Viga de Riostras</i>	83
2.3. Definiciones Conceptuales	92
2.4. Hipótesis de Investigación	94
2.4.1. <i>Hipótesis General</i>	94

2.4.2. <i>Hipótesis Específicas</i>	94
2.5. Operacionalización de las variables	95
CAPITULO III METODOLOGÍA	96
3.1. Diseño de Metodología	96
3.1.1. <i>Diseño de Investigación</i>	96
3.1.2. <i>Tipo de Investigación</i>	96
3.1.3. <i>Nivel de Investigación</i>	96
3.1.4. <i>Enfoque</i>	96
3.2. Población y Muestra	96
3.2.1. <i>Población</i>	96
3.2.2. <i>Muestra</i>	96
3.3. Técnicas de recolección de datos.	96
3.3.1. <i>Técnica a Emplear</i>	96
3.3.2. <i>Descripción de los instrumentos</i>	97
3.4. Técnicas para el procesamiento de la información.....	97
CAPITULO IV RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	98
4.1. Determinación de la Capacidad Portante.....	98
4.1.1. <i>Características estructurales de la vivienda</i>	98
4.1.2. <i>Características Geotécnicas sobre Vivienda</i>	98
4.1.3. <i>Modelado de la Vivienda</i>	101
4.1.4. <i>Características Estructurales sobre la vivienda</i>	103
4.1.5. <i>Propiedades del material sobre la vivienda</i>	103
4.1.6. <i>Metrado de carga sobre las cimentaciones de la Vivienda (Ver Anexo 8)</i>	103
4.1.7. <i>Análisis estructural de la Edificación (Superestructura)</i>	105
4.1.8. <i>Diseño Geotécnico de Cimentaciones</i>	106

4.1.9. Diseño Estructural de Cimentaciones (Ver Anexo N°15)	113
4.1.9.1. Verificación del Corte por Punzonado	113
4.1.9.2. Verificación del Corte por Viga Ancha	113
4.1.9.3. Verificación de la Longitud de Transferencia	113
4.1.9.4. Verificación del Aplastamiento de la Cimentación	114
4.1.9.5. Diseño del Área de Acero por Flexión de la Zapata	114
4.1.9.6. Diseño del Área de Acero por Flexión de la Zapata	115
4.2. Análisis y Diseño de Cimentaciones mediante el Software Safe 2016.	115
4.2.1. Verificación de Presión Admisible	115
4.2.2. Vigas de Cimentación	116
4.2.3. Diseño de Zapatas.	118
4.2.4. Diseño de Viga de cimentación.	119
4.2.4.1. Sometido a Momentos Resistentes Especiales (Ver Anexo N° 16)	119
4.2.4.2. Sometido a Tracción axial (Ver anexo N° 17)	120
CAPITULO V DISCUSIÓN	121
5.1. Discusión del Diseño Geotécnico	121
5.2. Discusión del Diseño Estructural de Cimentaciones	121
CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
6.1. Conclusiones	122
6.2. Recomendaciones	122
REFERENCIAS	124
7.1. Fuentes Documentales	124
7.2. Fuentes Bibliográficas	125
7.3. Fuentes Hemerográficas	125
7.4. Fuentes Electrónicas	126

ANEXO	127
Anexo 01: Matriz de Consistencia	127
Anexo 02: Plano de Ubicación	128
Anexo 03: Plano de Distribución – 2D	129
Anexo 04: Plano de Arquitectura – 3D	130
Anexo 05: Plano de Arquitectura – Corte 3D	130
Anexo 06: Fotografía en la Asociación de Vivienda Sarita Colonia	131
Anexo 07: Fotografía con el Presidente de la Asociación Sarita Colonia	132
Anexo 08: Metrado de Cargas de la Vivienda	133
Anexo 09: Capacidad Portante Admisible sin Sismo	136
Anexo 10: Capacidad Portante Admisible con Sismo	139
Anexo 11: Capacidad Portante mediante Diseño por Resistencia	145
Anexo 12: Deslizamiento de Cimentación	147
Anexo 13: Estimación de Asentamiento	149
Anexo 14: Estimación de Coeficiente de Balasto	158
Anexo 15: Diseño Estructural de Zapata Aislada	161
Anexo 16: Diseño Estructural de Viga de Cimentación – Sometido a Momentos	171
Anexo 17: Diseño Estructural de Viga de Conexión – Sometido a Tracción Axial	180

LISTADO DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Ubicación de la Asociación de vivienda Sarita Colonia.	20
<i>Figura 2.</i> Falla por Corte General	28
<i>Figura 3.</i> Falla por Corte Local.....	29
<i>Figura 4.</i> Gráfica de la Falla por Punzonamiento	29
<i>Figura 5.</i> Falla por Capacidad de Carga por Terzagui	30
<i>Figura 6.</i> Presión de Contacto sobre el terreno.....	33
<i>Figura 7.</i> Excentricidad en la cimentación.....	34
<i>Figura 8.</i> Excentricidad por momento.	36
<i>Figura 9.</i> Excentricidad por geometría.....	36
<i>Figura 10.</i> Vista elevación de Excentricidad Total.....	37
<i>Figura 11.</i> Vista planta de Excentricidad Total.	37
<i>Figura 12.</i> Distribución de presiones ante carga puntual.....	38
<i>Figura 13.</i> Distribución de presiones producto de la zapata combinada.....	38
<i>Figura 14.</i> Distribución de presiones producto de la Viga de Cimentación.	39
<i>Figura 15.</i> Distribución de presiones producto de la Viga de Conexión.	39
<i>Figura 16.</i> Distribución de presiones por carga puntual en Zapata central.....	40
<i>Figura 17.</i> Distribución de presiones por carga puntual en Zapata combinada.	40
<i>Figura 18.</i> Levantamiento de cimentación producto del Sismo.....	41
<i>Figura 19.</i> Verificación de levantamiento – Meyerhof y Adams.	42
<i>Figura 20.</i> Análisis de deslizamiento de cimentación superficial.....	43
<i>Figura 21.</i> Curva de la Movilización de la Presión Pasiva (ASCE 41-17).....	44
<i>Figura 22.</i> Asentamiento elástico.....	45
<i>Figura 23.</i> Asentamiento de cimentación flexible.	46

<i>Figura 24.</i> Variación de IG con β	47
<i>Figura 25.</i> Variación del factor de influencia de la deformación unitaria con la profundidad y L/B	48
<i>Figura 26.</i> Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de un área flexible rectangular cargada.....	49
<i>Figura 27.</i> Bulbo de Presiones producidos por una carga uniforme sobre una superficie circular.....	50
<i>Figura 28.</i> Tipos de asentamiento.....	51
<i>Figura 29.</i> Asentamiento diferencial.....	53
<i>Figura 30.</i> Modelo de Cimentaciones por Coeficiente de Balasto Vertical.....	54
<i>Figura 31.</i> Ensayo del plato de carga.....	54
<i>Figura 32.</i> Curva tensión – deformación del ensayo del plato de carga.....	55
<i>Figura 33.</i> Curva tensión – deformación del método del análisis crítico.....	59
<i>Figura 34.</i> Variación de “ K ” en función de la tensión aplicada “ σ ”.....	59
<i>Figura 35.</i> Modelo Desacoplado.....	61
<i>Figura 36.</i> Modelo Winkler-Pasternak.....	61
<i>Figura 37.</i> Modelo por elementos finitos (GEO5).....	62
<i>Figura 38.</i> Construcción de una fundación directa o superficial.....	64
<i>Figura 39.</i> Vista Planta y elevación de una zapata superficial.....	65
<i>Figura 40.</i> Tipos de zapatas aisladas.....	65
<i>Figura 41.</i> Tipos de cimentación corrida.....	66
<i>Figura 42.</i> Tipos de zapatas combinadas.....	67
<i>Figura 43.</i> Distribución de presiones bajo la cimentación.....	68
<i>Figura 44.</i> Teoría de Estado límite de agotamiento resistente.....	71
<i>Figura 45.</i> Determinación del área A_2 para definir la resistencia al aplastamiento.....	74
<i>Figura 46.</i> Deformación por Flexión de la Zapata.....	75

<i>Figura 47.</i> Momentos Flectores para fundación.	75
<i>Figura 48.</i> Secciones críticas para calcular Momentos Flectores.	76
<i>Figura 49.</i> Fuerzas Cortantes para fundaciones superficiales.	77
<i>Figura 50.</i> Secciones críticas para calcular Vu en la zapata aislada.	78
<i>Figura 51.</i> Mecanismo de falla por corte de punzonado.	79
<i>Figura 52.</i> Secciones críticas para calcular Vu.	80
<i>Figura 53.</i> Longitud de anclaje en la sección crítica.	82
<i>Figura 54.</i> Entramado de vigas de cimentación.	83
<i>Figura 55.</i> Localización de vigas de cimentación.	84
<i>Figura 56.</i> Predimensionamiento de una viga de cimentación.	85
<i>Figura 57.</i> Análisis de viga de riostra (Tensor).	86
<i>Figura 58.</i> Sección transversal típica de una columna.	89
<i>Figura 59.</i> Diseño por corte de una viga riostra.	90
<i>Figura 60.</i> Detalle de armado de una viga de cimentación.	92
<i>Figura 61.</i> Plano arquitectónico de vivienda unifamiliar.	98
<i>Figura 62.</i> Mapa de ubicación de calicatas y puntos de posteo de suelos en la ciudad de Huacho.	99
<i>Figura 63.</i> Ubicación de Calicata N° 02, Asociación de vivienda Sarita colonia, distrito de Hualmay.	100
<i>Figura 64.</i> Vista Panorámica de la Asociación de vivienda Sarita Colonia, distrito de Hualmay.	101
<i>Figura 65.</i> Modelado 3D de la vivienda existente en la Asociación de vivienda Sarita colonia.	102
<i>Figura 66.</i> Modelado 3D de la vivienda existente en la Asociación Sarita Colonia.	102
<i>Figura 67.</i> Gráfica de fuerzas internas debido a la F Sísmica, con el programa Etabs V19. ...	105

<i>Figura 68.</i> Gráfico de fuerzas internas debido a F. Sísmica X - Pórtico 3, con el programa Etabs V19.	106
<i>Figura 69.</i> Reacción del suelo mediante Espectros de Colores mediante el software Safe 2016.	116
<i>Figura 70.</i> Modelado de vigas de cimentación de 0.30m x 0.50m lo mediante el software Safe.	117
<i>Figura 71.</i> Reacciones del suelo mediante Espectros de colores menores a 2.50 kgf/cm ² ...	118
<i>Figura 72.</i> Acero de refuerzo con distribución $\emptyset 1/2'' @ 0.125 m$	119
<i>Figura 73.</i> Detalle esquemático de la sección transversal viga de cimentación sometido a momentos	120
<i>Figura 74.</i> Detalle esquemático de la sección transversal viga de cimentación sometido a tracción.	120

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. <i>Tipos de asentamiento.</i>	52
Tabla 2. <i>Límite de Distorsión angular (α).</i>	53
Tabla 3. <i>Rango de valores de la reacción de la subrasante, Bowle 1996.</i>	56
Tabla 4. <i>Rango de valores de la reacción de la subrasante, Braja Das 2012.</i>	57
Tabla 5. <i>Recomendaciones de superposición de efectos para dimensionar en planta las cimentaciones.</i>	69
Tabla 6. <i>Combinaciones de carga ACI 318-19.</i>	72
Tabla 7. <i>Factores de reducción de resistencia ϕ ACI 318-19.</i>	72
Tabla 8. <i>Resistencia nominal al aplastamiento ACI 318-19.</i>	73
Tabla 9. <i>Localización de la sección crítica para M_u.</i>	80
Tabla 10. <i>Factores para el desarrollo de las barras y alambres corrugados en tracción. ACI 318-19.</i>	83
Tabla 12. <i>A_v, min requerido (Sistema SI esfuerzos en MPa). ACI 318-19.</i>	88
Tabla 13. <i>Coordenadas UTM para la identificación de las calicatas.</i>	99
Tabla 14. <i>Resumen de estudio geotécnico sobre las calicatas en la ciudad de Huacho.</i>	100
Tabla 15. <i>Resumen de coeficientes de Balasto.</i>	112

RESUMEN

En la presente tesis “DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PARA EL MEJORAMIENTO EN CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS INFORMALES EN LA ASOCIACIÓN SARITA COLONIA – HUALMAY, 2020”, se analizaron las propiedades geotécnicas, como el esfuerzo admisible del suelo y el coeficiente de balasto, que nos permite proponer cimentaciones seguras en la asociación vivienda Sarita colonia, ubicada en el distrito de Hualmay para edificaciones de dos niveles más una azotea. La investigación realizada es descriptiva, ya que se caracteriza por describir las ocurrencias de forma analítica sobre una problemática en las viviendas construidas de manera informal, sin la participación de un profesional técnico o un especialista en la materia.

La clasificación del suelo donde se ubica la Asociación de vivienda Sarita Colonia, es del tipo graba bien graduado (GW); a partir de ello, las características geotécnicas fueron determinados mediante teorías de mecánicas de suelo, siendo el ángulo de fricción interna (30.32°) y esfuerzo admisible (3.153 kgf/cm^2) para profundidades de 1.20m.

Las cimentaciones de viviendas construidas de manera informal son mayormente de zapatas aisladas, no considerando efectos de asentamiento ni de sismo en sus análisis y criterios constructivos.

La propuesta técnica a nivel geotécnico como estructural de cimentación fue realizado con el esfuerzo admisible calculado mediante la teoría de Meyerhof, además de vigas de cimentación conectadas a nivel de zapatas entre medianeras, esquineras y centrales; obteniendo resultados favorables. El diseño se realizó con la norma técnica peruana E060 de concreto armado y códigos internacionales como el ACI 318-19.

Finalmente, los resultados obtenidos de cimentación generan seguridad al momento de construir viviendas a nivel de zapatas sin la participación de un profesional, brindando mayor confianza rentabilidad económica a los pobladores de dicha zona, siendo ellos los responsables de la toma de decisiones.

Palabras claves: Ángulo de fricción, Esfuerzo admisible, Coeficiente de Balasto, Zapatas aisladas, Vigas de Cimentación.

ABSTRACT

In this thesis "GEOTECHNICAL AND STRUCTURAL DESIGN OF FOUNDATIONS FOR THE IMPROVEMENT IN CONSTRUCTION OF INFORMAL HOUSING IN THE ASOCIACIÓN SARITA COLONIA - HUALMAY, 2020", the geotechnical properties were analyzed, such as the allowable stress of the soil and the ballast coefficient, which allows to propose secure foundations in the Sarita Colonia housing association, located in the Hualmay district for two-story buildings plus a roof terrace. The research carried out is descriptive, since it is characterized by describing the occurrences in an analytical way about a problem in houses built informally, without the participation of a technical professional or a specialist in the field.

The classification of the land where the Sarita Colonia Housing Association is located, is of the well-graded record type (GW); From this, the geotechnical characteristics were determined by soil mechanics theories, being the angle of internal friction (30.32°) and admissible stress (3.153 kgf/cm^2) for depths of 1.20m.

The foundations of houses built informally are mostly isolated footings, not considering the effects of settlement or earthquake in their analysis and construction criteria.

The technical proposal at the geotechnical level as a structural foundation was made with the allowable stress calculated using the Meyerhof theory, in addition to foundation beams connected at the footing level between dividing, corner and central walls; obtaining favorable results. The design was carried out with the Peruvian technical standard E060 for reinforced concrete and international codes such as ACI 318-19.

Finally, the results obtained from the foundation generate security when building houses at the level of footings without the participation of a professional, providing greater confidence in economic profitability to the inhabitants of said area, as they are responsible for making decisions.

Keywords: Friction angle, Allowable stress, Ballast Coefficient, Isolated Footings, Foundation Beams.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación busca colaborar y sumar técnicamente a las próximas construcciones de viviendas de manera informal en la Asociación de Vivienda Sarita Colonia, ubicada en el distrito de Hualmay. En base a parámetros geotécnico del estrato de suelo donde se ubicará las cimentaciones, para posteriormente realizar recomendaciones de dimensiones eficientes y conservadoras, basados con las especificaciones técnicas requeridas, verificaciones y diseño según nuestra normativa nacional (Perú) e internacional (ACI).

En el Capítulo I, está basado en el planteamiento del problema, detallando la descripción de la realidad problemática sobre viviendas construidas de manera informal, tanto a nivel internacional como nacional. A partir de ello se realizó la formulación del problema mediante interrogantes a investigar, objetivos, justificación, delimitación y viabilidad del estudio en la Asociación de vivienda Sarita Colonia.

En el Capítulo II, se basa en toda la literatura de argumentos que sustenta la base de esta investigación desarrollado en el marco teórico, permitiendo conocer los antecedentes de investigaciones realizadas, que fundamentan en las bases teóricas los diferentes algoritmos y métodos de desarrollo que ayudarán a entender esta de investigación de tesis. También, se planteó las hipótesis de la investigación y la operacionalización de las variables mediante sus dimensiones e indicadores.

En el Capítulo III, de nombre metodología, se plantea el diseño de metodología para conocer el diseño, tipo, nivel y enfoque de la investigación realizada. Además de la magnitud del ámbito de estudio sobre población y muestra, y el instrumento o técnicas de recolección de datos considerados en la Asociación de vivienda Sarita Colonia.

En el Capítulo IV, se muestra detalladamente los resultados obtenidos mediante los parámetros geotécnicos, mediante la teoría amparados por la comunidad geotécnica para edificaciones. El esfuerzo admisible, asentamientos y coeficiente de balasto, además del diseño estructural de cimentaciones para la zona de estudio ante efectos de sismos.

En el Capítulo V, se nombra la discusión de los resultados obtenidos del diseño geotécnico y estructural de cimentaciones, elaborado mediante un modelo matemático y mediante software, permitiendo aclarar los puntos más importantes realizado en el área de estudio.

En el Capítulo VI, se realizó las conclusiones a partir de los resultados obtenidos del análisis de cimentaciones construidas de una vivienda informal, comparando con las especificaciones técnicas de diseño. Permitiendo proponer las recomendaciones geotecnicas y estructurales dirigido a los pobladores de la asociación de vivienda Sarita Colonia; con el fin de brindar una alternativa de solución de la problemática de estudio.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la realidad problemática

La construcción informal de viviendas es un problema general a nivel internacional, según el banco interamericano de desarrollo (BID), nueve de cada diez viviendas de América Latina son de baja calidad. Tanto a nivel de material, como la autoconstrucción; generados por el factor económico de cada país.

En el Perú, según CAPECO el 80% de las viviendas son informales y a nivel de departamento de Lima (Lima metropolitana, Lima provincias, Callao) un promedio de 70% de construcción de viviendas de manera informal. Esto significa que, ante un eventual sismo de alta magnitud o huaico, son muchas más las viviendas que correrían riesgos de desplomarse o dañarse severamente que las que soportarían; y la asociación de viviendas Sarita colonia no es ajeno a esta problemática del Perú.

La asociación de vivienda Sarita Colonia fue creado el 8 de abril del año 2002, siendo actualmente el presidente de la asociación el Sr. Loza Torres, Richard Ángel con DNI 15648506. Se encuentra frente a una entrada que nace de la calle campo alegre – sector “Los Huacos”, ubicada en el distrito de Hualmay. La asociación de vivienda, cuenta con un área de terreno de 4,457.35 m², y con un perímetro de 259.00 ml, conformado de 30 lotes con un área total de 3,375.00 m² para la construcción de viviendas; siendo 13 viviendas ya construidas de material noble, sin la presencia de un ing. Civil o Personal Capacitado, tanto a nivel de elaboración de Planos como en la ejecución.

El Instituto Geofísico del Perú (IGP), mediante un proyecto realizado en el año 2014 “Zonificación Sísmica – Geotécnica de la ciudad de Huacho”, Nos brinda información del Comportamiento Dinámico del suelo mediante ensayos geofísicos, considerando métodos sísmicos, geológicos, geomorfológicos y geotécnicos. Abarcando ciudades como huacho, Santa María, Carquín y Hualmay.

Con relación al diseño geotécnico y estructural, se ha detectado deficiencias como el desconocimiento de las características del terreno, errores del dimensionado de la cimentación,

errores en la selección del sistema de cimentación, además de la deficiencia en la ejecución de las cimentaciones; teniendo como desconocimiento el sistema estructural que se encuentran trabajando la edificación en la dirección longitudinal como transversal de la vivienda, confundiendo sistemas de albañilería confinada con sistemas aporticado, generando dimensiones de zapatas con las mismas geometrías; producto por la cual no evidencia buenos resultados ante eventos de sismos y por gravedad.

Debido a la planificación de gobierno, que pueda evitar la construcción de viviendas informales; se busca mejorar o contribuir a nivel de cimentaciones, propuestas de cimentaciones superficiales para viviendas de un máximo de 3 pisos en la asociación de vivienda Sarita Colonia, con estudios realizado in situ por el Instituto Geofísico del Perú (IGP), recomendando dimensiones conservadoras a nivel de diseño de zapatas, para un mejor comportamiento estructural en la construcción de viviendas informales.

Figura 1.
Ubicación de la Asociación de vivienda Sarita Colonia.



Fuente. Imagen Satelital del Google Earth, 2021

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

¿Se dispone de un diseño geotécnico y estructural de cimentaciones para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia – Hualmay, 2020?

1.2.2. Problemas específicos

P.E.1: ¿Cuáles son las capacidades admisibles del suelo para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia?

P.E.2: ¿Cuáles son las dimensiones seguras de zapatas aisladas para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia?

P.E.3: ¿Cuál es el criterio geotécnico que se debe considerar en el eje aporticado para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la asociación sarita colonia?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Realizar un diseño geotécnico y estructural de cimentaciones para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia – Hualmay, 2020.

1.3.2. Objetivo Específico

O.E.1: Determinar la capacidad admisible del suelo para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.

O.E.2: Obtener dimensiones seguras de zapatas aisladas para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.

O.E.3: Proponer un criterio geotécnico que se debe considerar en el eje aporticado para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.

1.4. Justificación de la Investigación

Esta investigación analiza la importancia del diseño geotécnico y estructural de cimentaciones en la construcción de viviendas ante eventos de sismo o mal criterio del sistema

estructural de la edificación, generando daños estructurales y no estructurales, producto de la poca o nada participación de un profesional capacitado en la especialidad relacionada.

Generalmente en la construcción de viviendas con un máximo de tres (3) niveles, se comenta que la participación técnica de un ingeniero civil no es necesario, tanto en la elaboración de planos como en el proceso constructivo; tomando criterios de diseño y construcción por experiencia propia del personal encargado o maestro de obra. La importancia de las cimentaciones consiste en transmitir todas las cargas hacia al terreno o suelo, brindando estabilidad a la edificación. Para ello es de mucha importancia conocer las características del terreno donde estará ubicada la vivienda, con el fin de determinar o elegir un tipo de cimentación de acuerdo al comportamiento del sistema estructural diseñada.

La Asociación Sarita Colonia, no es indiferente a esta problemática nacional en construcciones de viviendas informales, ya que actualmente existen 13 viviendas construidas de material noble de un total de 30 lotes para viviendas; Buscando mejorar o aportar a nivel de cimentación, dimensiones conservadoras a nivel de diseño de zapatas de acuerdo a la normativa peruana actual, para un mejor comportamiento estructural en la construcción de viviendas informales; por ello, se aprovechará del estudio de zonificación realizado por el “Instituto Geofísico del Perú”, que nos permite conocer los parámetros del suelo obtenidos de la calicata C-9 ubicado en la misma Asociación. Siendo los pobladores los más beneficiados con las recomendaciones del tipo de cimentación para la construcción de sus viviendas.

1.5. Delimitaciones del Estudio

1.5.1. Delimitación Espacial

- Lugar : Asociación de Vivienda Sarita Colonia
- Distrito : Hualmay
- Provincia : Huaura
- Departamento : Lima
- Región : Lima Provincia

1.5.2. Delimitación Teórica

- Estudio Geotécnico de cimentaciones Superficiales.
- Análisis Estructural de Cimentaciones Superficiales.

- Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales.

1.6. Viabilidad del Estudio

1.6.1. Viabilidad Técnica

La investigación se considera viable porque se cuenta con información necesaria para el desarrollo del tema, de acuerdo a los códigos normativos del Perú.

1.6.2. Viabilidad Financiera

El autor de la investigación financió económicamente los recursos que fueron utilizados en este proyecto de investigación.

1.6.3. Viabilidad Social

El presidente de la Asociación de Vivienda Sarita Colonia, apoyó y brindó la información necesaria para realizar la investigación para una posterior propuesta de criterios y dimensiones conservadoras de cimentaciones a considerar en las viviendas de construcción informal.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. Antecedentes Internacionales

López E. (2018), con su tesis: “Estudio Geotécnico para un edificio constituido por dos sótanos y nueve niveles superiores”, fue realizada en la Universidad Nacional Autónoma de México para obtener el grado de título de Ingeniero Civil. El objetivo consiste en conocer las características y físicas a una profundidad donde los esfuerzos que son producidos por las cargas que transmite la estructura al subsuelo sean nulas, conociendo sus propiedades, índices y sus propiedades mecánicas (deformabilidad y resistencia) para el tratamiento o mejoramiento del subsuelo. La metodología aplicada tiene un nivel de investigación exploratorio y comprensivo, con un enfoque cuantitativo. En conclusión, la cimentación se consideró con cajón de 1.5m de altura y como existen tensiones respecto a la revisión de incremento de esfuerzos debido al momento de volteo durante la eventualidad de un sismo, de -13.204 ton de la parte más desfavorable se consideró que se colocaran pilotes de fricción de 0.40mx0.40m para la reducción de las tensiones provocadas por sismo a una profundidad de 28m con respecto al nivel de banqueta.

Mejía J. (2019), con su tesis: “Modelo de evaluación del riesgo operativo aplicado a un proyecto de construcción de vivienda”, se realizó en la Universidad de Medellín de Colombia con el fin de obtener el grado de maestría en finanzas. El objetivo de la investigación consiste en calcular el impacto que genera el riesgo operativo sobre cada valoración sobre proyecto de construcción. La metodología aplicada tiene un nivel de investigación analítico e inductivo, basados en resultados cualitativos y cuantitativos. En conclusión, la administración sobre riesgos operativos se convierte en herramientas de gestión, importante en las edificaciones de vivienda ya que ayuda definir estrategias sobre prevención buscando evitar que estos riesgos no se materialicen.

Turcios D. (2020), con su tesis: “Comparación de diseño estructural para cimentaciones superficiales utilizando el método rígido convencional y el método Winkler por elementos finitos”, fue realizada en el Instituto Tecnológico de Costa Rica con el fin de obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción. El objetivo de esta investigación es determinar

un estudio comparativo del diseño geotécnico y estructural de cimentaciones superficiales sobre dos tipos de suelos con capacidades portantes alta (30 Ton/m²) y baja (10 Ton/m²), a través del “Método rígido convencional y el método de Winkler”. La metodología aplicada tiene un nivel descriptivo y explicativo, tipo de diseño no experimental. En conclusión, al momento de analizar cimentaciones cuadradas aisladas los esfuerzos de cortante, momento inferior y superior son mayores al usar el método que considera la interacción suelo-estructura (ISE) en la mayoría de las cimentaciones que cuando se usa el método rígido convencional, debido a que en la ISE se toma en consideración las características del suelo circundante.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Sanchez I. (2019), con su tesis: “Estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones superficiales en viviendas unifamiliares en el centro poblado de Huamanmarca”, realizado en la Universidad Nacional del Centro del Perú para obtener el grado de título profesional de Ingeniero Civil. El objetivo de la investigación es determinar el estudio geotécnico para diseños de cimentaciones superficiales sobre viviendas unifamiliares, clasificando el tipo de suelos como arcillo y limosos a nivel de cimentación. La metodología aplicada en la investigación tiene un nivel descriptivo y del tipo no experimental con enfoque del tipo cuantitativo. En conclusión, después de realizar los ensayos de laboratorio realizados en el centro poblado, se logró zonificar por capacidad portante entre 1.36 kgf/cm² a 1.85 kgf/cm² con una profundidad promedio de 1.85m, recomendando dimensiones de zapatas mínimas rectangulares de 1.90m x 1.75m para una profundidad de 1.70m.

Montes D. (2019), con su tesis: “La construcción informal en el comportamiento estructural de viviendas multifamiliares de albañilería confinada, bellavista callao”, fue realizada en la Universidad Peruana de los Andes con la finalidad de obtener el grado de título profesional de Ingeniera Civil. El objetivo de la investigación consiste en determinar la magnitud de influencia al realizar construcciones informales en los comportamientos estructurales de viviendas multifamiliares del tipo albañilería confinada. La metodología aplicada tiene un nivel de descriptivo y explicativo, tipo no experimental y con enfoque cuantitativo. En conclusión, después de realizar la evaluación técnica de acuerdo a la norma E.070, presentó configuraciones irregulares, con baja densidad de muros, dimensiones de

columnas deficientes; debido a ello la construcción informal en viviendas presenta un comportamiento deficiente.

Cañi y Gómez. (2019), con su tesis: “Propuesta técnica para cimentaciones de viviendas ubicadas en el sector VII del distrito de la alianza – Tacna – 2018”, realizado en la Universidad Privada de Tacna para obtener el grado de título profesional de Ingeniero Civil. El objetivo de la investigación se basa en proponer cimentaciones basados en la norma técnica peruana, de acuerdo a la capacidad portante obtenido a través de ensayos del suelo. La metodología aplicada tiene un nivel exploratorio y comprensivo, ya que evalúa una problemática constante hacia la sociedad. En conclusión, la clasificación de suelo determinado es de arena limosa donde se ubica el terreno de estudio; se propuso zapatas aisladas de dimensiones 1.10m x 1.10m y zapatas combinadas con capacidad admisible de 1.65kgf/cm² con una profundidad de 1.50m a 2.00m, para construir viviendas de manera formal.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Sistema Suelo – Cimentación

Según (Sísmica Adiestramiento, 2020). “Es Parte de la estructura que se encuentra en contacto con el suelo, y está encargada de transmitir las cargas de la superestructura de forma directa (Cimentación Superficial) o forma indirecta (Cimentaciones profundas) al terreno” (p. 3). El sistema de fundación se debe vincular de forma unida el aspecto geotécnico con el aspecto estructural.

Clasificación según Mecanismo de Transferencia de Carga.

- Fundaciones Directas:

Se Transmite la carga de manera directa al suelo resistente mediante contacto con la cimentación. La superficie de contacto de la cimentación cumple el rol de transferencia de carga en función de variables de características geotécnicas, como, el esfuerzo admisible del suelo.

- Fundaciones Indirectas

Se transmite la carga de manera indirecta, hacia los suelos firmes o considerando longitudes verticales de cimentaciones mediante el cual disipa las cargas por fricción, como el caso de pilotes.

2.2.2. *Diseño de sistemas de Fundación Superficial*

Consideración Geotécnica

- Estabilidad Global:

La cimentación debe poseer un tamaño adecuado para garantizar el comportamiento ante cargas gravitacionales y horizontales. Debe ser suficiente para que el sistema estructural sea estable.

- Capacidad Portante:

Hace referencia al diseño por resistencia, es decir la dimensión de la cimentación cumple con un criterio de resistencia, las cargas actuantes son soportadas por la capacidad portante del terreno.

- Asentamientos:

Hace referencia al diseño por rigidez.

- Verificaciones de las cimentaciones por efectos de deslizamiento, levantamiento y volcamiento.

Estado Límite de Diseño

- Estado Límite de Servicio:

Según (Guanchez, 2020). “Está basado en asentamientos excesivos, deformaciones laterales excesivos, vibraciones excesivas o deterioro físico y estético de la fundación”. (p. 7). Se verifican mediante cargas de servicio, cargas en condición de operación.

- Estado Límite de Resistencia:

Según (Guanchez, 2020). “Está basado en exceder la capacidad portante del suelo que la soporta, fallas por deslizamiento o falla de alguno de los componentes estructurales”. (p. 7). Verificando mediante factores de amplificación a las cargas determinadas.

2.2.3. *Diseño Geotécnico de Sistemas de Fundación*

Cálculo de Capacidad admisible del Suelo (Q_{adm})

- No se diseña con capacidad última, por ello se aplica un factor de seguridad.
- El factor de seguridad está alineado al nivel de incertidumbre referido a la investigación geotécnica y a las características de las edificaciones proyectadas.

$$Q_{ADM} = \frac{Q_u}{F.S}$$

Donde:

Q_u : Capacidad última del suelo. Está en función de un mecanismo de falla, asociado al comportamiento del sistema de fundación analizado.

$F.S$: Factor de seguridad. (2 a 4)

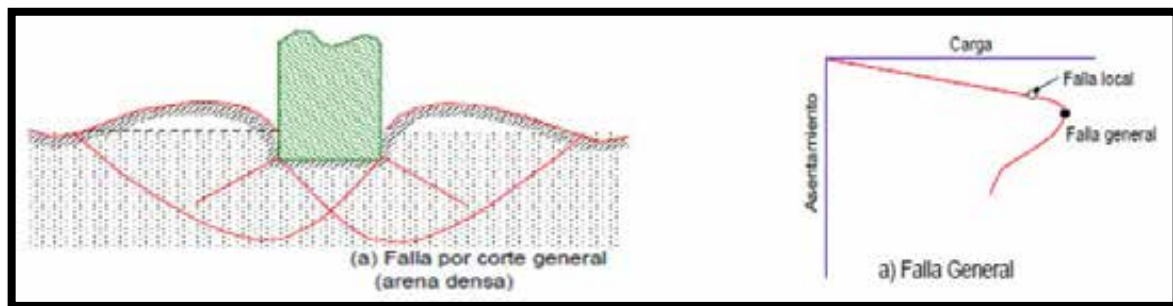
Mecanismo de Falla en Sistemas de Fundación Superficial

Terzagui planteó modelos de falla en el año 1943, logrando convalidar tres comportamientos típicos.

- Falla por Corte General (Arena Densa):

Es una falla frágil o dramática, donde las líneas azules representan planos probables de deslizamiento; es decir, que si los esfuerzos cortantes que se generan en las líneas azules exceden a los esfuerzos resistentes se generan deslizamiento, considerando un mecanismo de falla frágil, se visualiza un levantamiento de terreno tras exceder los esfuerzos cortantes resistentes en las líneas potenciales de falla. A medida que se incrementa la carga, la deformación es pequeña, hasta que llegue a una deformación última, falla última, permitiendo después un asentamiento brusco. Son características de comportamiento de suelos densos, suelos rígidos.

Figura 2.
Falla por Corte General

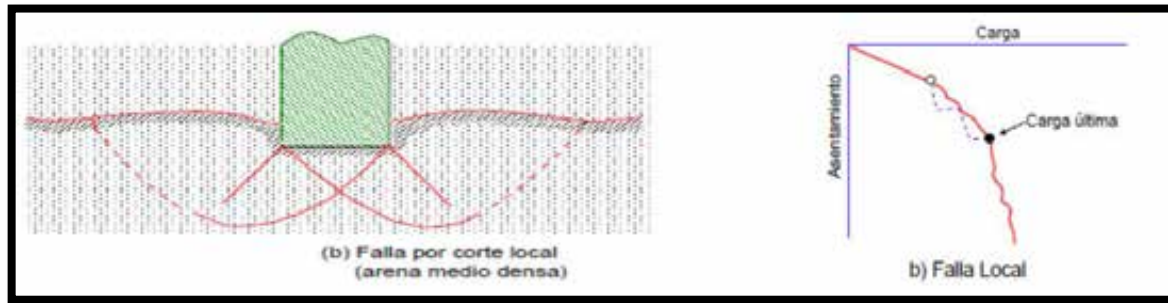


Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones” (p. 134), por Braja, 2012.

- Falla por Corte Local

Suelos medio denso, pudiendo ser arena o arcillas. El mecanismo de falla se va dando por etapas, generando deformaciones excesivas de una forma lenta.

Figura 3.
Falla por Corte Local

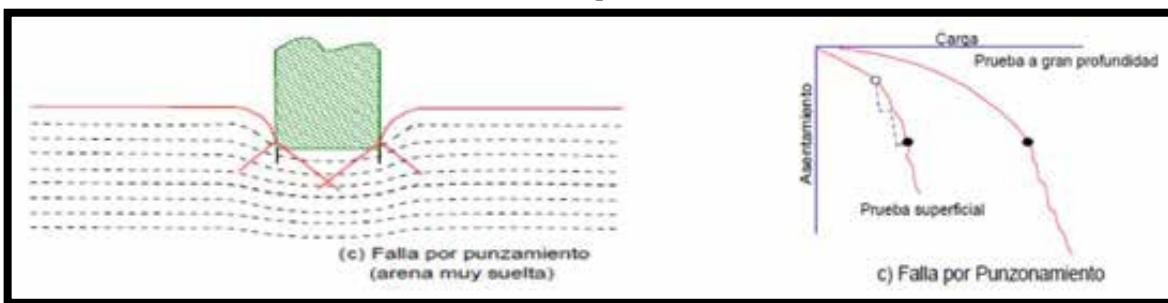


Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones” (p. 134), por Braja, 2012.

- Falla por Punzonamiento

La cimentación busca punzonar el terreno de soporte, no se transmiten planos de deslizamientos importante de la superficie. La cimentación se estaría hundiendo constantemente a nivel de suelo. La cimentación de fundaciones superficiales no es viable porque se estaría experimentando un mecanismo de falla por punzonamiento, no es posible controlar con dimensiones aceptables del punto de vista constructivo. Se tiene que modificar la solución del sistema de fundación, pasar a una fundación indirecta o aplicar algún mecanismo de mejoramiento del terreno. La falla por punzonado no posee una ecuación que permite solucionar.

Figura 4.
Gráfica de la Falla por Punzonamiento



Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones” (p. 134), por Braja, 2012.

2.2.4. *Falla por Capacidad de Carga por Terzaghi, 1943*

- Falla General por Corte:

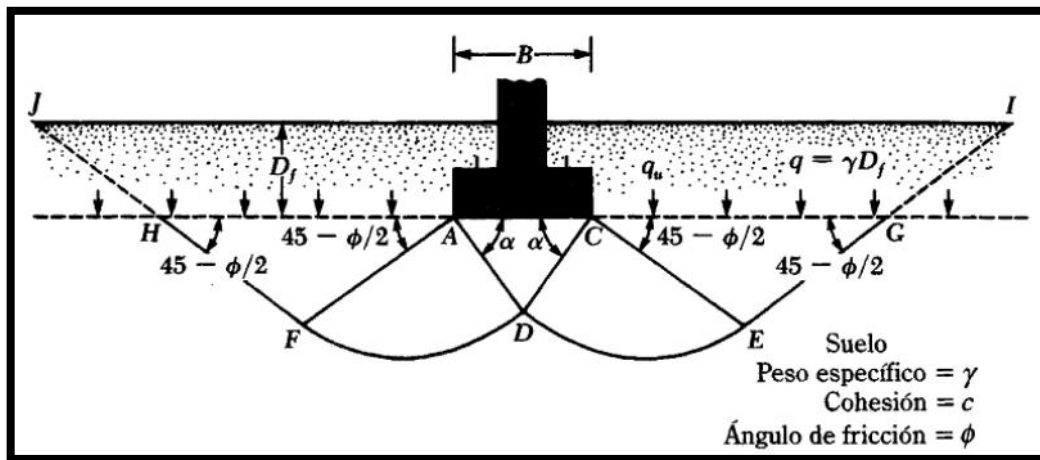
La cimentación posee un ancho característico B y está ubicado a una profundidad de desplante D_f . El esfuerzo a la profundidad del desplante se tendría $q = \gamma \cdot D_f$, siendo este esfuerzo de confinamiento de las cuñas donde se genera los potenciales planos de deslizamiento.

A medida que el esfuerzo de confinamiento aumenta, también aumenta la resistencia de los planos de deslizamiento de bajo del cimiento. La resistencia al esfuerzo cortante varía en función del esfuerzo de confinamiento.

Las cuñas de falla AFD, ADC y CDE se van a modificar al punto de vista de resistencia a medida que el esfuerzo de confinamiento cambie en la solución suelo cimentación. Las cuñas AFH y CEG brindan una resistencia importante al mecanismo de falla, estas zonas se llaman zonas pasivas de Rankine, formando ángulo de inclinación de $45^\circ - \phi/2$.

El suelo empuja lateralmente a la cuña, siendo esta cuña quien restringe el desplazamiento lateral. Mejoran su capacidad resistente al empuje pasivo, debido al esfuerzo de confinamiento vertical que da la profundidad de desplante y el peso unitario del material ubicado en la superficie.

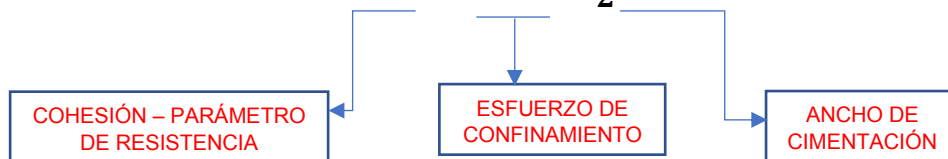
Figura 5.
Falla por Capacidad de Carga por Terzagui



Fuente. "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones" (p. 137), por Braja, 2012.

Capacidad de Carga Última (Según Terzaghi, 1943):

$$q_u = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$



Donde:

q_u : Capacidad última de carga.

c' : Cohesión del suelo (soporte).

γ : Peso unitario del suelo.

B : Ancho característico de la cimentación.

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga, dependen del ángulo de la fricción interna del material.

Cálculo de factores de Capacidad de carga:

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_c = \cot \phi \cdot \left[\frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot \phi \cdot (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \cdot \tan \phi$$

Donde:

$$K_{p\gamma} = 3 \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi + 33^\circ}{2} \right)$$

$K_{p\gamma}$: Coeficiente de empuje pasivo

Actualmente el Prof. Braja Das, elaboró una tabla de valores de los factores de capacidad de carga basados en el ángulo de fricción interna.

Modificación de ecuaciones de Terzaghi según geometría de la cimentación

Cimentación Cuadrada $\rightarrow q_u = 1.3 \cdot c' \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$

Cimentación Circular $\rightarrow q_u = 1.3 \cdot c' \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$

Modificación de ecuaciones de Terzaghi según falla local por corte

Cimentación Corrida $\rightarrow q_u = 0.67 \cdot c' \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$

Cimentación Cuadrada $\rightarrow q_u = 0.867 \cdot c' \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$

Cimentación Circular $\rightarrow q_u = 0.867 \cdot c' \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma$

Limitaciones:

- ✓ Únicamente son ecuaciones para cimentaciones de tipo continua, de formas cuadradas y circulares.
- ✓ No se aplica para diseños de cimentaciones de forma rectangular.
- ✓ No se considera la resistencia al corte en toda su longitud del área de falla en el suelo por sobre el nivel de desplante de la fundación.

✓ No se considera la inclinación de la carga sobre la posición de la cimentación.

2.2.5. Ecuación General de capacidad de carga. (Meyerhof, 1963)

Se guía del modelo de Terzaghi, corrigiendo y mejorando las limitaciones se planteó la siguiente ecuación:

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u : Capacidad última de carga.

c' : Cohesión del suelo (soporte).

γ : Peso unitario del suelo.

B : Ancho característico de la cimentación.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de forma (shape).

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Factores de Profundidad (depth).

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de carga (inclination).

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga. Basados en el ángulo de fricción interna del material del suelo.

“Factores de Capacidad de Carga” (Vesic, 1973)

Se utilizan en la ecuación de Meyerhof.

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = \cot \phi \cdot (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

“Factores de Forma” (Meyerhof, 1963)

Corrigen la expresión de que sean cimentaciones rectangulares.

$$F_{cs} = 1 + \frac{B \cdot N_q}{L \cdot N_c} \quad F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi \quad F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

“Factores de profundidad” (Meyerhof, 1963)

Considera el esfuerzo de corte en el estrato D_f , corrigiendo la ecuación portante.

Caso 1: $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D_f}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

Caso 2: $\frac{D_f}{B} > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

“Factores de inclinación de carga” (Meyerhof, 1963)

Considera cargas inclinadas.

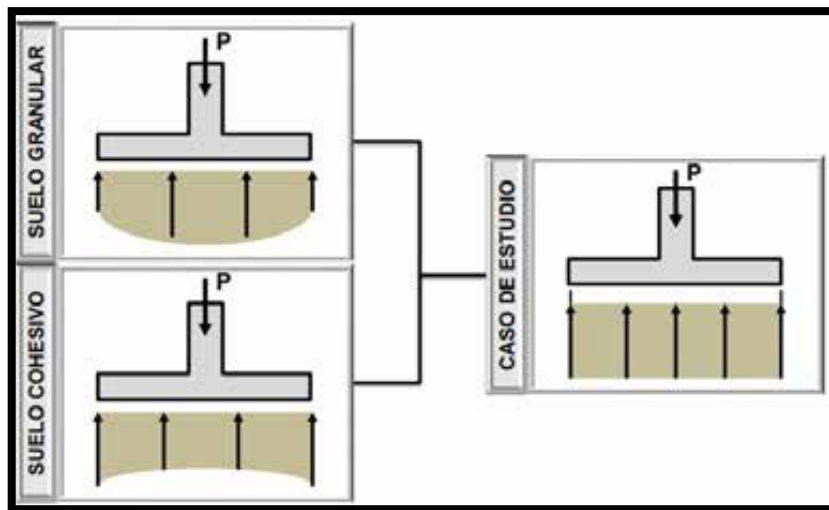
$$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad F_{qd} = F_{ci} \quad F_{\gamma d} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$$

Donde: β , es el ángulo de inclinación de la carga formado por la cimentación con respecto al eje vertical de la cimentación.

2.2.6. Presión de Contacto encima del Suelo

La presión generada en el suelo de apoyo aplicada sobre la zapata dependerá de las características del mismo.

Figura 6.
Presión de Contacto sobre el terreno.



Fuente. Diseño Geotécnico de cimentaciones superficiales (p. 34), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Para el caso de estudio, se idealiza la distribución de presión en un diagrama rectangular, no genera grandes errores. Depende de la excentricidad, definida como la relación entre el momento flector y la carga axial actuante.

$$e = \frac{M}{P}$$

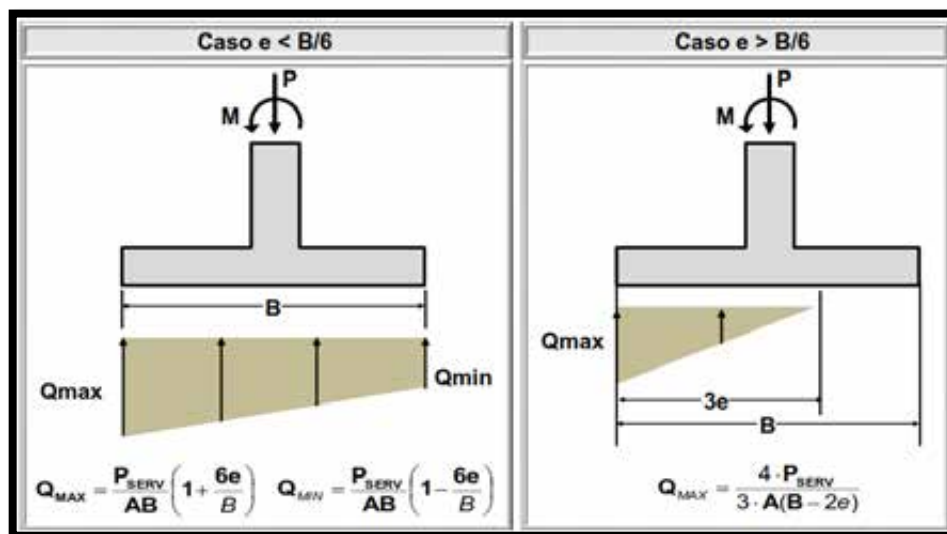
El momento flector es quien determina una excentricidad.

Si: $e < B/6$, quiere decir que la resultante cae dentro del núcleo compresión de la cimentación; la zapata está en flexo compresión de la cimentación, el momento busca levantar la zapata, pero por caer en el núcleo de compresión, la zapata está en compresión apareciendo esfuerzos de compresión en el suelo.

Si: $e > B/6$, cae la resultante fuera del núcleo en compresión de la zapata; Hay una porción que está en compresión y una porción de la zapata que está en tracción.

- ✓ Se tiene una menor área de contacto, el esfuerzo máximo que se genera es muy grande con respecto al caso de flexo compresión.
- ✓ Esta condición no gusta porque el suelo no soporta esfuerzo de tracción. (en visión de diseño).
- ✓ Si aumentamos la profundidad de cimentación, se estaría disminuyendo la excentricidad.

Figura 7.
Excentricidad en la cimentación.



Fuente. Diseño Geotécnico de cimentaciones superficiales (p. 35), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

2.2.7. Método del Área Efectiva para Fundaciones Cargadas Excéntricamente – Meyerhof

Este método se aplica siempre y cuando la resultante de fuerza se ubica dentro del área denominado “núcleo en compresión”, es decir: $e < B/6 \vee e < L/6$. Para determinar el método del área efectiva, se considera los siguientes puntos:

- ✓ Determinar las dimensiones efectivas en planta de la fundación.

Excentricidad sobre “B”: $B' = B - 2 \cdot e$ $L' = L$

Excentricidad sobre “L’’: $B' = B'$ $L' = L - 2 \cdot e$

✓ Cálculo de la capacidad de carga última con dimensiones efectivas.

Se plantea el método del área efectiva para poder resolver dentro de su ecuación general de capacidad portante el efecto de excentricidad.

$$q'_u = c' \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Se aplica para momento en una dirección.

Si la cimentación está sometida en dos direcciones los momentos, se resolverá en cada dirección de manera independiente y se diseña con la dirección más favorable.

✓ Cálculo de la carga última (Q_u) que pueda soportar la cimentación.

$$Q_u = q'_u \cdot B' \cdot L'$$

✓ Cálculo del factor de seguridad

✓ Determinar el factor de seguridad debido a la falla por capacidad de carga.

$$F.S = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

Donde, Q es la carga actuante.

✓ Determinar el factor de seguridad debido a $q_{m\acute{a}x}$

$$F.S = \frac{q'_u}{q_{m\acute{a}x}}$$

Donde, $q_{m\acute{a}x}$ se obtiene cuando $e < B/6$.

Los factores de seguridad (F.S) de capacidad de soporte y en función de la variación que experimenta la capacidad portante por efecto de la excentricidad.

Los dos F.S cuando hay flexo compresión existe una diferencia mínima: $q_{m\acute{a}x}$ 3.8 y capacidad de carga 4.0

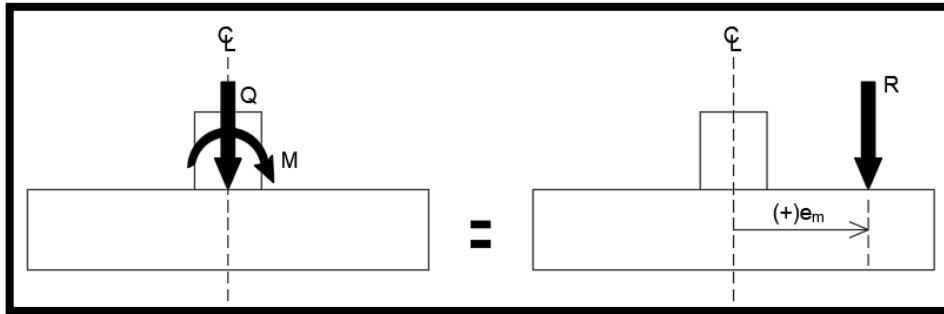
2.2.8. Excentricidad por Momento y Geometría sobre la Cimentación

Según (Sísmica Adiestramiento, 2020). “La capacidad portante del suelo se modifica en función de las propiedades del terreno, función de la cohesión, del suelo de confinamiento y de la dimensión de la propia cimentación” (p. 38). Además, influye directamente por medio de las

cargas de momento y posición de la columna (zapatas medianeras y esquinera) que llegan a las cimentaciones.

Excentricidad por Momento (e_m)

Figura 8.
Excentricidad por momento.

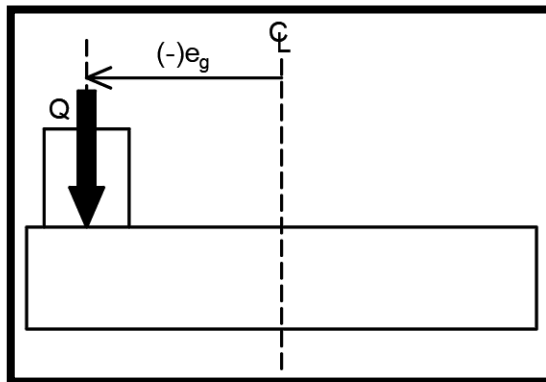


Fuente. Elaboración propia.

e_m : Distancia del eje central del pedestal o columna al punto de aplicación de la resultante debido al momento y carga axial.

Excentricidad por Geometría (e_g)

Figura 9.
Excentricidad por geometría.

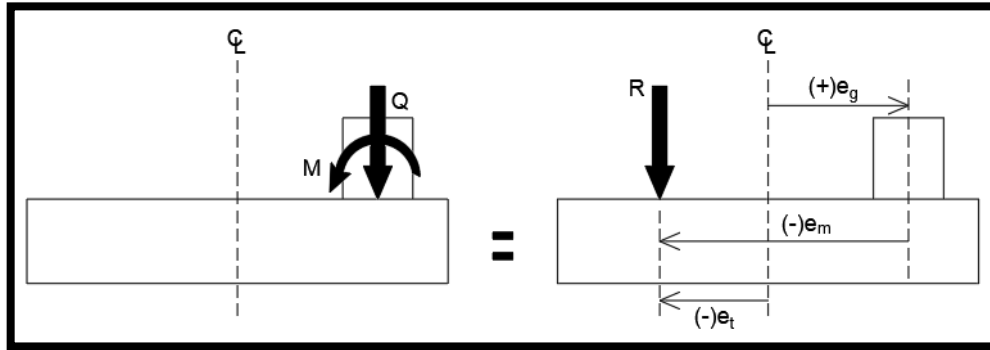


Fuente. Elaboración propia.

e_g : Distancia del eje central del pedestal o columna al punto de aplicación de la resultante.

Excentricidad Total (e_t)

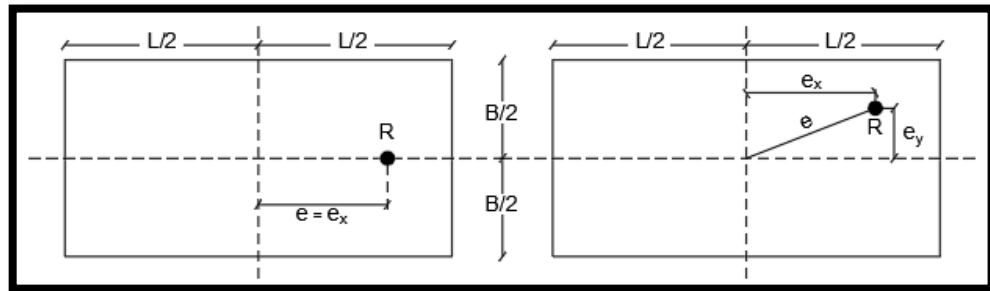
Figura 10.
Vista elevación de Excentricidad Total.



Fuente. Elaboración propia.

$$e_t = e_m + e_g$$

Figura 11.
Vista planta de Excentricidad Total.



Fuente. Elaboración propia.

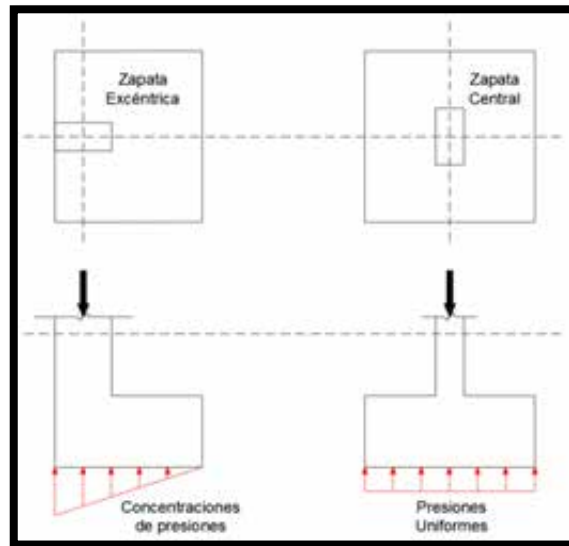
2.2.9. Modificación de Presiones de Contacto en función de la Rigidez de la Cimentación

Si se logra intervenir sobre ciertos aspectos estructurales del sistema de fundación, se puede modificar no solo el comportamiento estructural de la cimentación sino además de poder modificar la respuesta y comportamiento geotécnico del suelo. Se presentarán los siguientes casos:

Caso I:

- ✓ Solución original con fundaciones aisladas.

Figura 12.
Distribución de presiones ante carga puntual.

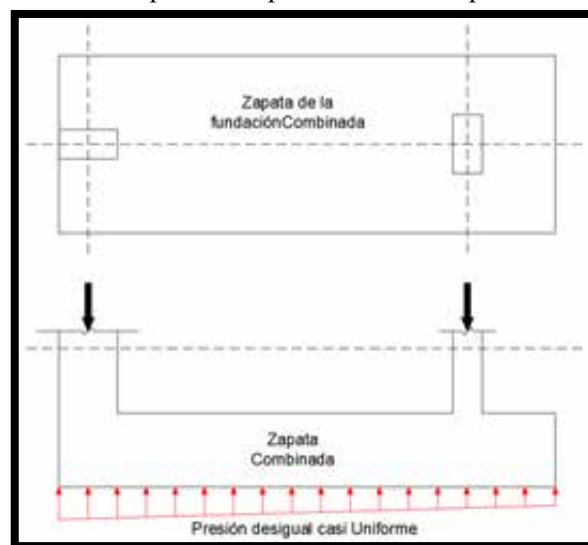


Fuente. Elaboración propia.

Estas presiones triangulares de contacto en el extremo izquierdo de la zapata, podría estar excediendo la capacidad portante del suelo.

- ✓ Solución mejorada con una fundación combinada.

Figura 13.
Distribución de presiones producto de la zapata combinada.

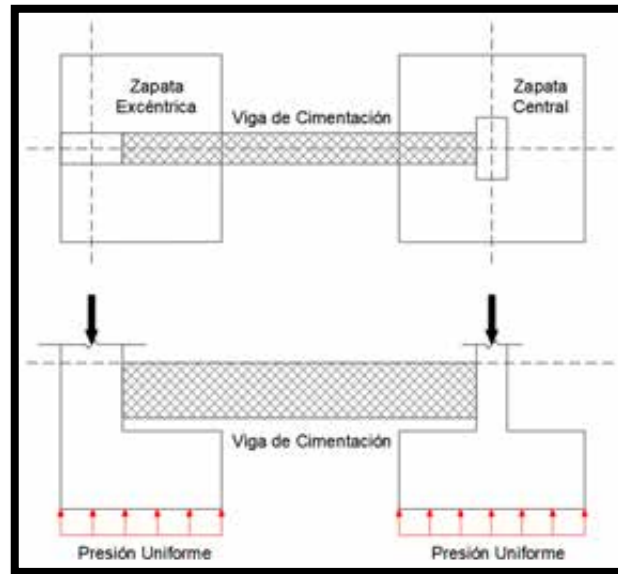


Fuente. Elaboración propia.

- ✓ Solución mejorada con una fundación conectada mediante Viga de Cimentación.

Figura 14.

Distribución de presiones producto de la Viga de Cimentación.

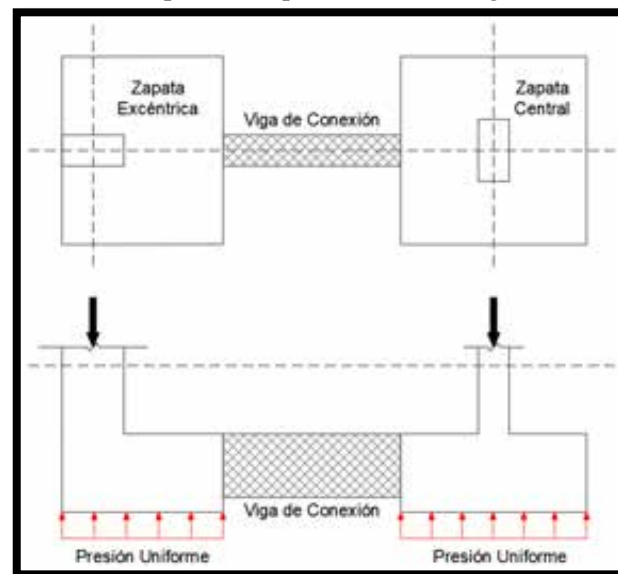


Fuente. Elaboración propia.

- ✓ Solución mejorada con una fundación conectada mediante una viga de arriostre.

Figura 15.

Distribución de presiones producto de la Viga de Conexión.



Fuente. Elaboración propia.

Se diseña una viga de riostre, lo suficientemente rígida más de 60cm, 70cm que conecte ambas cimentaciones y con eso se controla la posible rotación del lindero, salvo que tenga comportamiento de flexión, absorbiendo momento de la cimentación.

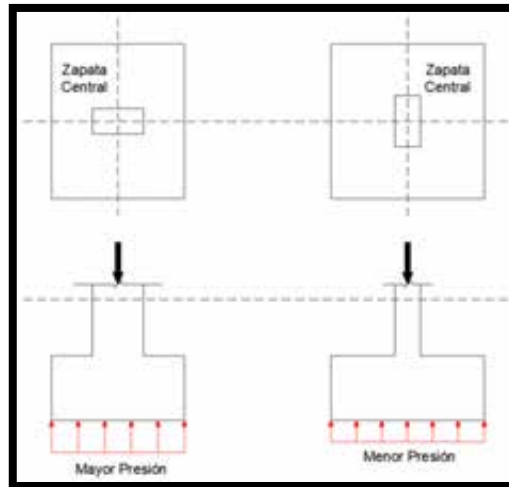
Se transformó un diagrama triangular a una rectangular. Para garantizar el adecuado comportamiento del sistema de fundación, está en la uniformidad de las presiones de contacto sobre el terreno de cimentación.

Caso II:

- ✓ Solución original con fundaciones aisladas

Figura 16.

Distribución de presiones por carga puntual en Zapata central.

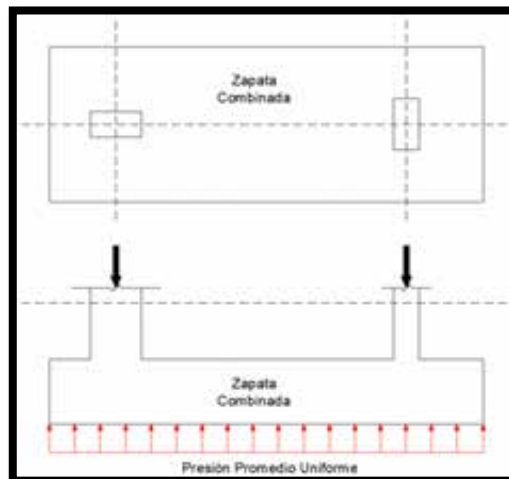


Fuente. Elaboración propia.

- ✓ Solución mejorada con una fundación combinada.

Figura 17.

Distribución de presiones por carga puntual en Zapata combinada.



Fuente. Elaboración propia.

“Si la presión de contacto es uniforme, garantiza un adecuado comportamiento desde el punto de vista de resistencia y de Rigidez.”

2.2.10. Levantamiento y Deslizamiento en Cimentaciones superficiales

2.2.10.1. Levantamiento en Cimentaciones Superficiales

Según el código internacional ACI 318-19, capítulo 18; comenta consideraciones para efectos de levantamiento en cimentaciones.

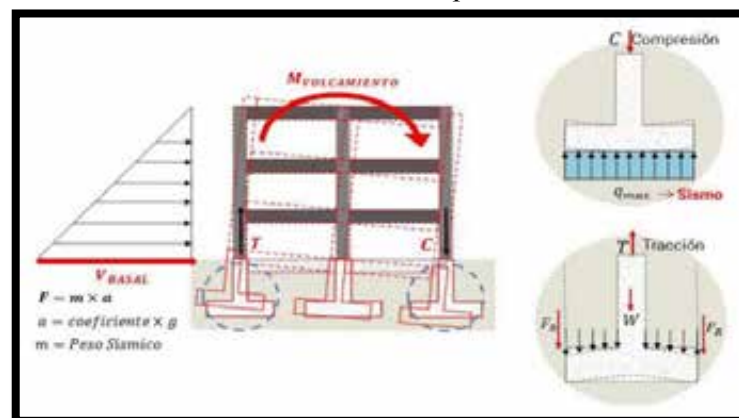
“18.13.2.5 Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto reforzado o en las columnas, se debe colocar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resista las acciones resultantes de las combinaciones de mayoración de la carga de diseño, y no puede ser menor que lo recorrido en 7.6.1 (Refuerzo mínimo a flexión en losas no preesforzadas) ó 9.6.1(Refuerzo mínimo para flexión en vigas no preesforzadas)”. (p. 354).

Según la norma técnica peruana E.060, capítulo 21; comenta consideraciones para efectos de levantamiento en cimentaciones.

“21.12.2.4 Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en las columnas o en los elementos de borde de los muros estructurales, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de los pilotes. Este refuerzo no debe ser menor que el en requerido en 10.5 (Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión)”. (p. 181).

Figura 18.

Levantamiento de cimentación producto del Sismo.



Fuente. Métodos de verificación de cimentaciones superficiales (p. 13), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Suelos Granulares

✓ Método de Meyerhof y Adams (1968)

Las cimentaciones pueden estar sometidas a fuerzas de levantamiento ante la presencia de acción sísmica, viento, tsunamis, etc. Meyerhof y Adams (1986) propusieron varias ecuaciones para obtener “ F_q ” en función de la geometría de la cimentación.

Mediante esfuerzos permisible es posible estimar el Factor de Seguridad contra la falla por levantamiento en el proceso de diseño, mediante el siguiente enfoque.

$$F.S = \frac{Q_u}{Q_{tracción\ servicio}}$$
$$Q_u = F_q \cdot A \cdot \gamma \cdot D_f$$

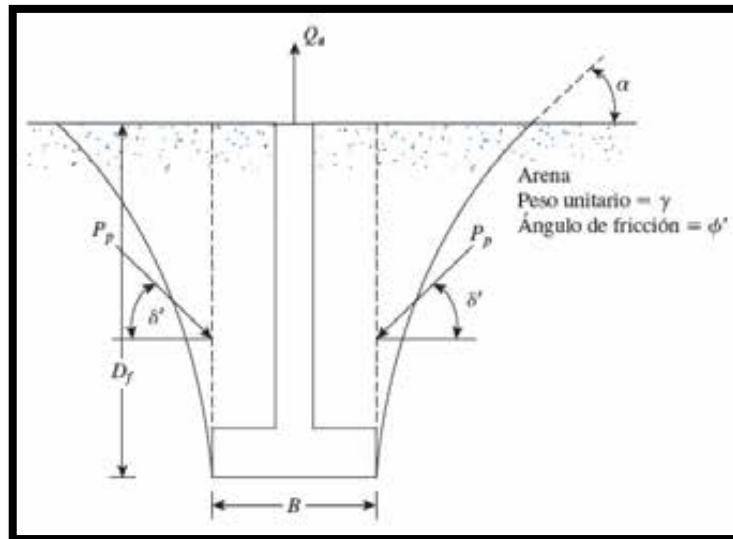
Donde:

Q_u : Capacidad última contra el levantamiento.

F_q : Factor de desconexión.

$Q_{tracción\ servicio}$: Carga de tracción en condición de servicio para ASD.

Figura 19.
Verificación de levantamiento – Meyerhof y Adams.



Fuente. Diseño de cimentaciones sometidas a levantamiento y deslizamiento (p. 5), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

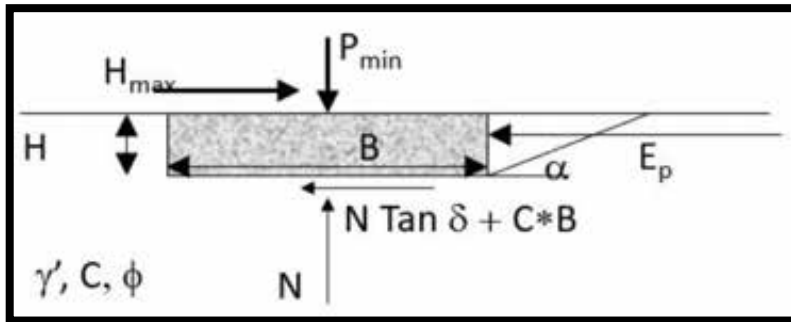
Nota: El código ASCE7 y otros códigos internacionalmente de igual forma proponen verificar la capacidad contra el levantamiento mediante teorías de estado límite, coeficientes parciales, etc.

2.2.10.2. Deslizamiento en Cimentaciones Superficiales

Según (Guanchez, 2020), comenta el deslizamiento de un cimiento a efectos externos laterales.

“La resistencia al deslizamiento se puede obtener al estimar la fricción existente en la base de la zapata (fricción suelo-zapata), y el empuje pasivo del suelo desplazado alrededor de la cimentación. El valor de carga vertical debe ser mínima, cuando ocurre el máximo valor horizontal (viento, sismo)". (p. 12)

Figura 20.
Análisis de deslizamiento de cimentación superficial.



Fuente. Diseño de cimentaciones sometidas a levantamiento y deslizamiento (p. 12), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

$$\delta = \frac{\phi}{3} \text{ a } \frac{2 \cdot \phi}{3}$$

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$$

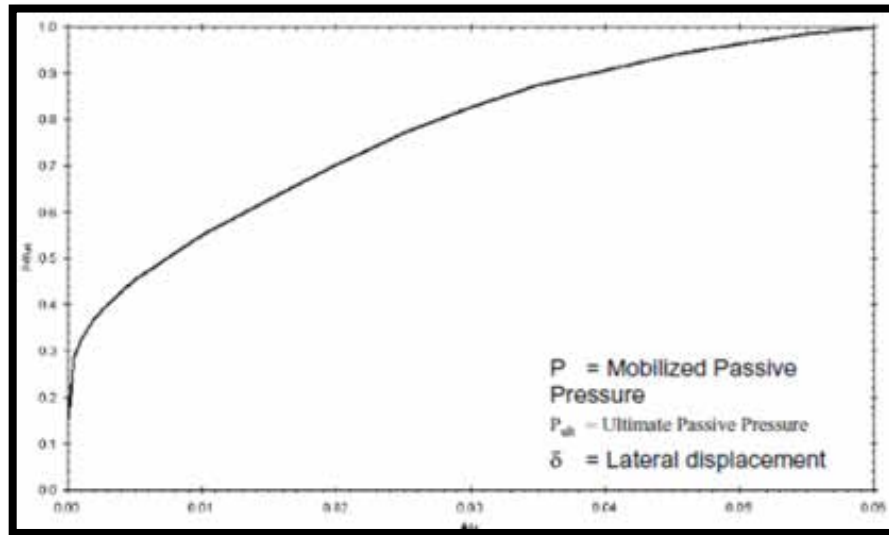
$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$E_p = \frac{K_p \cdot \gamma' \cdot H^2}{2}$$

$$R_f = E_p + N \cdot \tan \delta + C \cdot B$$

- ✓ Si no se desplaza la masa, no participa el empuje pasivo.
- ✓ Pmin, es el peso propio que llega a la cimentación.
- ✓ Generalmente no consideran Ep.

Figura 21.
Curva de la Movilización de la Presión Pasiva (ASCE 41-17).



Fuente. Diseño de cimentaciones sometidas a levantamiento y deslizamiento (p. 12), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

2.2.11. Asentamiento Esperado en Cimentaciones Superficiales

El diseño por rigidez (estimar asentamientos esperados), esta filosofía de diseño determina todos los comportamientos de cimentación y por ende el comportamiento de la edificación. El asentamiento es una pieza fundamental para comprender el desempeño de la cimentación y de la edificación; estima el coeficiente de rigidez suelo-cimentación.

Asentamientos Elásticos

Son calculados basados principalmente en la teoría de elasticidad. Se utiliza el módulo de deformación del Suelo (E) y el coeficiente de Poisson (μ). Hasta cierto rango de deformación se considera elástico (Elasticidad Probable).

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta\sigma_z - \mu_s \Delta\sigma_x - \mu_s \Delta\sigma_y) dz$$

Donde:

S_e : Asentamiento elástico de la cimentación.

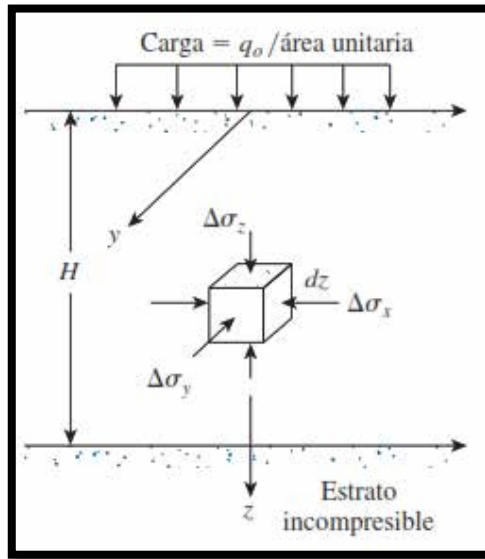
E_s : Módulo de Young o elasticidad del suelo.

H : Espesor o profundidad del estrato de suelo.

μ_s : Relación o coeficiente de Poisson del suelo.

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$: Incremento o variación de esfuerzos en las direcciones x, y, z respectivamente debido a la carga resultante aplicada sobre el cimiento.

Figura 22.
Asentamiento elástico.



Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones” (p. 245), por Braja, 2012.

- ✓ Cuando el módulo de elasticidad es pequeño, presenta asentamientos mayores.
- ✓ La relación de Poisson permitirá estimar las deformaciones verticales debido a las deformaciones horizontales.
- ✓ Los parámetros elásticos son: E_s y μ_s .
- ✓ El módulo de elasticidad, depende del nivel de deformación esperado, depende de los esfuerzos actuantes, mas no se puede estimar en función del tipo de suelo.
- ✓ Si la cimentación es flexible, el asentamiento se calcularía:

$$S_e = q_0(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Donde:

q_0 : Presión neta aplicada sobre la cimentación.

μ_s : Relación de Poisson del suelo.

E_s : Módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación, desde $z=0$ a aproximadamente $z=5B$.

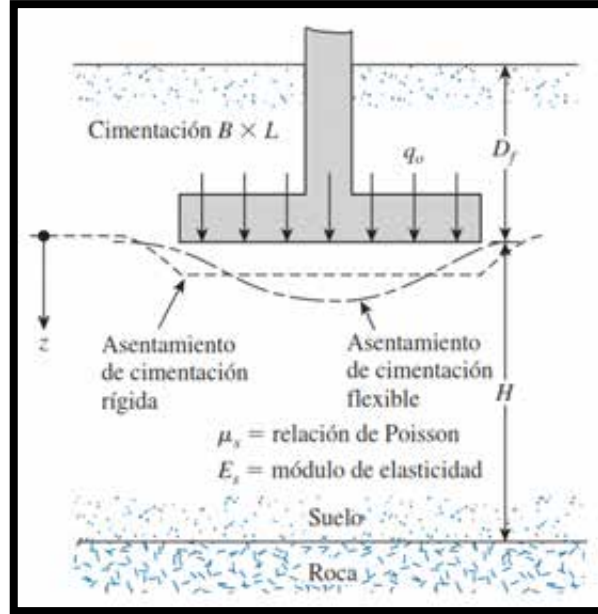
B' : Depende de la ubicación donde se calcula el asentamiento en la cimentación; para el centro $B/2$, para una esquina B .

I_s : Factor de forma (Steinbrenner, 1934).

I_f : Factor de profundidad (Fox, 1948).

α : Factor que depende de la ubicación donde se calcula el asentamiento en la cimentación;
para el centro $\alpha = 4$, para una esquina $\alpha = 1$.

Figura 23.
Asentamiento de cimentación flexible.



Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”. (p. 246), por Braja, 2012.

✓ **Si la cimentación es rígida;**

Según Mayne y Poulos (1999), citado por Sísmica Adiestramiento “presentaron una fórmula para calcular el asentamiento elástico de cimentaciones, considerando, la rigidez y profundidad de empotramiento de la cimentación, incremento del módulo de elasticidad del suelo y ubicación de los estratos rígidos a una profundidad limitada”. (p. 254).

$$S_e = \frac{q_0 B_e I_G I_F I_E}{E_0} (1 - \mu_s^2)$$

Donde:

B_e : Diámetro equivalente de una fundación rectangular ($B=B_e$).

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$$

I_G : Factor de Influencia para la variación de E_s con la profundidad.

$$I_G = f\left(\beta = \frac{E_0}{k B_e}, \frac{H}{B_e}\right)$$

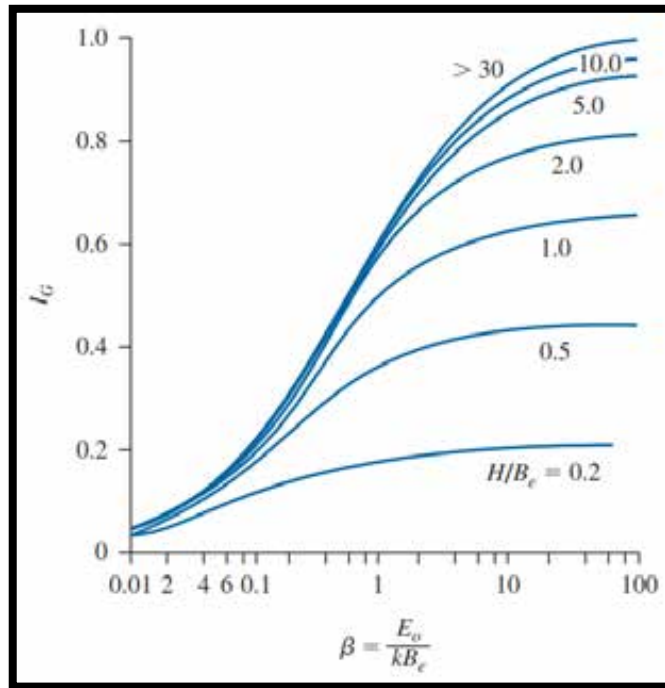
I_F : Factor de corrección por rigidez de la cimentación.

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_0 + \frac{B_e}{2} k} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3}$$

I_F : Factor de corrección por empotramiento de la cimentación.

$$I_F = 1 - \frac{1}{3.5e^{(1.22\mu_s - 0.4)} \left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6 \right)}$$

Figura 24.
Variación de I_G con β .



Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”. (p. 255), por Braja, 2012.

Asentamientos por Consolidación

Son características de los suelos cohesivos (arcillas). Es expresado en función del cambio de volumen con el tiempo, lo cual está relacionado con el decrecimiento de la presión del agua intersticial, para arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas.

Suelos Granulares

- ✓ Schmertmann y otros, 1978; “Propuso el factor de influencia de la deformación unitaria para el asentamiento de suelos granulares”. (p.258).

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

Donde:

I_z : Factor de influencia de la deformación unitaria.

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}}$$

\bar{q} : Esfuerzo al nivel de la cimentación.

q : Esfuerzo efectivo en la base de la cimentación.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

$q'_{z(1)}$: Esfuerzo efectivo a una profundidad de $z(1)$ antes de la construcción de la cimentación.

C_1 : Factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación.

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right)$$

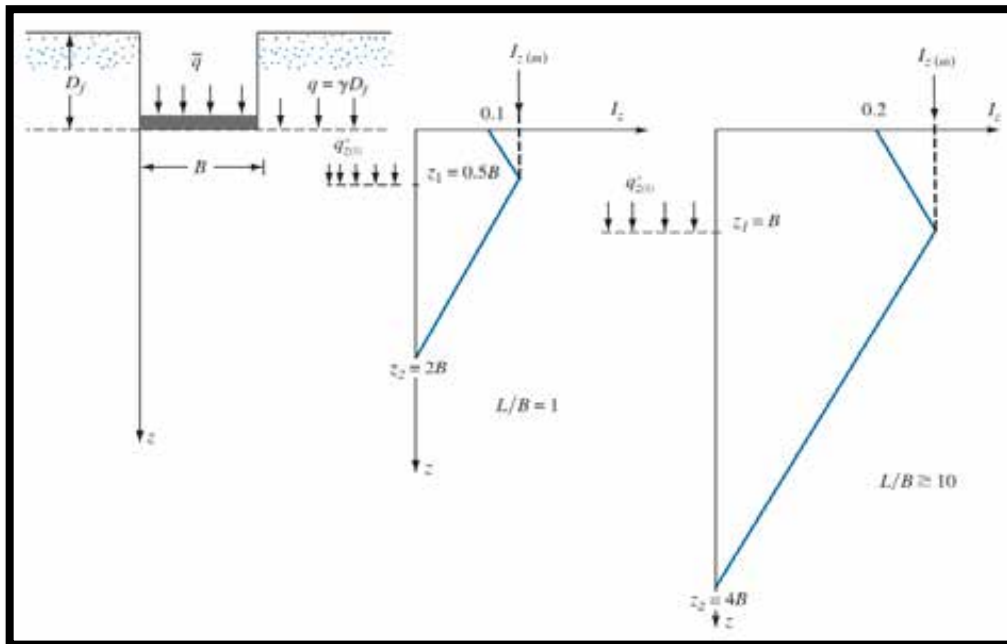
C_2 : Factor de corrección para tomar en cuenta la fluencia plástica del suelo.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \left(\frac{\text{tiempo en años}}{0.1} \right)$$

E_s : Módulo de elasticidad del suelo.

Figura 25.

Variación del factor de influencia de la deformación unitaria con la profundidad y L/B .



Fuente. Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (p. 259), por Braja, 2012.

- ✓ Salgado (2008) propone relaciones para la interpolación de I_z en $z = 0$, z_1/B y z_2/B para cimentaciones rectangulares.

Donde:

I_z en $z = 0$

$$I_z = 0.1 + 0.0111 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2$$

Variación de z_1/B para $I_{z(m)}$

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

Variación de z_2/B para $I_{z(m)}$

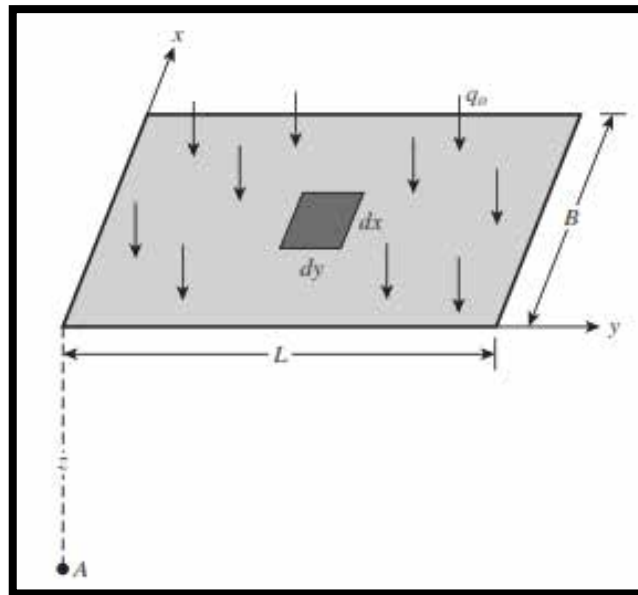
$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

2.2.11.1. Esfuerzos sobre los Estratos de un Área Rectangular

- ✓ **La teoría de Boussinesq**; es la que más se utiliza en la práctica, que permite conocer los incrementos de esfuerzos sobre los estratos de estudios. Nos ha permitido construir gráficas y nomogramas del valor de influencia que se requiere para calcular el esfuerzo, está en función de la geometría de la cimentación.

Figura 26.

Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de un área flexible rectangular cargada.



Fuente. “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”. (p. 227), por Braja, 2012.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \cdot I$$

Donde:

$\Delta\sigma_v$: Incremento o variación total del esfuerzo.

q_0 : Carga por superficie o área unitaria.

I : Factor de influencia.

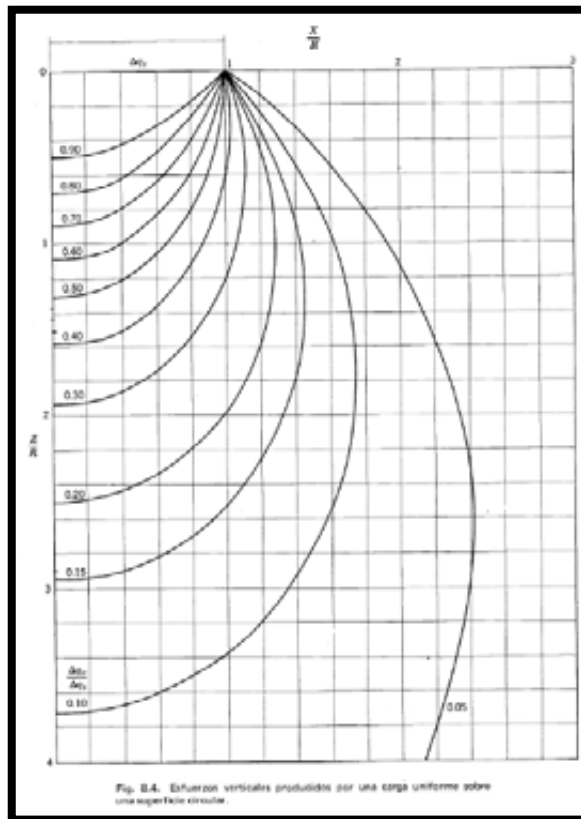
$$I = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right)$$

m, n : Valores de influencia

$$m = \frac{B}{z} = \frac{x}{z} \quad \wedge \quad n = \frac{L}{z} = \frac{y}{z}$$

Figura 27.

Bulbo de Presiones producidos por una carga uniforme sobre una superficie circular.

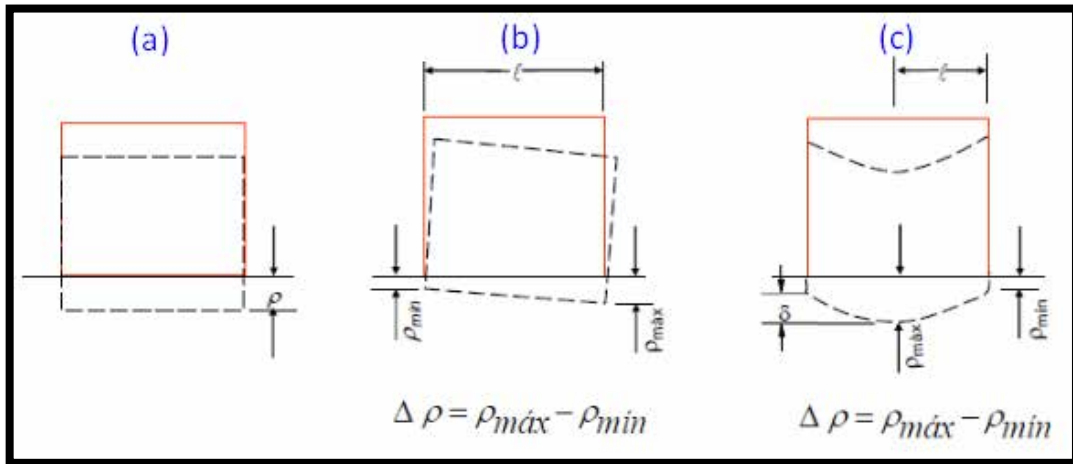


Fuente. Asentamiento en cimentaciones superficiales (p. 22), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

2.2.11.2. Asentamiento de Cimentaciones Superficiales

No es entender el cálculo numérico referido a las deformaciones verticales que ocurre debajo de la cimentación, sino entender cuál es el efecto que tiene el asentamiento en el comportamiento global de la estructura.

Figura 28.
Tipos de asentamiento.



Fuente. Asentamiento en cimentaciones superficiales (p. 26), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Asentamiento total:

Se genera cuando se reporta el mismo valor de deformación en todos los puntos de la estructura en la edificación. No presenta grandes daños estructurales más si puede causar daños de instalaciones de servicio.

(a) Asentamiento Uniforme.

Asentamientos diferenciales:

Se genera cuando se reporta diferentes valores de deformación sobre los elementos estructurales en la edificación, siendo estos asentamientos más nocivos a la edificación cuando exceden ciertos valores estandarizados, según el código de dicha región.

(b) Asentamiento Volteo.

(c) Asentamiento no Uniforme.

A medida que los apoyos de los elementos verticales (columnas) estén más próximos entre sí, automáticamente la distorsión angular es más desfavorable.

El cálculo de asentamientos diferenciales se mide a través del parámetro “distorsión angular”, la cual se calcula mediante el cociente entre el asentamiento diferencial y la separación entre apoyos.

$$Distorsión\ angular = \frac{\Delta\rho}{l} = \frac{\delta}{l}$$

Donde:

Δp : Asentamiento diferencial (cm).

$$\Delta p = \delta = \rho_{m\acute{a}x} - \rho_{m\acute{i}n}$$

l : Longitud entre los apoyos (cm).

Uno de los factores que interviene para la aparición de asentamientos diferenciales en cimentaciones, se debe a la variación de presiones de contacto hacia el terreno a cimentar. Por lo que se recomienda una presión de contacto uniforme, resultando un tipo de asentamiento menos perjudicial al comportamiento global estructural de la edificación.

2.2.11.3. Asentamiento Permissible

El Prof. Sower 1962, clasifica el nivel de daño que dan los asentamientos diferenciales, inclinación y totales. No solo en aspectos estructurales sino también en aspectos no estructurales.

Tabla 1.
Tipos de asentamiento.

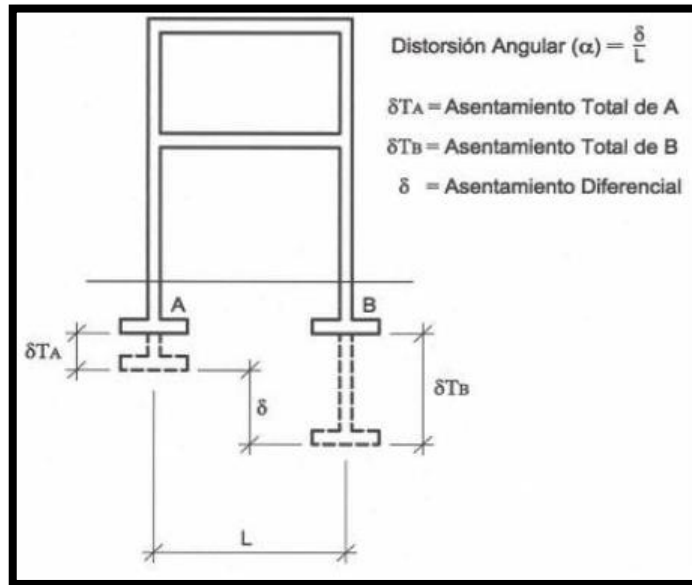
Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 ϵ
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 ϵ
	Almacenamiento de mercancías	0.01 ϵ
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 ϵ
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 ϵ
	Carriles de grúas	0.003 ϵ
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 ϵ
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 ϵ
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 ϵ
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 ϵ
	Pórticos de concreto armado	0.0025-0.004 ϵ
	Pantallas de concreto armado	0.003 ϵ
	Pórticos metálicos continuos	0.002 ϵ
Pórticos metálicos sencillos	0.005 ϵ	

Ref. (Sowers, 1962)

Fuente. Asentamiento en cimentaciones superficiales (p. 27), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

La NTP E.050 Suelos y Cimentaciones en el artículo 19, presentan distorsiones angulares máximas en la tabla 8, para edificaciones o estructura motivo del estudio.

Figura 29.
Asentamiento diferencial.



Fuente. Suelos y Cimentaciones (p. 38), por NTP E.050, 2018.

Tabla 2.
Límite de Distorsión angular (α).

$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

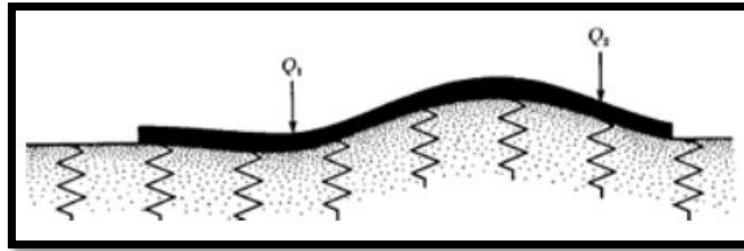
Fuente. Suelos y Cimentaciones (p. 38), por NTP E.050, 2018.

2.2.12. Coeficiente de Balasto para Modelado de Cimentaciones

Según (Terzagui, 1955) plantea lo siguiente; “El suelo de soporte se representa como un número infinito de resortes elásticos. La constante elástica de los resortes se denomina módulo “k” de reacción del suelo o coeficiente de balasto”.

Figura 30.

Modelo de Cimentaciones por Coeficiente de Balasto Vertical.



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 1), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Módulo de Reacción del suelo (K)

$$k = \frac{q}{\Delta}$$

Donde:

q : Carga por unidad de área.

Δ : Asentamiento o deformación vertical del suelo por incremento de carga.

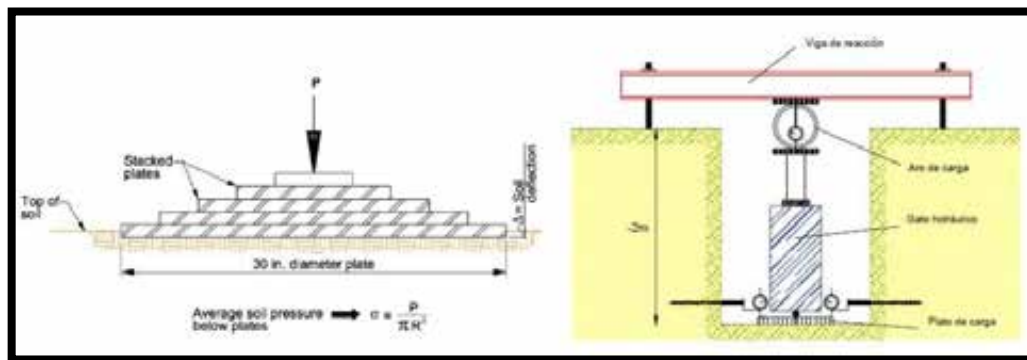
El coeficiente “K” típicamente se estima mediante el ensayo del plato de carga, obteniéndose un K30 el cual deberá ser adaptado al ancho real de la losa.

Según (Bowles, 1997) plantea lo siguiente:

“El módulo de reacción o coeficiente de balasto se define como la relación entre la tensión de capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0.05” que equivale a una deformación de 0.127cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de curva “Tensión-Deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0.127cm”

Figura 31.

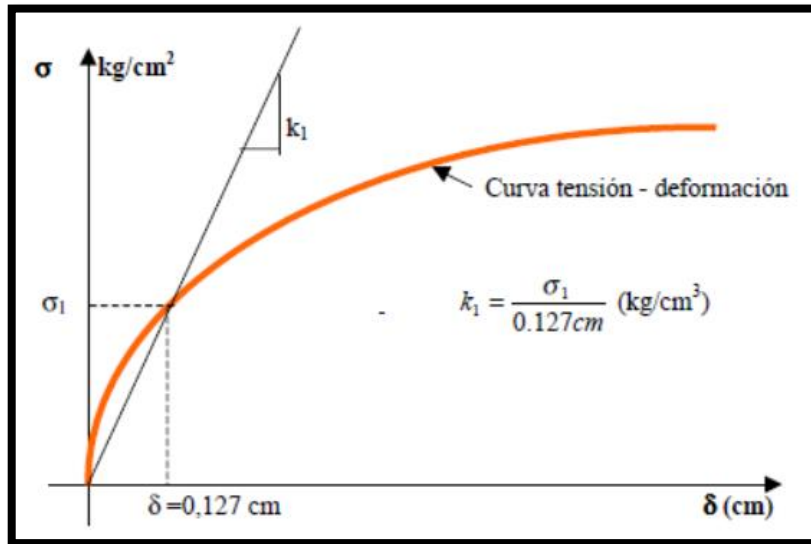
Ensayo del plato de carga.



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 2), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Figura 32.

Curva tensión – deformación del ensayo del plato de carga.



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 2), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Según (Guanchez, 2020) plantea lo siguiente:

“Los resultados que se obtuvieron de los ensayos realizadas se expresan con la letra “K”, por lo general se asocia el subíndice 1 adosado a la letra k, para indicar que el valor corresponde a una placa rígida de 1 pie^2 “ k_1 ”. El caso más típico es la placa de pie y la mayoría de las correlaciones disponibles están en función de esta dimensión. El coeficiente de balasto no es una propiedad fundamental del terreno.”. (p. 2)

Por lo tanto, el coeficiente de reacción de la subrasante obtenido del plato de carga debe ser ajustado debido a que el mismo es función de:

- ✓ Propiedades elásticas del suelo, tanto de la respuesta inicial como de la respuesta a largo plazo debido a consolidación del suelo ante presencia de carga sostenida.
- ✓ La intensidad de la carga que influencia el asentamiento por consolidación a largo plazo.
- ✓ La dimensión del área cargada y la forma sobre la cual se aplica dicha carga. Cargas de mayores dimensiones (losas de cimentación de grandes dimensiones, por ejemplo) propiciarán asentamientos por consolidación de las capas de suelo más profundas.
- ✓ Rigidez de la losa, la cual influencia la distribución de la presión de contacto del terreno.

Extrapolación del Coeficiente $k_{0.30}$ según el tipo de Suelo:

✓ Cimentaciones apoyadas en superficie

Suelos Arenosos

$$k = k_{0.30} \cdot \left[\frac{B + 0.30}{2B} \right]^2$$

Donde:

$k_{0.30}$: Módulo de reacción del suelo obtenido en el ensayo del plato de carga. (kN/m^3)

k : Módulo de reacción del suelo para cimientos de medidas $B \times B$.

✓ Cimentaciones rectangulares con dimensiones $B \times L$

$$k = \frac{k_{B \times B} \cdot \left[1 + 0.5 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \right]}{1.5}$$

Donde:

$k_{B \times B}$: Módulo de reacción del suelo para cimiento cuadrado de medidas $B \times B$.

k : Módulo de reacción del suelo para cimientos de medidas $B \times L$.

✓ Valores Referenciales de Coeficiente de Balasto

En la práctica se observan serios problemas de criterio cuando el proyectista consigue tablas como:

Tabla 3.

Rango de valores de la reacción de la subrasante, Bowle 1996.

Soil	k , kN/m^3
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200$ kPa	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800$ kPa	24 000–48 000
$q_a > 800$ kPa	> 48 000

Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 7), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Bowles, 1996; recomienda no usar un promedio del rango como una buena estimación del coeficiente de balasto del suelo.

Tabla 4.

Rango de valores de la reacción de la subrasante, Braja Das 2012.

Tipo de suelo	$k_{0.3}(k_1)$ MN/m ³
Arena seca o húmeda	
Suelta	8-25
Media	25-125
Densa	125-375
Arena saturada:	
Suelta	10-15
Media	35-40
Densa	130-150
Arcilla:	
Rígida	10-25
Muy rígida	25-50
Dura	>50

Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 7), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

✓ Estimación del Coeficiente de balasto a partir del Módulo de Elasticidad (E)

Según (Guanchez, 2020) menciona lo siguiente:

“Si se tiene una cimentación de ancho “B” y longitud “L”, cargada mediante una carga “Q” y apoyada a una profundidad de desplante “D” en un terreno elástico, uniforme, con un módulo de deformación constante “E”, que transmite al suelo donde se apoya una tensión “q”, permitiendo generar asentamiento elástico”. (p. 8).

Es decir que el asentamiento puede ser aproximado por:

$$y = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I$$

Según (Guanchez, 2020) menciona que; “la variable “μ”, es el coeficiente de Poisson del suelo, mientras que “I” es un coeficiente que depende de la forma de la superficie cargada y la rigidez de la base del cimiento”. (p. 8).

Representando la expresión anterior, nos quedaría el módulo de reacción como:

$$k = \frac{q}{y} = \frac{E}{B \cdot (1 - \mu^2) \cdot I} = Cte \cdot \frac{E}{B}$$

Suelos Granulares

Según (Guanchez, 2020) menciona para casos de suelos granulares rango de parámetros; “Para estratos granulares donde el coeficiente “μ” es inferior a 0.50 (entre 0.25 – 0.40), por lo tanto,

existe una deformación volumétrica aún para deformaciones instantáneas del material”. (p. 10), se tiene la siguiente expresión:

$$k = 1.3 \cdot \frac{E}{B}$$

Además, es recomendable evaluar un rango dado por ambas expresiones en vista de que la anterior de igual forma se ha utilizado para suelos granulares con buenos resultados.

✓ **Calibración del Coeficiente de balasto a partir del Módulo de Elasticidad (E)**

Cimentación Rectangular

Si necesitamos conocer cuál será el valor de “k” para una base rectangular de ancho “B” y largo “L” en la que $L/B > 1$, tendremos primero que obtener el valor de k dado por la ecuación anterior para una base cuadrada de lado “B”, donde el valor de B será igual al lado menor de la base rectangular y luego multiplicar este valor de k por la siguiente relación de lados:

$$k = k_{=} \cdot \left(\frac{L + 0.5B}{1.5L} \right)$$

2.2.12.1. Método del Análisis Crítico

Según la Sociedad Argentina (Ing. E. Nuñez, 1999), “El coeficiente de balasto “k”, se obtiene partiendo de la deformación de los suelos según una variación lineal y constante”, expresada:

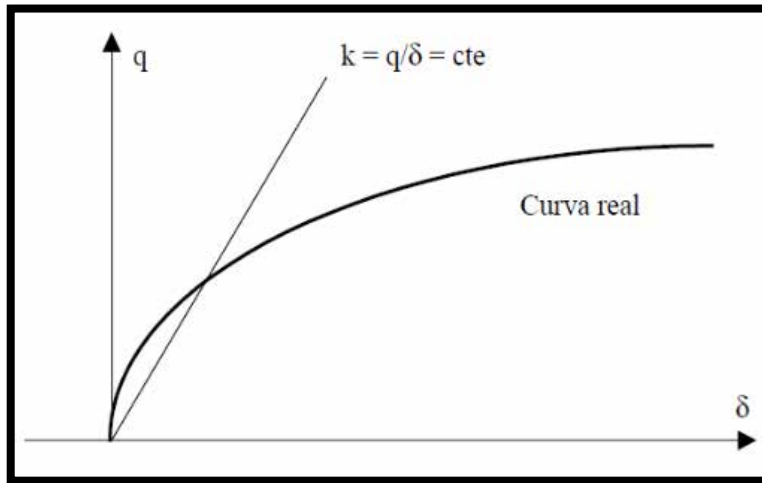
$$y = Cte \cdot q = \frac{q}{k}$$

En la mayoría de los casos el coeficiente $1/k = Cte$, se estima de manera independiente a la magnitud de las “tensiones” generadas sobre el terreno.

Es por ello que, si tenemos la magnitud de “k” y estimamos la tensión a partir de este coeficiente de rigidez constante, pudiésemos obtener tensiones elevadas que no sean cónsonas con los valores últimos o admisibles, o en caso contrario que las tensiones estimadas estén muy por debajo de las tensiones de trabajo.

$$q = k \cdot y$$

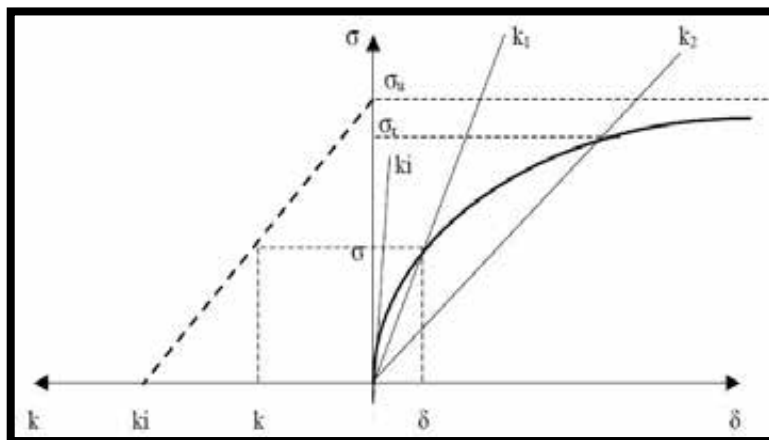
Figura 33.
Curva tensión – deformación del método del análisis crítico.



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 15), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Según la Sociedad Argentina (Ing. E. Nuñez, 1999), Tener en cuenta que “Esta constante de rigidez es representativa de un rango muy reducido de tensiones o para pequeñas deformaciones. Se observan los infinitos valores de “k” correspondientes a los pares de valores σ/δ ”. En una segunda gráfica se observa.

Figura 34.
Variación de “K” en función de la tensión aplicada “σ”.



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 16), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Según, la Sociedad Argentina (Ing. E. Nuñez, 1999), comenta sobre:

“Los distintos valores de “k” en la representación $\sigma - k$, se alinean según una recta. Si obtenemos la ecuación de esta recta podremos definir la forma de la curva tensión deformación y también considerar la variación de “k” para cualquier valor de la tensión aplicada”. (p. 16)

$$\frac{\sigma_u - \sigma}{k} = \frac{\sigma_u}{k_i}$$

$$k = k_i \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right)$$

$$k_i = 1.5 \cdot \frac{E_i}{B}$$

Donde:

σ_u : “Tensión última del ensayo al que le correspondería una deformación infinita”.

Para estimar “ σ_u ” podemos hacer uso de la relación entre σ_u y σ_R , que denominaremos “ dR ”.

El valor de “ σ_R ” es la “Tensión de Rotura” obtenida como resultado del plato de carga.

$$dR = \frac{\sigma_R}{\sigma_u}$$

Se permite adoptar un valor de dR que oscile entre 0.75 y 0.85. Si se utiliza un valor de “ dR ” según dicho rango y se calcula el valor de σ_R a partir de cualquier expresión de capacidad de carga (Meyerhof, Vesic, Brinch Hansen, etc.) se puede estimar el valor de “ σ_u ”.

$$\sigma_u = \frac{\sigma_R}{dR}$$

Luego partiendo de la relación inicial nos queda.

$$k = k_i \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right) \quad \sigma_u = \frac{\sigma_R}{dR} \quad k = \frac{\sigma}{\delta} = k_i \cdot \left(1 - \frac{\sigma \cdot dR}{\sigma_R}\right)$$

Luego se indican dos expresiones de aplicación directa.

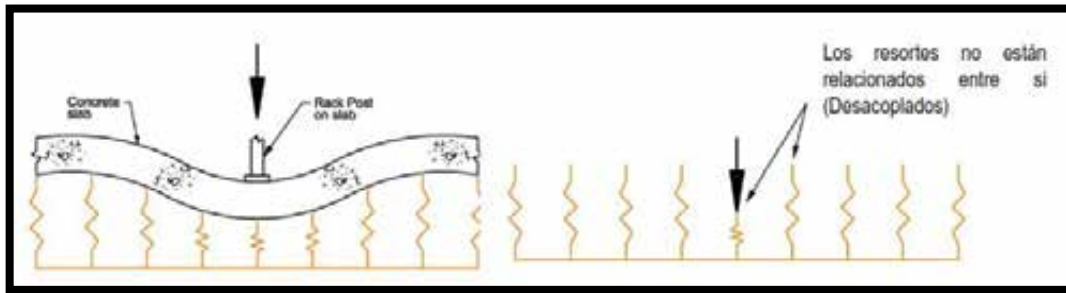
$$\sigma = \frac{1}{\left[\frac{1}{\delta k_i} + \frac{dR}{\sigma_R}\right]} \quad \delta = \frac{1}{k_i \cdot \left[\frac{1}{\sigma} - \frac{dR}{\sigma_R}\right]}$$

Estas expresiones son una alternativa interesante para obtener una aproximación de la curva “carga – asentamiento” de la cimentación proyectada.

El uso del coeficiente de balasto adicionalmente posee otras limitaciones analíticas. El desplazamiento en una ubicación no influencia los asentamientos en otras ubicaciones, lo cual no es correcto.

El uso de los resortes que representan el módulo de reacción del suelo ha sido denominado como “desacoplado” debido a que los resortes no interactúan entre sí. En otras palabras, los asientos del suelo en las áreas cargadas ocasionan que el suelo se asiente de igual forma en otras áreas no cargadas.

Figura 35.
Modelo Desacoplado.



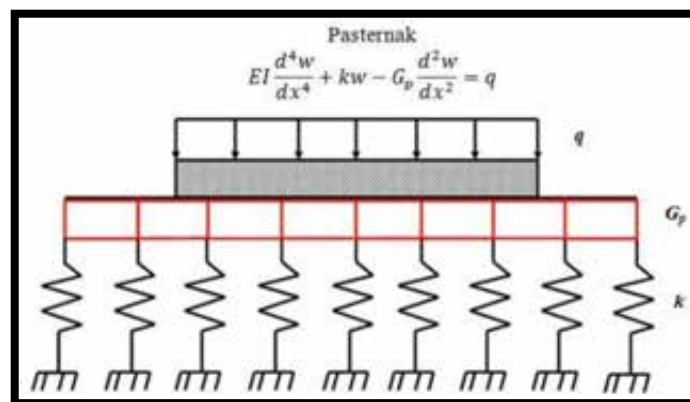
Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 18), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

2.2.12.2. Modelo Winkler – Pasternak (1954)

Según (Guanchez, 2020) menciona lo siguiente, al respecto del modelo Winkler - Pasternak:

“Bajo la acción de una carga “P” se produce un desplazamiento vertical $2W$ ” proporcional a la intensidad de la carga. La variación de la deformada produce una tensión de corte que es también proporcional a esta. Debido a la existencia de las dos variables “k” y “T”, donde la primera es totalmente análoga a la definida por Winkler y a la cual al tender “T” a cero, este modelo también se le conoce como el de los dos “coeficientes de balasto”. Esta solución se ha incorporado en diferentes herramientas basadas en MEF”. (p. 19).

Figura 36.
Modelo Winkler-Pasternak.



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 19), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Se observa como la capa resistente al cortante se encuentra por fuera de la cimentación, lo cual es necesario para activar el valor de “ G_p ” en el modelo. Esto no se aplica en el modelo Winkler debido a que los resortes no interactúan entre sí.

El valor “ G_p ” puede ser relacionado con “ E_s ” mediante la siguiente expresión:

$$G_p = \frac{E_s \cdot b \cdot d}{2}$$

Donde:

E_s : Módulo de elasticidad.

b : Ancho de cálculo de la viga de cimentación.

d : Espesor del suelo.

La resistencia de corte superficial en este análisis, es representado por la rigidez del resorte que da soporte a los segmentos de la cimentación.

El modelo Winkler-Pasternak introduce la ecuación de equilibrio en la dirección vertical para la solución de la capa elástica:

$$C_1 \cdot w - C_2 \cdot \Delta w = f_z$$

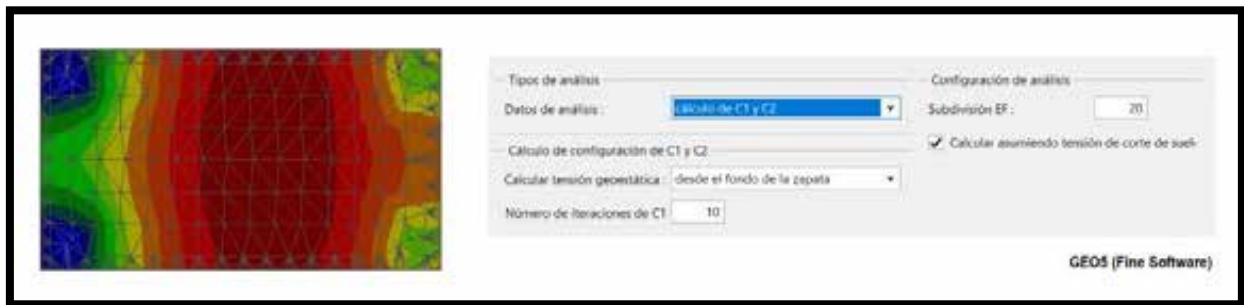
Donde:

C_1, C_2 : Constantes características del modelo de Winkler – Pasternak.

w : Desplazamiento en la dirección vertical.

f_z : Carga vertical actuando en una capa.

Figura 37.
Modelo por elementos finitos (GEO5).



Fuente. Interacción estática Suelo – Estructura (p. 19), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

2.2.13. Influencia de Acción Sísmica

Según el código internacional ACI 318-19, capítulo 13; comenta:

“13.2.3.1 Los miembros estructurales situados por debajo de la base de la estructura que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben diseñarse de acuerdo con 18.2.2.3”. (p. 199).

“13.2.3.2 En estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico (CDS) C, D, E, o F, las cimentaciones que resistan fuerzas inducidas por el sismo o que transfieran fuerzas inducidas por el sismo entre la estructura y el terreno deben diseñarse de acuerdo con 18.13”. (p. 199).

Según la norma técnica peruana E.030, comenta:

“47.1 Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4, y para las zonas 3 y 4, se provee elementos de conexión, los que soportan en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata”. (p. 31)

“47.2 Para suelos de capacidad portante menor que 0.15 MPa, se provee vigas de conexión en ambas direcciones”. (p. 31).

2.2.14. Diseño Estructural NTP E.060

El diseño de los elementos estructurales sobre cimentaciones, estará basado en la Normativa Peruana E.060, salvo se indique lo contrario.

2.2.14.1. Cimentación Superficial

Según (Guanchez, 2020) menciona que:

“Una fundación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas. Transmiten la carga directamente al estrato resistente mediante contacto directo. El área en planta de la cimentación juega un papel importante en la transferencia de carga en función de variables de orden geotécnico como lo es, por ejemplo, la capacidad admisible del suelo (σ_{adm}). Este tipo de fundaciones supone unas condiciones del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente y no compresible”. (p. 7)

Figura 38.
Construcción de una fundación directa o superficial.



Fuente. Aspectos Generales y definiciones básicas de fundaciones superficiales de concreto reforzado (p. 5), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Ventajas

- ✓ Uso de equipo liviano para su construcción.
- ✓ Tiempo de construcción relativamente corto.
- ✓ Bajo costos.

Desventajas

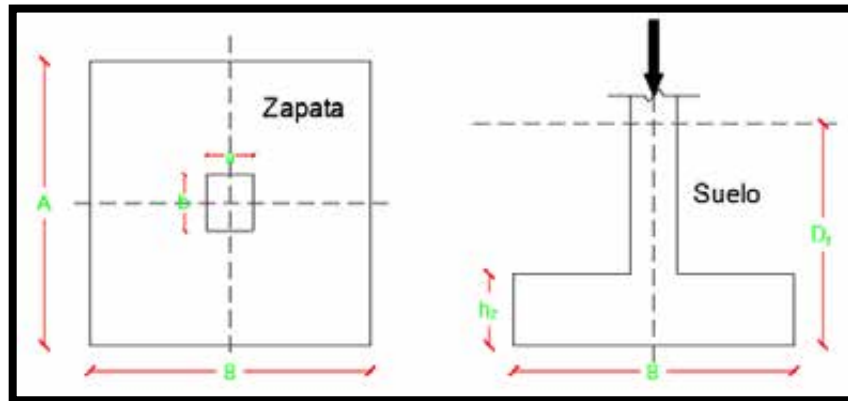
- ✓ Poco funcional para suelo de baja resistencia.
- ✓ Las cargas aplicadas están limitadas.
- ✓ Profundidad de fundación limitada.

Se identifican los siguientes parámetros geométricos de fundaciones superficiales:

- ✓ B, A : Dimensiones en planta de la cimentación superficial (m).
- ✓ a, b : Dimensiones en planta de la columna (m).
- ✓ D_f : Profundidad de desplante (m).
- ✓ h_z : Espesor de la cimentación superficial (m).
- ✓ B : Ancho de la cimentación superficial (m).

Figura 39.

Vista Planta y elevación de una zapata superficial.



Fuente. Aspectos Generales y definiciones básicas de fundaciones superficiales de concreto reforzado (p. 5), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Si cumple con la relación: $\frac{D_f}{B} \leq 3 - 4$, se considerará como una fundación superficial.

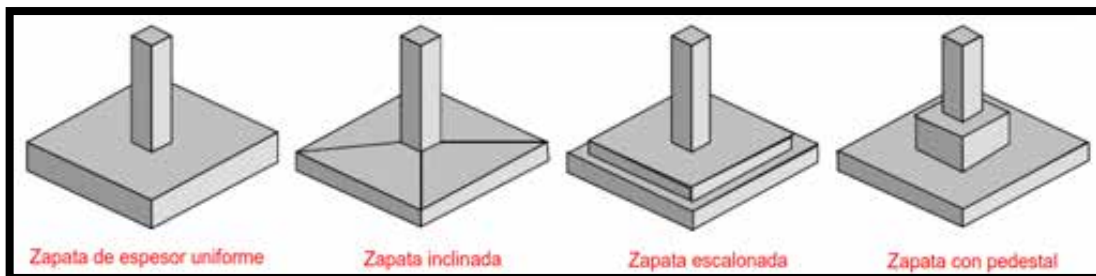
2.2.14.2. Tipos de Fundaciones Superficiales

Zapata aislada:

- ✓ Soporte para columna en específico.
- ✓ Se utiliza cuando hay una buena capacidad de terreno.
- ✓ Si recibe carga axial, generalmente cuadrada.
- ✓ Si recibe momentos, su forma variaría a rectangular.
- ✓ Zapata concéntrica dependerá de la posición.

Figura 40.

Tipos de zapatas aisladas.



Fuente. Aspectos Generales y definiciones básicas de fundaciones superficiales de concreto reforzado (p. 10), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Zapata de espesor uniforme

- ✓ La superficie entre la zapata y el terreno, se genera presión distribuida, y en función de ello se puede definir el espesor y dimensiones de la zapata.

Zapata inclinada

- ✓ Si las cargas son muy elevadas, se puede aumentar el espesor, pero las demandas críticas de fuerza interna sobre la base se generan muy cerca a la ubicación donde está el elemento de transición.
- ✓ Para disminuir el peso de la cimentación, se realiza zapata inclinada (tronco piramidal).

Zapata escalonada

- ✓ Disminuye el espesor, proporcionando un espesor necesario en las secciones críticas donde se evalúa las fuerzas internas, permitiendo economizar.

Zapata con pedestal

- ✓ El pedestal puede servir de transición entre la columna y la base de cimentación.
- ✓ Proporciona resistencia estructural al sistema de fundación.

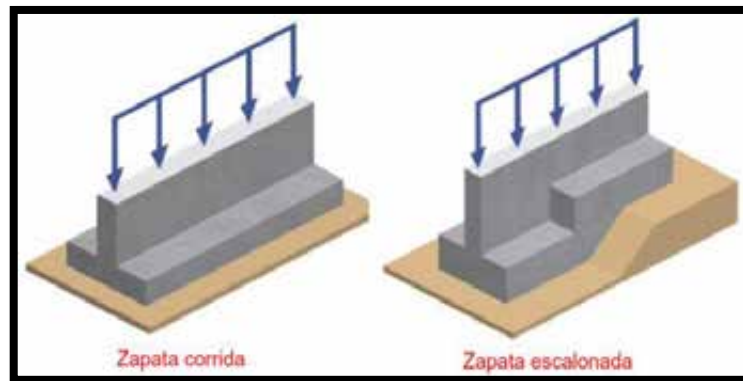
Zapata corrida

- ✓ Soporte para muros de mampostería o de estructuras apantalladas.

Zapata escalonada

- ✓ Se usan en construcciones con pendiente.
- ✓ Los muros proporcionan cargas distribuidas.

Figura 41.
Tipos de cimentación corrida.



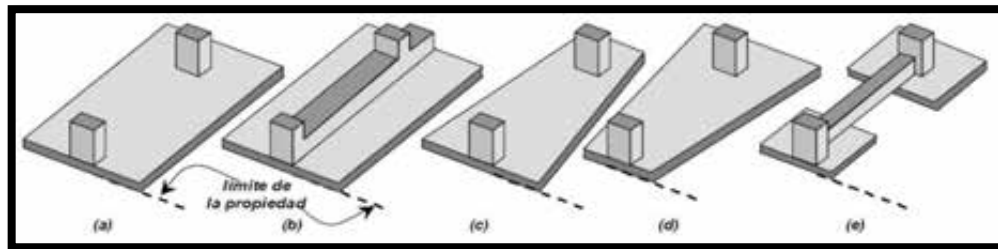
Fuente. Aspectos Generales y definiciones básicas de fundaciones superficiales de concreto reforzado (p. 10), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Zapata Combinada

- ✓ Toma dos o más columnas.
- ✓ Es equivalente a una losa de cimentación.
- ✓ Se recomienda usar cuando las columnas están cercanas.

- ✓ En los linderos, generando excentricidad; al unir las zapatas se busca eliminar la excentricidad logrando que la resultante de carga coincida con el centro de gravedad de la base de cimentación.

Figura 42.
Tipos de zapatas combinadas.



Fuente. Aspectos Generales y definiciones básicas de fundaciones superficiales de concreto reforzado (p. 10), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

- (a) Zapata combinada rectangular.
- (b) Zapata combinada conectada.
- (c) Zapata combinada trapezoidal.
- (d) Zapata combinada trapezoidal.
- (e) Zapatas aisladas conectadas mediante una viga de cimentación.

2.2.14.3. Presiones de Contacto y Dimensionamiento

Definición de la carga para el diseño de cimentación superficial

El diseño de cimentaciones superficiales se deben incluir las cargas:

- ✓ El peso del suelo de relleno localizado sobre la cimentación, y todas las cargas muertas y vivas aplicadas sobre él, más el peso propio de la zapata. La suma de los esfuerzos sobre el suelo portante se conoce como presión de sobrecarga q_0 .
- ✓ Los efectos de cargas no mayoradas transmitidas por la columna o el muro a la cimentación, provenientes de todas las fuentes, incluyendo las cargas muertas, vivas, de viento, de sismo, etc., expresadas como “cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes no mayoradas”.
- ✓ Se puede obtener la carga axial no mayorada a partir de las cargas unitarias no mayoradas, incluyendo la carga por gravedad, multiplicadas por el área aferente de la columna o muro, de todos los pisos soportados por él.

Carga vertical no mayoradas:

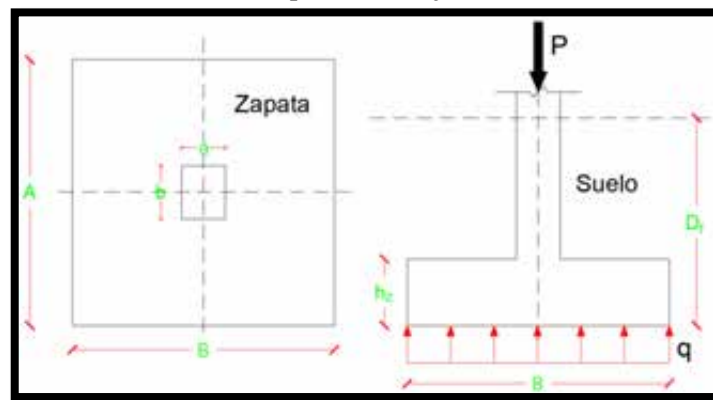
- ✓ La carga vertical no mayorada máxima excluyendo viento o sismo.
- ✓ La carga vertical no mayorada máxima incluyendo efectos de vuelco por carga lateral (viento o sismo).

Distribución de esfuerzos o presiones bajo la cimentación

Las presiones del suelo que se considera debajo de la cimentación son distribuidas de manera uniforme, siempre y cuando la cimentación es rígida y esté cargado concéntricamente.

Figura 43.

Distribución de presiones bajo la cimentación.



Fuente. Elaboración propia.

$$q = \frac{P}{A_f}$$

Donde:

q : Presión de contacto (kgf/cm^2).

P : Carga axial aplicada concéntricamente (kgf).

A_f : Área en planta de la fundación (cm^2).

Capacidad resistente del suelo

Se obtiene a partir de la carga última que llega a la cimentación, sobre el área de soporte. Permitiendo comparar esfuerzos generados, tanto externos como internos.

- ✓ Capacidad de Carga Última.

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{A_f}$$

- ✓ Capacidad Admisible del Suelo.

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Dimensionamiento y diseño de cimentaciones superficiales

El dimensionamiento y diseño de la estructura deben tener presente dos tipos de falla:

- ✓ Falla por asentamiento o corte del terreno.
- ✓ Falla estructural del concreto.

En las cimentaciones superficiales, se debe considerar los requisitos de resistencia y estabilidad ante combinación de las cargas, según la NTP. E.060.

Dimensionamiento en Planta de Cimentaciones Superficiales

Según la norma técnica peruana E.060, en el capítulo 15, comenta que:

“Las medidas en planta de la cimentación se predimensiona a partir de las cargas de servicio que soporta las columnas, el peso del relleno encima de la cimentación, el peso propio de la columna y los esfuerzos admisibles obtenidos de un diseño geotécnico. Si se consideran efectos de viento o sismo, se añadirá a las fuerzas gravitacionales. Permitiendo aumentar la resistencia del suelo σ_{adm} en un 30%, para poder comparar efectos externos como internos”. (p. 126)

Tabla 5.

Recomendaciones de superposición de efectos para dimensionar en planta las cimentaciones.

Casos de Análisis	Combinación de Carga
Solicitaciones Gravitacionales	1.1 CP + 1.0 CV
Solicitaciones Gravitacionales + Sísmicas	1.1 CP + 1.0 CV ± S
	0.9 CP ± S
Solicitaciones Gravitacionales + Viento	1.1 CP + 1.0 CV ± W
	0.9 CP ± W

Fuente. Presiones de contacto y dimensionamiento de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 11), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Según (Sísmica adiestramiento, 2020) menciona que:

“El valor de la presión de contacto que se debe considerar en el dimensionado en planta de las fundaciones depende del criterio gobernante de la capacidad

admisible (resistencia al esfuerzo cortante del suelo o por la necesidad de limitar los asentamientos) por lo que se estudiará cada caso por separado”. (p. 12).

Se recomienda la superposición de efectos para dimensionar en planta las cimentaciones los siguientes casos:

Caso 1: Capacidad admisible del suelo (q_a), respecto a la presión total que llega a la cimentación (q_{total}).

$$q_{total} \leq q_a$$

$$q_{total} = \frac{P + P_s + P_p + P_z}{A_f}$$

$$q_{total} = \frac{P + P_p}{A_f} + \gamma_s \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z$$

Despreciando el peso del pedestal y asumiendo que el relleno ocupa el espacio del pedestal, podemos simplificar la ecuación:

$$q_{total} = \frac{P}{A_f} + \gamma_s \cdot (D_f - h_z) + \gamma_c \cdot h_z$$

Caso 2: Capacidad de carga limitada por asentamiento (q'_a), respecto a la presión de contacto neta (q_{neta}).

$$q_{neta} \leq q'_a$$

$$q_{neta} = q_{total} - \gamma_s \cdot D_f$$

$$q_{neta} = \frac{P + P_p}{A_f} + \gamma_c \cdot h_z - \gamma_s \cdot h_z$$

$$q_{neta} = \frac{P + P_p}{A_f} + (\gamma_c - \gamma_s) \cdot h_z$$

Despreciando el peso del pedestal y asumiendo que el relleno ocupa el espacio del pedestal, podemos simplificar la ecuación:

$$q_{neta} = \frac{P}{A_f} + (\gamma_c - \gamma_s) \cdot h_z$$

Según (Guanchez, 2020) menciona que:

“Cuando ya se ha determinado el tamaño y forma de la fundación en planta, de acuerdo con el $\sigma_{admisible}$ del suelo, se procede a diseñarlas en concreto reforzado, permitiendo hallar los momentos flectores y los esfuerzos de corte y

punzonado para definir la altura útil y la distribución del área necesaria de las barras de acero de la armadura resistente.” (p. 14).

$$q_u = \frac{P_u + P_p}{A_f}$$

Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales

La normativa que rige el diseño estructural de fundaciones y en la cual se apoya nuestra normativa peruana, está detallado por el código internacional ACI 318-19 “Requisitos y reglamento para Concreto estructural ACI 318-19 y Comentarios”.

Según, ACI 318-19, comenta sobre “Las disposiciones del Capítulo 13 “Cimentaciones” de dicha norma, deben aplicarse al diseño de cimentaciones preesforzadas y no preesforzadas, incluyendo cimentaciones superficiales de (a) hasta (e). (Zapatas corridas, Zapatas aisladas, Zapatas combinadas, Losas de cimentación y Vigas sobre el terreno)”. (p. 197)

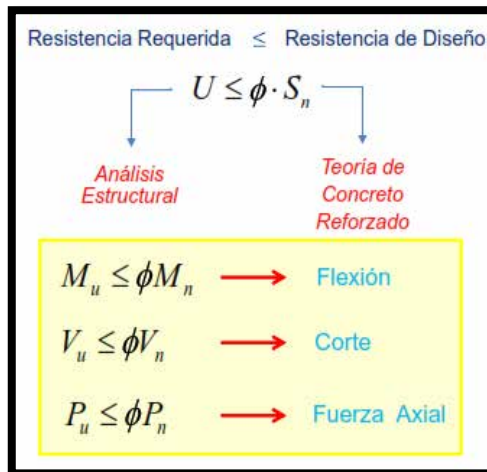
Teoría de Estado Límite de Agotamiento Resistente

Según (Guanchez, 2020) menciona que:

“Para el diseño estructural de secciones de concreto reforzado sometidas a cualquier tipo de sollicitación se debe utilizar, exclusivamente, la teoría de rotura o de estado límite de agotamiento resistente ya que es el único procedimiento contemplado en la vigente norma del ACI 318-19”. (p. 17)

Figura 44.

Teoría de Estado límite de agotamiento resistente.



Fuente. Presiones de contacto y dimensionamiento de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 17), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Se debe considerar la amplificación de las cargas externas (ver Tabla 6) y comparar con la reducción de las cargas nominales del elemento estructural (ver Tabla 7)

Tabla 6.
Combinaciones de carga ACI 318-19.

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 (p. 67), por ACI 318, 2019.

Tabla 7.
Factores de reducción de resistencia ϕ ACI 318-19.

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
(a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b) Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c) Torsión	0.75	—
(d) Aplastamiento	0.65	—

Fuente. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 (p. 406), por ACI 318, 2019.

2.2.14.4. Consideraciones en el Diseño Estructural

Solicitaciones actuantes en cimentaciones superficiales.

Según (Guanchez, 2020) menciona que:

“Las consideraciones para el diseño estructural de la cimentación, se fundamenta en las verificaciones, como: Aplastamiento, Flexión, Corte de viga ancha y Corte por punzonado. En el diseño estructural de la cimentación se debe usar el incremento de presiones producida exclusivamente por las cargas de la superestructura”. (p. 16).

(a) Aplastamiento

Según el código internacional ACI 318-19, capítulo 22; comenta:

“R22.8.3.2 El esfuerzo por aplastamiento permisible de $0.85f'_c$ está basado en los resultados de ensayos que se describen en Hawkins (1986). Cuando el área de apoyo sea más ancha en todos sus lados que el área cargada, el concreto circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento”. (p. 443).

$$B_u \leq \phi \cdot B_n \longrightarrow \phi = 0.65$$

Para determinar la resistencia por aplastamiento, se tendrá que considerar las ecuaciones de la Tabla 8.

Tabla 8.
Resistencia nominal al aplastamiento ACI 318-19.

Geometría del área de apoyo	B_n		
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor de (a) y (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_1)$	(a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$	(b)
Otros casos	$0.85 f'_c A_1$		(c)

Fuente. “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19”. (p. 406), por ACI 318, 2019.

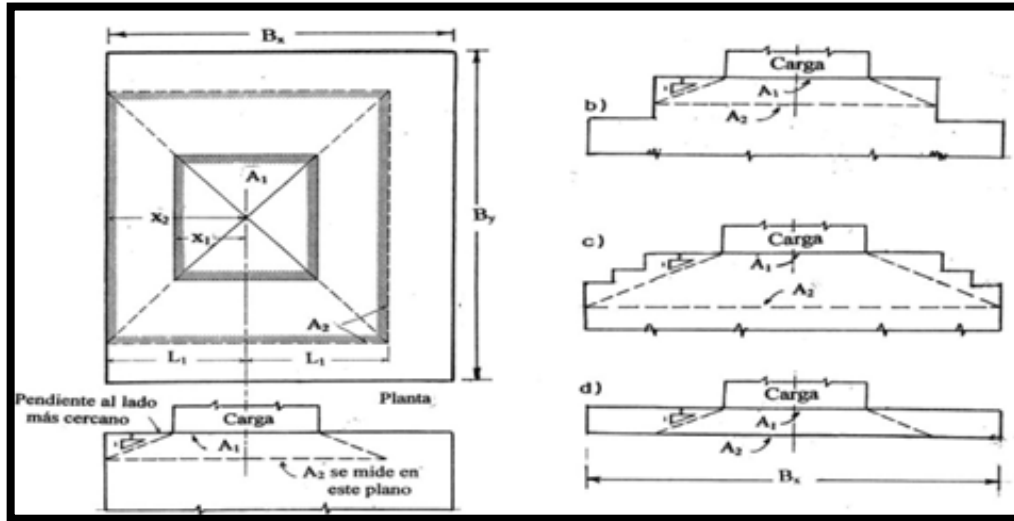
Donde:

A_1 : Es el área que corresponde a la zona cargada.

A_2 : Es el área de la base inferior de mayor tronco de pirámide, cono, o cuñas contenidas totalmente dentro del apoyo y que tiene su base superior al área cargada. Los lados de la pirámide, cono o cuña deben tener inclinación de 1 vertical a 2 horizontal.

Figura 45.

Determinación del área A2 para definir la resistencia al aplastamiento.



Fuente. Edificios de concreto armado (p. 162), por M. Fratelli, 2006.

Requerimientos de transferencia de esfuerzos

Todas las cargas que llegan la columna o pedestal se transferirán a la cimentación, mediante las barras de refuerzo. Solo se requiere acero de refuerzo mínimo con:

$$A_s \geq 0.5\%A_{ped} \geq 1\%A_{col}$$

Si la fatiga de contacto no es superior a la fatiga resistente del concreto del aplastamiento.

En casos que los esfuerzos de aplastamiento superan lo normativo, se contrarrestará el exceso mediante aceros de refuerzo.

$$A_s \geq \frac{B_u - \phi \cdot B_n}{\phi \cdot f_y}$$

Para generar transferencia de carga de un elemento otro, los aceros de refuerzo deben cumplir los mínimos requerimientos de longitud de desarrollo a compresión y en caso de que las condiciones de carga originen esfuerzos de tracción f_t , se debe calcular un área de acero por transferencia iguala:

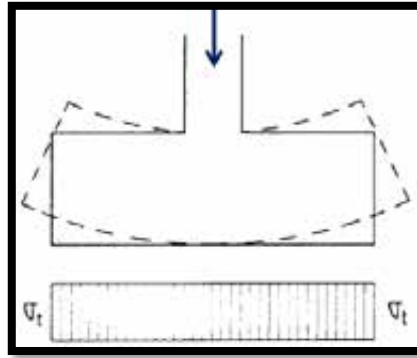
$$A_s \geq \frac{T_u}{\phi \cdot f_y} \longrightarrow A_s \geq \frac{f_t \cdot A_1}{\phi \cdot f_y}$$

(b) Flexión

Según (Guanchez, 2020) cita que “La flexión se produce por la reacción del suelo de fundación, en las áreas de la base que sobresalen de las caras de las columnas o pedestales”. (p. 7).

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \longrightarrow \phi = 0.90$$

Figura 46.
Deformación por Flexión de la Zapata.



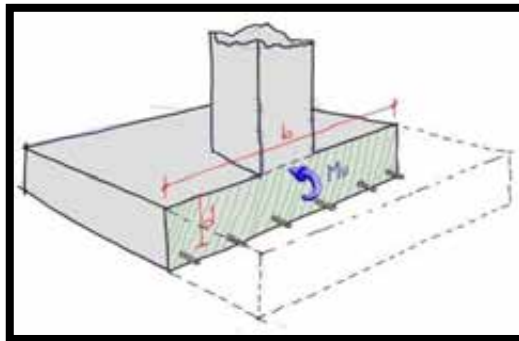
Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 7), por Sismica Adiestramiento, 2020.

Momentos flectores para fundaciones

Según (Guanchez, 2020) comenta sobre la aplicación del momento flector:

“El momento externo en cualquier sección de una zapata corrida, zapata aislada o cimentación superficial debe determinarse pasando un plano vertical a través del miembro, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total del miembro que quede a un lado de dicho plano vertical”. (p. 7).

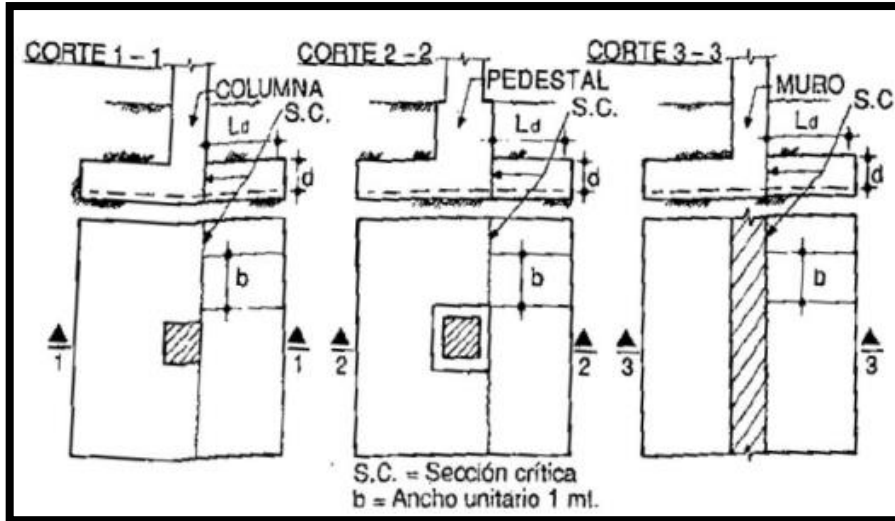
Figura 47.
Momentos Flectores para fundación.



Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 7), por Sismica Adiestramiento, 2020.

M_u , El momento último debe ser calculado en la sección crítica, ubicado en la cara de la columna (ver Figura 53)

Figura 48.
Secciones críticas para calcular Momentos Flectores.



Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 8), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Ecuaciones de Diseño

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \longrightarrow \phi = 0.90$$

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

Siendo:

a : Altura del bloque whitney.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot B}$$

A_s : Área de acero de refuerzo requerido.

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot f'_c}}}{\frac{f_y}{0.85 \cdot B \cdot f'_c}}$$

B : Ancho o base de la cimentación.

(c) Corte de viga ancha; La resistencia de diseño a corte por viga ancha debe cumplir con:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \longrightarrow \phi = 0.75$$

Según (Guanchez, 2020) cita:

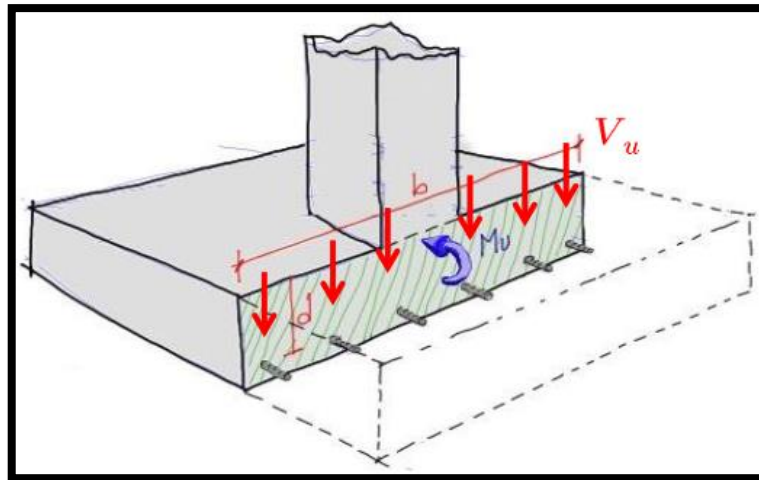
“El mecanismo de falla por corte en las bases de fundación se asemeja al de las placas de entrepiso. Las fisuras inclinadas comienzan siempre a formarse cerca de las cargas concentradas transmitida por la columna, con ángulos de 45° . Los esfuerzos de corte verticales son el resultado del corte total que debe soportarse en la zona comprimida, por encima de las fisuras inclinadas”. (p. 14).

Fuerzas cortantes para fundaciones superficiales

La fuerza cortante en una sección de cimentación se determinará pasando un plano a través de la sección considerada, tomando todas las cargas que intervienen sobre el área vertical de cimentación entre el plano y el borde exterior de la fundación.

Figura 49.

Fuerzas Cortantes para fundaciones superficiales.



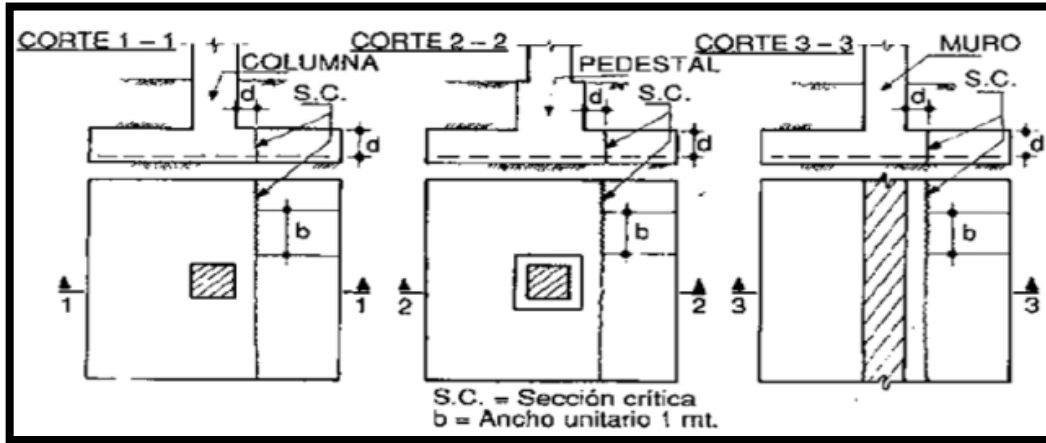
Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 14), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Sección crítica para ubicar la fuerza cortante

Según (Guanchez, 2020) cita:

“La localización de la sección crítica para cortante mayorado debe medirse desde la ubicación de la sección crítica para M_u . Se determinará a una distancia “d” (altura útil de la cimentación) de la cara de la columna, pedestal o muro, cuando estos son de concreto”. (p. 17).

Figura 50.
Secciones críticas para calcular V_u en la zapata aislada.



Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 14), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Generalmente en las cimentaciones superficiales no se consideran aceros de refuerzo por corte. Debido, a que las fuerzas cortantes que llegan a la cimentación son controladas por el espesor de concreto.

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \longrightarrow \phi = 0.75$$

Resistencia a cortante del concreto V_c :

Para las cimentaciones superficiales en una dirección, y en dos direcciones, se permite despreciar el factor de efectos de tamaño para resistencia a cortante.

$$V_c = 2.1 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

Donde:

ρ_w : Cuantía del área de acero (A_s) considerad sobre el plano $b_w \cdot d$.

$$\rho_w = \frac{A_s}{B \cdot d}$$

B : Ancho o base de la cimentación.

λ : Concreto de peso normal ($\lambda = 1$).

Siendo V_c limitado a:

$$V_c \leq 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

(d) Corte por punzonado; La resistencia de diseño a corte por punzonado debe cumplir con:

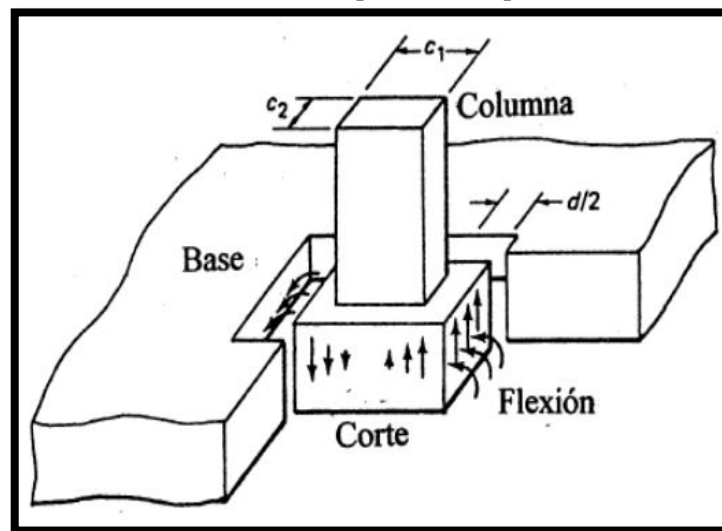
$$V_u \leq \phi \cdot V_n \longrightarrow \phi = 0.75$$

Según (Fratelli, 2006) cita que “El punzonado es el efecto resultante de los esfuerzos tangenciales localizados debido a la aplicación de una carga concentrada en un área reducida, sobre una placa, zapata o cabezal de poco espesor, trabajando Bidireccional”. (p. 242).

Según (Guanchez, 2020) cita:

“Los esfuerzos cortantes por punzonado producen fisuras inclinadas formando una pirámide trunca en el pie de la columna o pedestal. Como resultado, se crean fuerzas cortantes en planos a distancia “ $d/2$ ” rodeando las caras de la columna o pedestal, así como fuerzas axiales de compresión, adicionalmente a la acción de membrana de la placa”. (p. 21).

Figura 51.
Mecanismo de falla por corte de punzonado.



Fuente. Edificios de concreto armado (p. 158), por M. Fratelli, 2006.

Sección crítica para ubicar la fuerza cortante por punzonado

El lugar de la sección crítica donde se considera la cortante mayorada, se medirá a partir del área crítica para M_u .

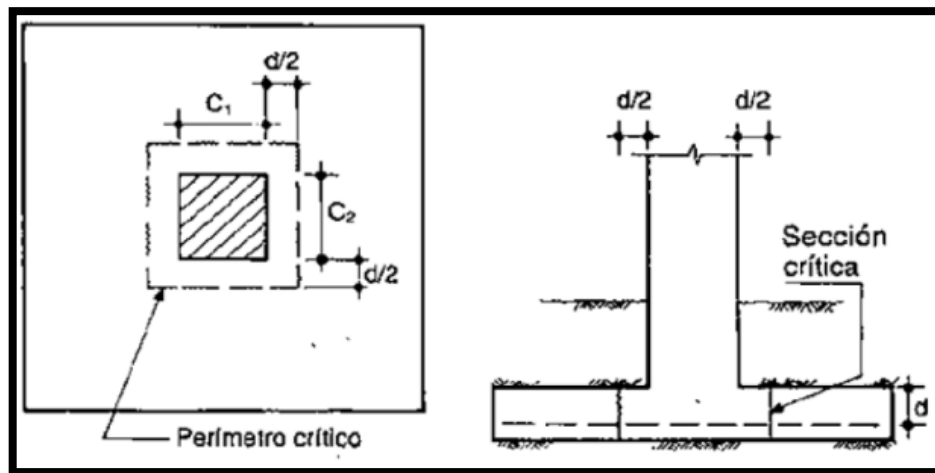
Tabla 9.
Localización de la sección crítica para Mu.

Miembro soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	Cara de la columna o pedestal
Columna con placa base de acero	En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero
Muro de concreto	Cara del muro
Muro de albañilería	En el punto medio entre el centro y la cara del muro de albañilería

Fuente. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 (p. 202), por ACI 318, 2019.

Se muestra en perímetro crítico de punzonado de la cimentación, a partir de una distancia $d/2$ desde la columna o pedestal.

Figura 52.
Secciones críticas para calcular Vu.



Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 22), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Tener presente que las fuerzas cortantes que llegan a la cimentación son controladas por el espesor de concreto, más no por el refuerzo de acero.

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \longrightarrow \phi = 0.75$$

Resistencia a corte por punzonamiento del concreto V_c :

Se determina para ambas direcciones de la cimentación, despreciando todo efecto de tamaño (λ), mediante la siguiente ecuación.

$$V_c = v_c \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

v_c : Esfuerzo resistente a cortante por punzonado del concreto.

$$v_c = 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

λ : Concreto de peso normal ($\lambda = 1$).

b_0 : Perímetro de punzonado.

α_s es un parámetro que depende de la ubicación de columnas 40 (interiores), 30 (borde) y 20 (esquina).

2.2.14.5. Adherencia y Anclaje

Según (Guanchez, 2020) comenta que, “El cálculo de la adherencia y longitud de desarrollo se hará en las secciones críticas para momento flector y en los planos donde ocurra cambio de sección”. (p. 25).

La longitud de desarrollo por adherencia de barras corrugadas a tracción deberá ser mayor o igual:

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b \geq 30cm \quad \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5$$

Donde:

Ψ_t : Factor de ubicación de vaciado del concreto.

Ψ_e : Factor de recubrimiento epóxico del refuerzo.

$$\Psi_t \cdot \Psi_e \leq 1.7$$

Ψ_s : Factor de tamaño según el diámetro de la barra con resalto.

Ψ_g : Factor del grado de resistencia del refuerzo.

λ : Factor de peso del agregado del concreto.

d_b : Diámetro del refuerzo de acero.

c_b : según la NTP E.060, en el capítulo 12, se considera el menor de:

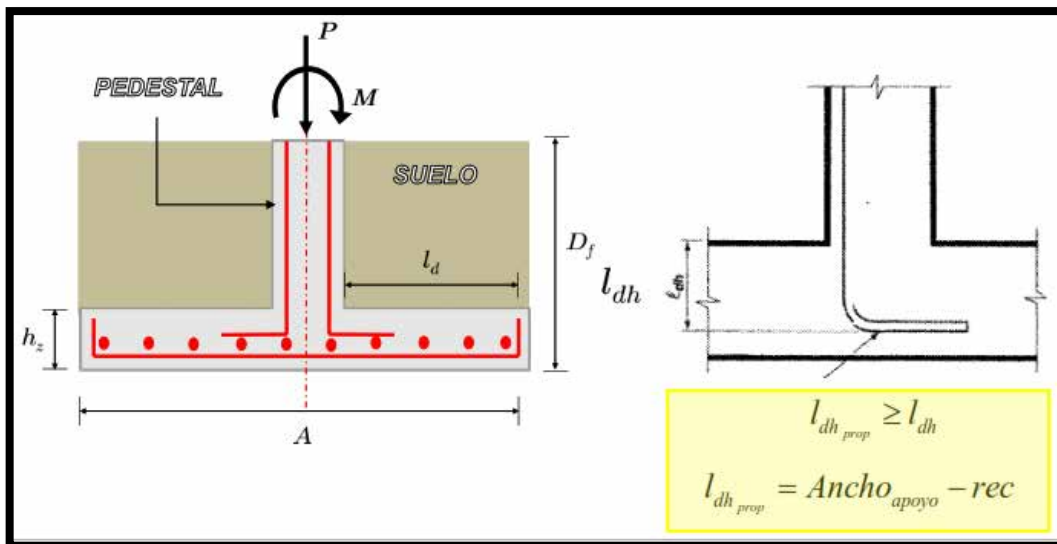
- ✓ “La distancia medida del centro de una barra a la superficie más cercana del concreto”.
- (p. 99).
- ✓ “La mitad de la separación centro a centro de las barras que se desarrollan”. (p. 99).

K_{tr} : índice de acero de refuerzo transversal.

Según (Guanchez, 2020), cita que K_{tr} , “Se usa para tomar en cuenta la contribución del refuerzo de confinamiento (estribos) a través de los posibles planos y rajaduras”. (p. 28).

Según la NTP E.060, en el capítulo 12, comenta que “Se puede tomar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente”. (p. 99).

Figura 53.
Longitud de anclaje en la sección crítica.



Fuente. Consideraciones en el diseño estructural de cimentaciones superficiales de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 29), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Tabla 10.

Factores para el desarrollo de las barras y alambres corrugados en tracción. ACI 318-19.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^{III} ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^{III} ψ_t	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^{III} El producto ($\psi_t \psi_e$) no hay necesidad de que exceda 1.7.

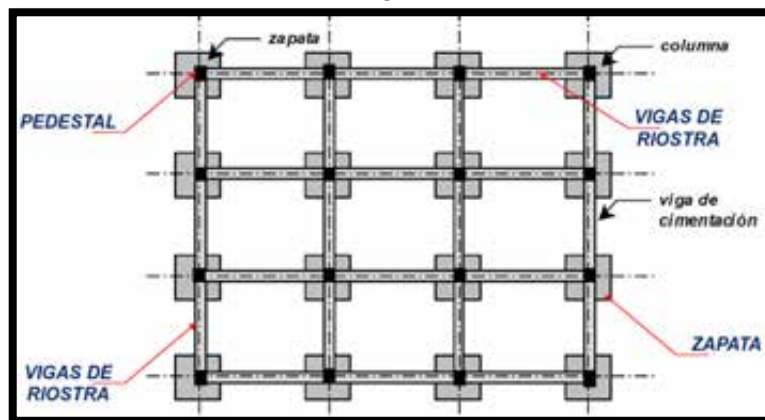
Fuente. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 (p. 493), por ACI 318, 2019.

2.2.15. Diseño Estructural de Viga de Riostras

Según (Guanchez, 2020), cita que “Las vigas de riostras son miembros estructurales horizontal que unen o atan a las fundaciones de una edificación en dos direcciones ortogonales con la finalidad de mantener invariable la separación entre las mismas”. (p. 2)

Figura 54.

Entramado de vigas de cimentación.



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 2), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

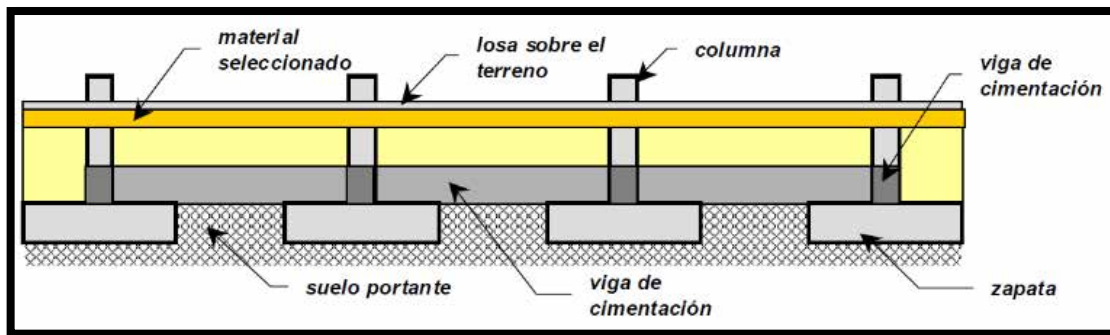
Uso Obligatorio

Según la NTP E.060, en el capítulo 15, comenta en “15.2.6 terrenos de baja capacidad portante o cimentaciones sobre pilotes, deberá analizarse la necesidad de conectar zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación”. (p. 126).

Las vigas de cimentaciones son de uso obligatorio tanto en zonas de amenaza sísmica moderada o alta, como en zonas de amenaza sísmica baja o nula.

Las dimensiones y el refuerzo de las vigas de cimentación deben basarse en su función principal, teniendo en cuenta las otras funciones. Se deben seguir las recomendaciones del estudio de suelos.

Figura 55.
Localización de vigas de cimentación.



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 3), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Las funciones de las vigas de cimentación incluyen las enunciadas desde (a) hasta (d):

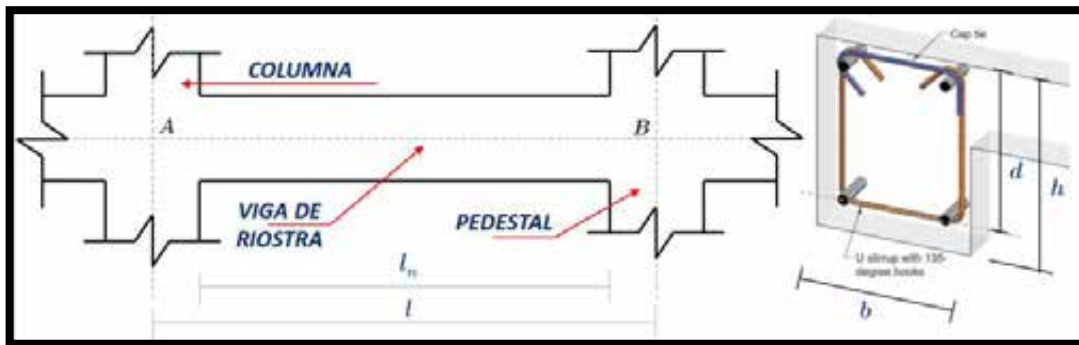
- Hacen que el asentamiento global de la estructura sea más uniforme, ya que permiten redistribuir los esfuerzos en la zapata y posibilidades de asentamiento diferencial.
- Conectan zapatas centrales con zapatas medianeras y/o esquineras, distribuyendo los momentos. Ayudan en la transmisión de los esfuerzos del suelo debido a los momentos generados por efectos de sismo.
- Ayudan a reducir las presiones de los suelos en zapatas.
- En zonas sísmicas, se comporta como un diafragma rígido que minimiza los movimientos horizontales, y funcionan como elementos de amarre.

Según (Guanchez, 2020), comenta sobre la metodología de diseño de viga de cimentación.

“La viga de cimentación debe diseñarse para resistir las cargas determinadas por su función, deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencia de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales”. (p. 5).

Figura 56.

Predimensionamiento de una viga de cimentación.



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 5), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Según ACI 314RS-16 en su documento “Guía para el diseño simplificado de edificaciones de concreto reforzado”, comenta que; “La dimensión mínima de la sección transversal debe ser la distancia libre entre columnas conectadas dividida por 40, o por 20 en zonas sísmicas, pero no requiere exceder 500 mm (20 pulg)”.

Los códigos americanos o latinoamericanos derivados de la ASCE7 especifican que la viga de riostra/amarre/atado se diseñe con una contribución del 10% al 25% (dependiendo del código) de la carga axial que proviene de la columna más cargada como resultado de combinaciones de las cargas gravitacionales (muerta y viva). Además, estas vigas están diseñadas para resistir peso de paredes de ladrillo, tabiquerías o muros.

Según (Guanchez, 2020), cita:

“En el caso en que resistan solo cargas axiales de tracción, las riostras se diseñaran como un tensor donde el acero de refuerzo absorbe todos los esfuerzos impuestos, mientras que el concreto solo cumple una función de recubrimiento para proteger las barras de la oxidación y del deterioro”. (p. 8).

Figura 57.
Análisis de viga de riostra (Tensor).



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 8), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

$$T_u \leq \phi \cdot T_n \longrightarrow \phi = 0.90$$

$$T_u = (10\% - 25\%) \cdot P_u \quad T_n = A_s \cdot f_y \quad A_s = \frac{(10\% - 25\%) \cdot P_u}{\phi \cdot f_y}$$

Acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.01 \cdot A_{VR} \longrightarrow A_{VR} = b \cdot h$$

$$A_{smin} = 0.15 \cdot A_{VR} \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Algunos proyectistas estructurales consideran que las vigas de riostras deben absorber la totalidad de los momentos que llegan a los cabezales o pedestales, diseñándose las vigas de riostras para absorber las posibles fuerzas de tracción horizontales de la estructura y los momentos provenientes de las columnas.

Diseño por corte

Ecuaciones de Diseño ACI, teoría de estado límite de agotamiento resistente.

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \longrightarrow \phi = 0.75 \longrightarrow V_u = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_u = \frac{M_{u1} \pm M_{u2}}{L}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \longrightarrow A_v = \# \cdot A_b$$

Donde:



A_b : Área de la barra a utilizar.

#: Número de ramas.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Acero de refuerzo transversal requerido por centímetro de separación:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)}{f_y \cdot d}$$

Separación máxima requerida:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right)}$$

Resistencia a cortante del concreto V_c :

Para miembros no pretensados, V_c debe ser calculado como:

$$A_v \geq A_{v,min} \begin{cases} \left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \\ \left(2.1 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \end{cases}$$
$$A_v < A_{v,min} \left\{ \left(2.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \right.$$

Donde:

A_v : Acero transversal.

N_u : Carga axial, signo positivo para fuerzas de compresión y signo negativo para fuerzas de tracción.

V_c : Debe ser mayor que cero.

$$\frac{N_u}{6 \cdot A_g} \leq 0.05 \cdot f'_c$$

Según (Guanchez, 2020), cita “Los resultados de ensayos para miembros no preesforzados sin reforzamiento a corte indican que la medida de la resistencia a corte, atribuida al concreto, no incrementa en proporción directa con la altura útil de los miembros”. (p. 14)

Este fenómeno frecuentemente se refiere como el “Efecto de tamaño”. Por ejemplo, si la altura útil del miembro es del doble, el corte en la falla, para la viga más alta puede ser menor que el

doble del corte en la falla de la viga más baja. Cuando se requiera refuerzo para cortantes en vigas y los efectos por torsión se considera despreciables, $A_{v,min}$ cumpliendo con:

Tabla 12.

$A_{v,min}$ requerido (Sistema SI esfuerzos en MPa). ACI 318-19.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} <$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
	mayor de:	$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (c)
			$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (d)
	de:	$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

Fuente. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19 (p. 142), por ACI 318, 2019.

Siendo:

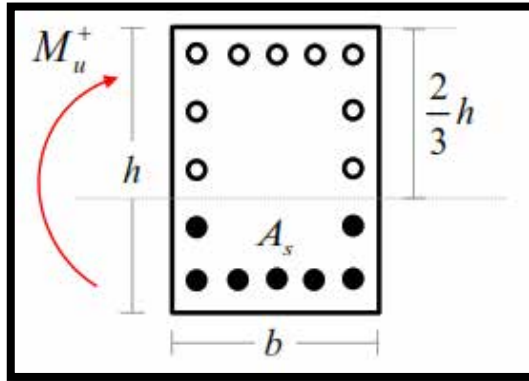
$$A_{v,min} = \text{Mayor} \begin{cases} A_{v,min} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \\ A_{v,min} \geq 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \end{cases}$$

f_{yt} : “Resistencia especificada a la cedencia f_y del refuerzo transversal”.

Según (Sísmica adiestramiento, 2020), comenta en diseño estructural de vigas de cimentación: “El valor de A_s a ser usado en el cálculo de ρ_w puede ser tomado como la suma de las áreas de las barras longitudinales localizadas a mas de dos tercios de la altura general del miembro alejada del extremo de la fibra a compresión”. (p. 16).

Figura 58.

Sección transversal típica de una columna.



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 16), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Donde:

ρ_w : Cuantía del área de acero A_s evaluada sobre la superficie $b_w \cdot d$.

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

definiciones para b_w y d a ser usadas en secciones circulares son:

$$d = 0.8D \quad b_w = D$$

D : diámetro de la sección.

Siendo V_c limitado a:

$$V_c \leq 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

El factor de modificación del “Efecto de tamaño” λ_s , debe ser determinado por:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \cdot d}} \leq 1.0$$

Los parámetros dentro del factor de modificación de efecto de tamaño, λ_s , son consistentes con la teoría de mecánica de fractura para concreto armado.

Según el ACI 314RS-16. En su documento “Guía para el diseño simplificado de edificaciones de concreto reforzado” comenta:

Asentamientos diferenciales: Se da cuando una cimentación se desplaza verticalmente de manera independiente respecto a cimentaciones vecinas. Para minimizar estos asentamientos de

manera independiente (diferenciales), las vigas de cimentación deben de contar con dimensiones rígidas y resistentes para transferir los esfuerzos que se desarrollan en las cimentaciones.

La rigidez controla en el caso de luces pequeñas y la resistencia en el caso de luces grandes. La viga de cimentación se debe dimensionar para el momento positivo y negativo mayorado dado por la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{P_u \cdot l_s}{160}$$

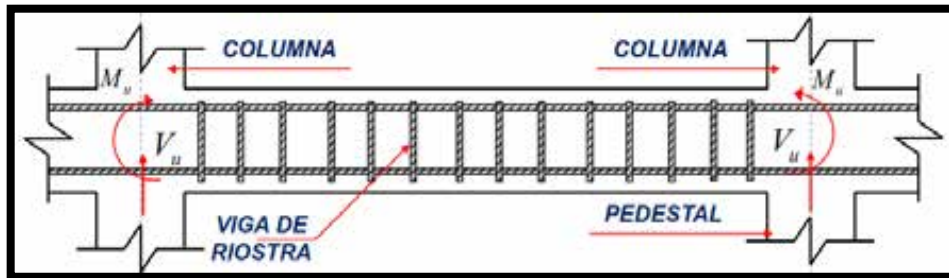
El cortante mayorado para la viga de cimentación se debe calcular:

$$V_u = \frac{P_u}{80}$$

Donde:

l_s : es la distancia medida centro a centro hasta esa columna o muro.

Figura 59.
Diseño por corte de una viga riostra.



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 17), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

Fuerzas sísmicas: Ante eventos sísmicos la viga de cimentación actúa como amarre entre columnas adyacentes y con la capacidad de resistir fuerzas a tracción y en compresión, una carga axial mayorada equivalente a:

$$T_u, P_u = 0.25 \cdot A_a \cdot P_u$$

Donde:

P_u : es la mayor carga axial soportada por las columnas o muros conectados por ella.

A_a : es la aceleración pico efectiva horizontal del terreno.

Según (Guanchez, 2020), comenta que, “Las vigas de cimentación deben tener refuerzo longitudinal continuo, que se desarrolla dentro o más allá de la columna soportada, o anclarse

en todas las discontinuidades. Se deben colocar dimensión ortogonal de la sección transversal o 30 cm”. (p. 19).

Según el ACI 318-19, plantea el espaciamiento del refuerzo por medio de:

“9.7.2.3 En vigas no preesforzadas con h mayor de 90 cm, debe colocarse refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales de la viga dentro de una distancia $h/2$ medida desde la cara en tracción. El espaciamiento del refuerzo superficial no debe ser mayor a s indicado en 24.3.2, donde c_c es el recubrimiento libre medido desde la superficie del refuerzo superficial a la cara lateral. Se puede incluir el refuerzo superficial en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones”. (p. 143).

$$s = 38 \cdot \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5 \cdot c_c \leq 30 \cdot \left(\frac{2800}{f_s} \right)$$

Según (Frosch, 2002), en la norma ACI318-19 comenta:

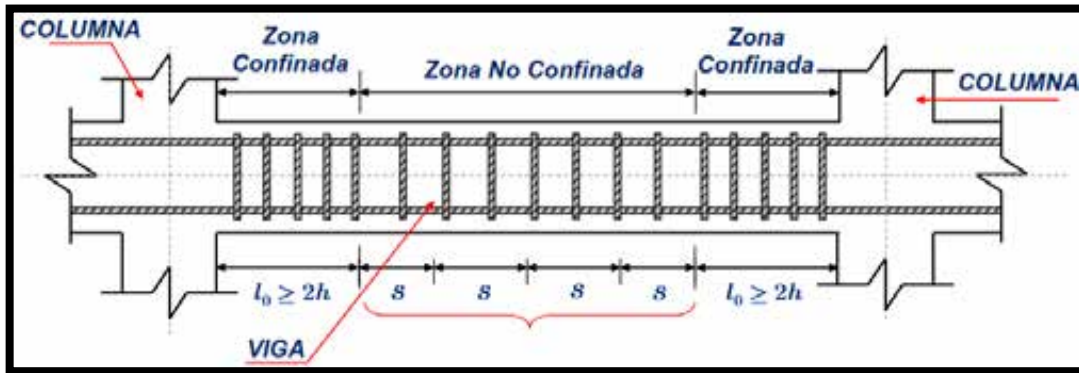
“R9.7.2.3 No se especifica el diámetro del refuerzo superficial; investigaciones han indicado que el espaciamiento, más que el tamaño de las barras, es de primordial importancia. Típicamente se colocan barras desde N°10 hasta N°16, o refuerzo electrosoldado de alambre con un área mínima de 210 mm² por m de altura”. (p. 143).

El ACI 318-19 se establece que la viga de cimentación cumpla con los requisitos de un miembro especial a momento (SMF). Esto lo establece el ACI 318 de la siguiente forma y en el siguiente orden:

“13.2.3.1 Los miembros estructurales situados por debajo de la base de la estructura que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir con las disposiciones de 18.2.2.3”. (p. 199).

“18.2.2.3 Los miembros estructurales situados por debajo de la base de la estructura y que se requieren para transmitir a la cimentación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones del Capítulo 18 que sean congruentes con el sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas localizado por encima de la base de la estructura”. (p. 298).

Figura 60.
Detalle de armado de una viga de cimentación.



Fuente. Diseño estructural de vigas de riostra (de atado, de plinto, de cimentación) de concreto reforzado según el ACI 318-19 (p. 21), por Sísmica Adiestramiento, 2020.

2.3. Definiciones Conceptuales

✓ Diseño Geotécnico:

Según (Villalba, 2018). “Es de establecer los requisitos para proporcionar criterios básicos a utilizarse para el diseño de edificaciones, basados en la investigación del subsuelo y características del sitio, con el fin de proveer recomendaciones geotécnicas de diseño para cimentaciones futuras, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes” (p. 1)

✓ Suelo:

Según (SE-C, 2008). “Parte de la corteza terrestre formada por materiales que pueden ser disgregados en partículas individuales, mediante la acción del agua” (p. 106)

✓ Diseño Estructural:

Según (ACI 318, 2019). “Ha evolucionado desde hacer énfasis en el diseño de elementos individuales hacia el diseño de la estructura como un todo” (p. 56).

✓ Análisis estructural:

Según (ACI 318, 2019). “La función del análisis es estimar las fuerzas internas y las deformaciones del sistema estructural y establecer el cumplimiento de los requisitos de resistencia, funcionamiento y estabilidad del Reglamento” (p. 59).

✓ Cargas:

Según (ACI 318, 2019). “Fuerzas y otras acciones que resultan del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos” (p. 36).

✓ **Concreto**

Según (Fratelli,1993). “Es un material pétreo artificial, que se obtiene de mezclar en determinadas proporciones cemento, agregados gruesos y finos, con agua” (p. 205).

✓ **Cimentación:**

Según (Ortega, 2015). “Son la parte de las estructuras que se encuentran entre la superestructura y el suelo (o roca) que le servirá de base o apoyo” (p. 13).

✓ **Cimentación Superficial:**

Según (Norma Técnica E.050, 2018). “Son aquellas en las cuales la relación Profundidad/ancho (Df/B) es menor o igual a cinco (5), siendo Df la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma” (p. 39).

✓ **Asentamiento Diferencial:**

Según (Norma Técnica E.050, 2018). “Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes unidos por un elemento estructural” (p. 24).

✓ **Bulbo de Presiones:**

Según (Norma Técnica E.050, 2018). “También conocido como bulbo de esfuerzos, es la zona situada bajo la superficie cargada donde los esfuerzos verticales son más importantes” (p. 24).

✓ **Presión Admisible:**

Según (Norma Técnica E.050, 2018). “Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el artículo 21” (p. 26).

✓ **Zapata Aislada:**

Según (Ortega, 2015). “Se llaman así a las zapatas que soportan una sola columna, pudiendo ser además, de acuerdo a las necesidades, zapatas con pedestal o zapatas con pendiente” (p. 15)

✓ **Zapatas Conectadas:**

Según (Ortega, 2015). “Para balancear esta excentricidad, la zapa excéntrica es conectada por una viga a la zapata interior” (p. 43).

✓ **Viga de conexión:**

Según (Norma Técnica E.060, 2018). “Las vigas diseñadas como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales” (p. 181).

✓ **Viga de cimentación:**

Según (Norma Técnica E.060, 2018). “Las vigas de cimentación que estén sometidas a flexión por las columnas que son parte del sistema a fuerzas laterales deben adecuarse a lo indicado en 21.4 ó 21.5 de acuerdo al sistema resistente a fuerzas laterales empleado” (p. 181).

✓ **Construcción Viviendas Informales:**

Según (Sísmica Magazine, 2014). “La falta de calidad en la construcción de una vivienda de interés social engendra fallas y patologías que pueden evitarse desde el inicio de su construcción, debido a que la calidad de dichas viviendas debe sustentarse de proceso en proceso y no en productos parciales de su construcción o considerando únicamente el producto final” (p. 14).

2.4. Hipótesis de Investigación

Se plantea la hipótesis de manera afirmativa.

2.4.1. Hipótesis General

El diseño geotécnico y estructural de cimentaciones mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.

2.4.2. Hipótesis Específicas

- Las capacidades admisibles del suelo mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.
- Las dimensiones seguras de zapatas aisladas mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.
- El criterio geotécnico que se debe considerar en el eje aporticado mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.

2.5. Operacionalización de las variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES	<p>"Diseño geotécnico es de establecer los requisitos para proporcionar criterios básicos a utilizarse para el diseño de edificaciones, basados en la investigación del subsuelo y características del sitio, con el fin de proveer recomendaciones geotécnicas de diseño para cimentaciones futuras, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes". (Villalba, 2018).</p> <p>"Se llamará cimentación al conjunto de elementos estructurales que forman la subestructura, tales como zapatas, contratrabes, trabes de liga, losas, pilas, pilotes, etc.; y que tienen como fin el transmitir adecuadamente al terreno, las acciones de carga permanente y accidental de una construcción". (INIFED, 2015)</p>	Capacidades admisibles del suelo - cimentación	Propiedades físicas y geotécnicas del suelo
		Diseño de Zapata aislada	Capacidad de carga debido al Aplastamiento, flexión, corte de viga ancha y corte por punzonado
		Criterio geotécnico sobre ejes aporticado	Capacidad de asentamiento totales y diferenciales.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. Diseño de Metodología

3.1.1. *Diseño de Investigación*

No experimental, donde no se manipularán las variables para la presente investigación.

3.1.2. *Tipo de Investigación*

Transversal, por ser un procedimiento de investigación sin continuidad en el transcurso del tiempo.

3.1.3. *Nivel de Investigación*

Descriptivo, ya que busca describir un problema social que se viene acrecentando en el país.

3.1.4. *Enfoque*

Cuantitativo, por la recepción, análisis e interpretación de información.

3.2. Población y Muestra

3.2.1. *Población*

Está conformada por las viviendas construidas de manera informal en el distrito de Hualmay, de la provincia de Huaura.

3.2.2. *Muestra*

La muestra está constituida por las viviendas construidas de manera informal de la Asociación de vivienda Sarita Colonia, por contar con estudios geotécnicos con fines de investigación.

3.3. Técnicas de recolección de datos.

3.3.1. *Técnica a Emplear*

Las técnicas realizadas en esta investigación son:

- Observación
- Análisis documental

3.3.2. Descripción de los instrumentos

- Observación: Como todo inicio del método científico, la observación se aplicó en las diferentes construcciones de viviendas informales en la ciudad de Hualmay, permitiendo conocer nuestra realidad problemática en el sector de la construcción.
- Análisis Documental: La base de esta investigación tiene un respaldo documental realizado por el “Instituto Geofísico del Perú” (IGP) elaborado el año 2014; con la finalidad de reducir la vulnerabilidad y la atención de emergencias por desastres, permitiendo zonificar la ciudad de Huacho, a través ensayos mecánicos y geofísicos del suelo. Siendo la calicata N°02 (15 Calicatas de estudio), ubicada en la asociación de vivienda Sarita colonia, se aprovechará los resultados para la elaboración de un diseño geotécnico y estructural de la cimentación en la construcción de viviendas informales.

3.4. Técnicas para el procesamiento de la información

Las técnicas consideradas en el procesamiento de la información de esta investigación, son procesados con hojas de cálculo realizados en Excel, software Mathcad Prime 5.0.0, Geo5, Safe 2016 y Etabs v19.

CAPITULO IV

RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Determinación de la Capacidad Portante

4.1.1. Características estructurales de la vivienda

Una vivienda unifamiliar de 3 pisos, construida informalmente, está compuesto por:

- Cimientos corridos y zapatas aisladas.
- Muros de albañilería.
- Sistema Aporticado.
- Techo aligerado.
- Muros de tabiquería.

De acuerdo al Reglamento Nacional de construcciones E.030, las viviendas son consideradas como Categoría C, Edificaciones Comunes.

Figura 61.

Plano arquitectónico de vivienda unifamiliar.



Fuente. Elaboración Propia.

4.1.2. Características Geotécnicas sobre Vivienda

Las características geotécnicas, se consideraron a partir de los estudios encontrados en el documento “zonificación de la ciudad de Huacho”, a continuación, mediante la tabla 13, se

muestra la ubicación de calicatas y la clasificación de suelo encontrado a una determinada profundidad.

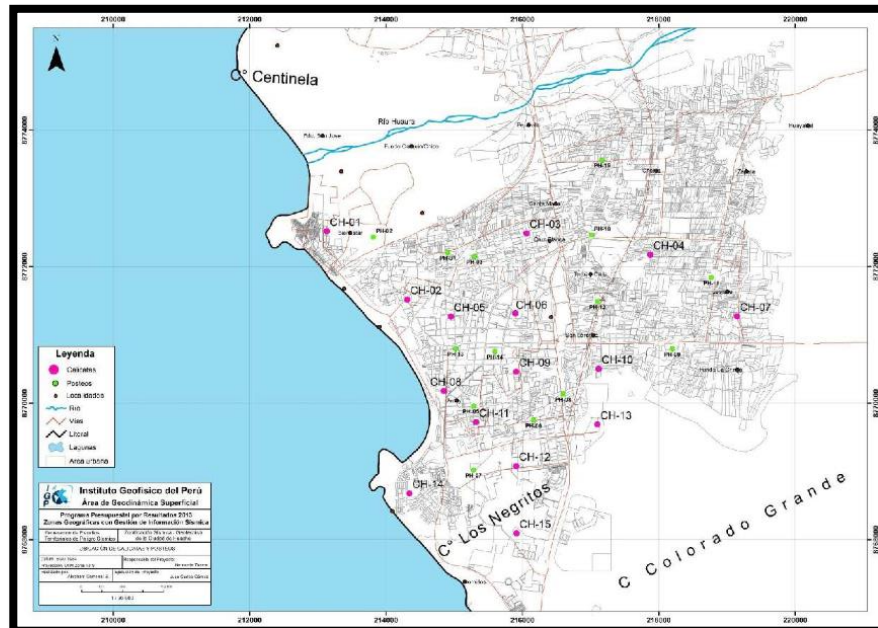
Tabla 13.
Coordenadas UTM para la identificación de las calicatas.

CALICATA	NORTE	ESTE	COTA	PROFUNDIDAD (m)	SUCS
CH-01	8772517	213134	10	2.6	GW
CH-02	8771517	214314	30	2.65	GM con arena
CH-03	8772487	216063	77	2.6	GP-GM con arena
CH-04	8772173	217878	87	3	SM
CH-05	8771268	214954	21	2.7	GM con arena
CH-06	8771315	215900	62	2.7	GM con arena
CH-07	8771272	219149	94	2.9	ML arenoso
CH-08	8770178	214850	25	3	SM
CH-09	8770460	215910	55	2.7	GM con arena
CH-10	8770502	217120	69	3	SM
CH-11	8769720	215321	55	2.85	ML con arena
CH-12	8769076	215911	55	2.2	SP con grava
CH-13	8769685	217102	82	2.7	SP
CH-14	8768676	214344	38	2.8	SM
CH-15	8768090	215917	104	1.1	SM

Fuente. Zonificación Sísmica – Geotécnica de la ciudad de Huacho (p. 66), por Instituto Geofísico del Perú, 2014.

Figura 62.

Mapa de ubicación de calicatas y puntos de posteo de suelos en la ciudad de Huacho.



Fuente. Zonificación Sísmica – Geotécnica de la ciudad de Huacho (p. 67), por Instituto Geofísico del Perú, 2014.

La Asociación de Vivienda Sarita Colonia, se encuentra en el distrito de Hualmay, con resultado de características geotécnicas en la calicata N°2, del cual se basará estos resultados con fines de investigación para un mayor provecho en proponer cimentaciones para edificaciones de viviendas, contribuyendo a mejorar la construcción de viviendas informales en dicho sector.

Figura 63.

Ubicación de Calicata N° 02, Asociación de vivienda Sarita colonia, distrito de Hualmay.



Fuente. Elaboración Propia.

Tabla 14.

Resumen de estudio geotécnico sobre las calicatas en la ciudad de Huacho.

CALICATA	ESTE	NORTE	COTA (m)	PROFUNDIDAD (m)	SUCS	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO (°)	COHESION APARENTE DEL SUELO (kg/cm ²)	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (kg/cm ²)
CH-01	213134	8772517	10	2.6	GW	29.87	0	2.23
CH-02	214314	8771517	30	2.65	GW con arena	30.32	0	2.32
CH-03	216063	8772487	77	2.6	GP-GM con arena	29.95	0	2.21
CH-04	217878	8772173	87	3	SM	30	0	1.9
CH-05	214954	8771268	21	2.7	GM con arena	32.43	0	3.12
CH-06	215900	8771315	62	2.7	GM con arena	30.05	0	2.26
CH-07	219149	8771272	94	2.9	ML arenoso	29	0	1.42
CH-08	214850	8770178	25	3	SM	29.75	0.1	1.88
CH-09	215910	8770460	55	2.7	GM con arena	32.74	0	3.24
CH-10	217120	8770502	69	3	SM	29.74	0	1.84
CH-11	215321	8769720	55	2.85	ML con arena	29.05	0	1.69
CH-12	215911	8769076	55	2.2	SP con grava	30.2	0	1.96
CH-13	217102	8769685	82	2.7	SP	29.7	0	1.89
CH-14	214344	8768676	38	2.8	SM	30.6	0	2.12
CH-15	215917	8768090	104	1.1	SM	29.4	0	1.82

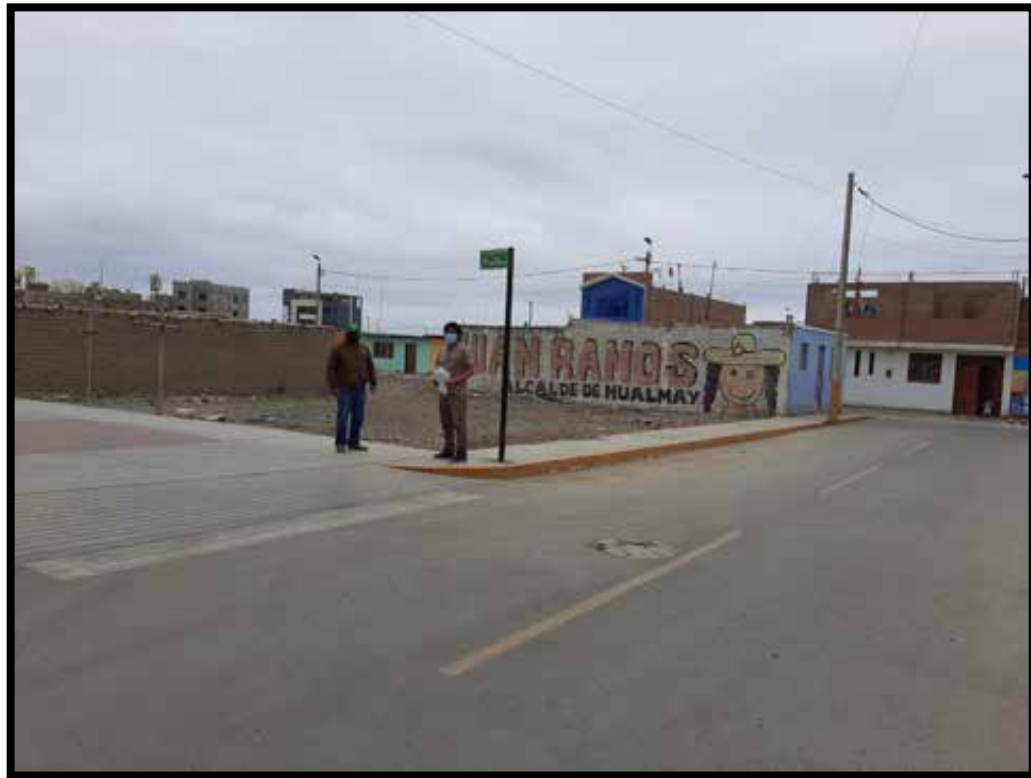
Fuente. Zonificación Sísmica – Geotécnica de la ciudad de Huacho (p. 72), por Instituto Geofísico del Perú, 2014.

4.1.3. Modelado de la Vivienda

A partir de las viviendas construidas de manera informal en la asociación de vivienda sarita colonia, se realizará el modelado de la vivienda, como referencia de un plano típico de la Asociación vivienda Sarita Colonia.

Figura 64.

Vista Panorámica de la Asociación de vivienda Sarita Colonia, distrito de Hualmay.



Fuente. Elaboración Propia.

A través de las herramientas que brinda el software Autodesk Revit 2020, se realizó una maqueta digital de la vivienda existente, con el objetivo de tener una mayor visualización al momento de modelar y reconocer las zonas con mayor presión que soporta la edificación.

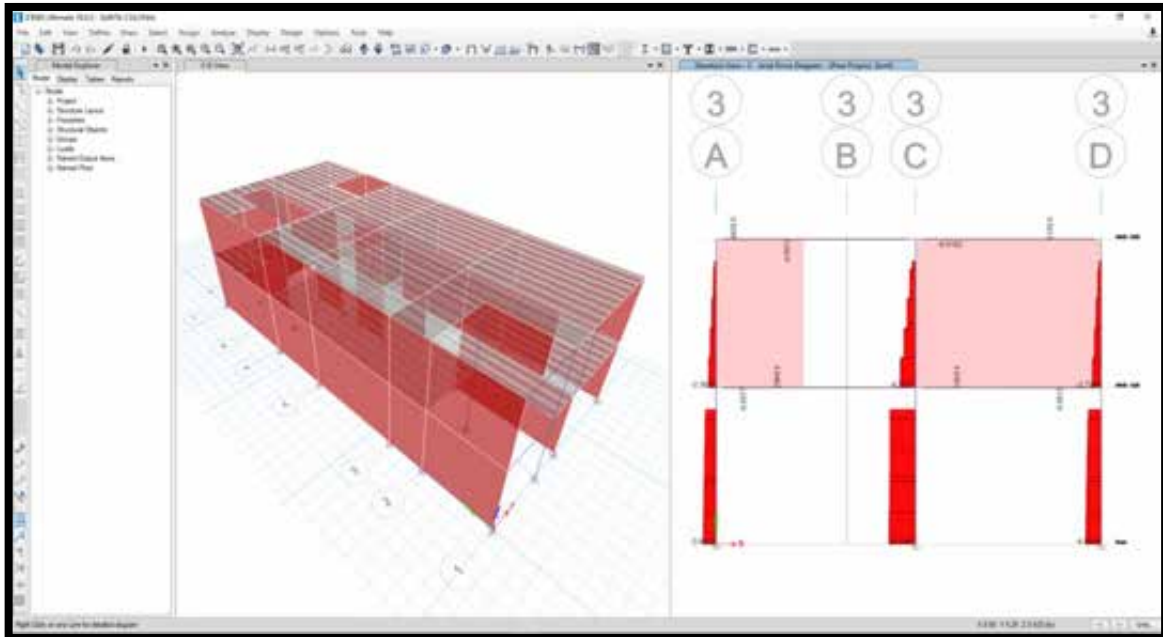
Con la herramienta CSI Etabs Ultimate V19.0.0, se realizó el modelo analítico de la vivienda de tres niveles (incluida azotea) construida en la asociación de vivienda sarita colonia, visualizando que el eje 3 (lado corto de la vivienda), la columna central presenta mayores presiones de toda la edificación en la columna, siendo dicho eje aporticado a analizar.

Figura 65.
Modelado 3D de la vivienda existente en la Asociación de vivienda Sarita colonia.



Fuente. Elaboración Propia.

Figura 66.
Modelado 3D de la vivienda existente en la Asociación Sarita Colonia.



Fuente. Elaboración Propia.

4.1.4. Características Estructurales sobre la vivienda

La vivienda de 3 niveles (incluida azotea), está conformado por los siguientes elementos estructurales existentes:

- ✓ Losa aligerada; de espesor $e=0.20\text{m}$.
- ✓ Columnas de dimensiones (0.25m x 0.25m, 0.15m x 0.25m).
- ✓ Vigas de dimensiones (0.25m x 0.20m, 0.15 x 0.35m, 0.25m x 0.40m, 0.15m x 0.20m).
- ✓ Muros de ladrillo King Kong; 0.13m x 0.24m x 0.09m.
- ✓ Zapatas aisladas; centrales de 1.30m x 1.30m x 0.60m, esquineras y medianeras de 1.10m x 1.10m x 0.60m.

4.1.5. Propiedades del material sobre la vivienda

Los materiales considerados en la vivienda construida, son:

Concreto armado:

- ✓ Resistencia a la compresión del concreto; $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ Módulo o coeficiente de Poisson; $\nu = 0.20$
- ✓ Módulo de Young o elasticidad; $E_c = 217370.6512 \text{ kgf/cm}^2$

Acero de refuerzo:

- ✓ Resistencia a la fluencia; $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad; $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$

Albañilería:

- ✓ Resistencia a la compresión axial de albañilería; $f'm = 65 \text{ kgf/cm}^2$

4.1.6. Metrado de carga sobre las cimentaciones de la Vivienda (Ver Anexo 8)

Para obtener los esfuerzos internos de cada elemento estructural, en el modelado de la edificación se consideró la “NTP E.020 (Cargas)” y “NTP E.030 (Diseño Sismorresistente)”. A continuación, se mostrará el resumen de las cargas asignadas al modelo:

✓ Carga Muerta:

$$CM = P_{\text{Ladrillo Techo}} + P_{\text{Piso}} + P_{\text{Tabiquería}}$$

$$CM = 290 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

✓ Carga Viva:

$$SC = 200 \frac{kgf}{m^2}$$

✓ Carga Sismo:

Factor de Zona (Z): $Z = 0.45$

Factor de Suelo (S): $S = 1.00$

Factor de Amplificación Sísmica (C): $C = 2.5$

Factor de Uso (U): $U = 1.00$

Factor de Reducción (R): $R_{0X} = 8.00$

▪ Factor de Irregularidad en Altura (Ia): $I_{ax} = 1.00$

▪ Factor de Irregularidad en Planta (Ip): $I_{px} = 0.85$

Coefficiente de fuerza cortante en la base:

$$Coef_x = \frac{ZUCS}{R} = 0.165$$

Peso Sísmico:

$$P_{Sismico} = 100\%CM + 25\%CV$$

$$P_{Sismico} = 225.47 \text{ tonnef}$$

Fuerza Cortante mínima en la base:

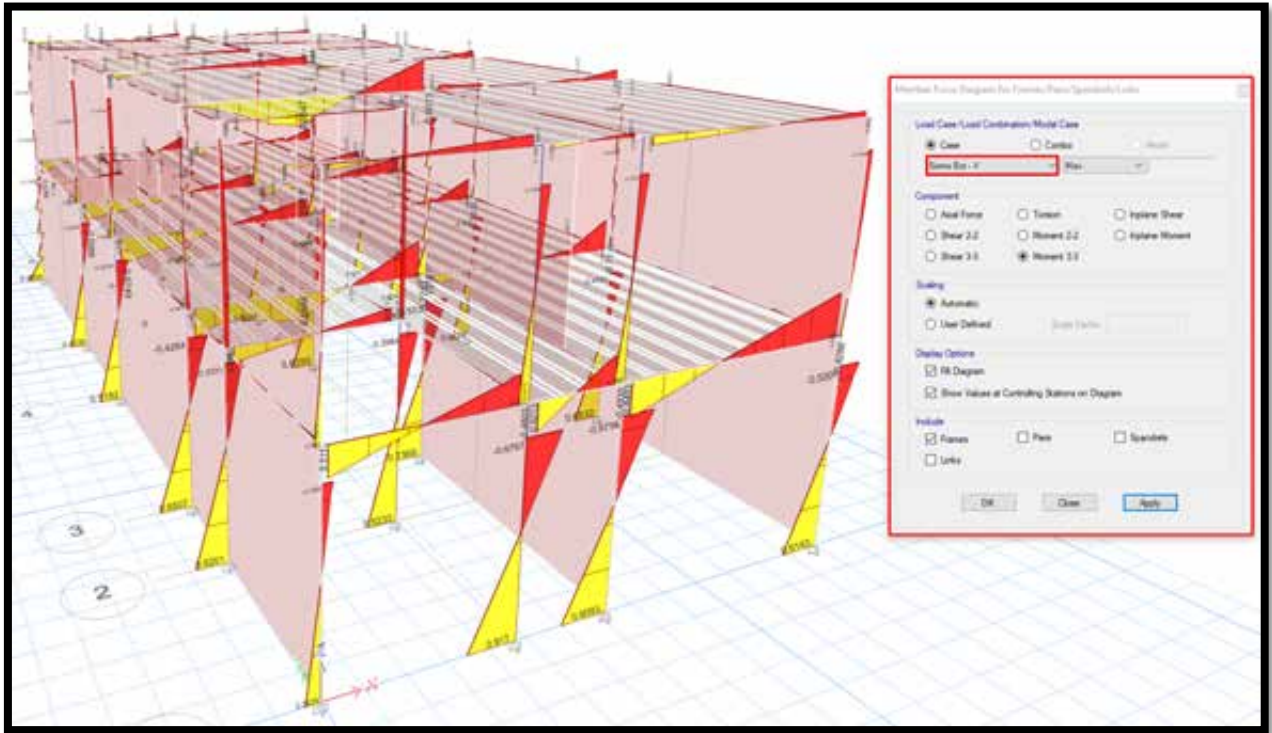
Debido a que el análisis se realizará en la dirección corta, para nuestra investigación se considera el eje X (Sistema aporticado).

$$F_{Sismico} = \frac{ZUCS}{R} \times P_{Sismico}$$

$$F_{Sismico} = 37.20 \text{ tonnef}$$

Figura 67.

Gráfica de fuerzas internas debido a la F Sísmica, con el programa Etabs V19.



Fuente. Elaboración Propia.

4.1.7. Análisis estructural de la Edificación (Superestructura)

Para el análisis estructural se consideró las combinaciones de cargas, estipuladas en el “Capítulo 9 – Requisitos de Resistencia y de Servicio”, de la NTP. E.060 - Concreto Armado, nombradas a continuación:

- “ $U_1 = 1.4CM + 1.7CV$ ”
- “ $U_2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$ ”
- “ $U_3 = 0.9CM \pm CS$ ”

Donde:

CM: Cargas Muertas

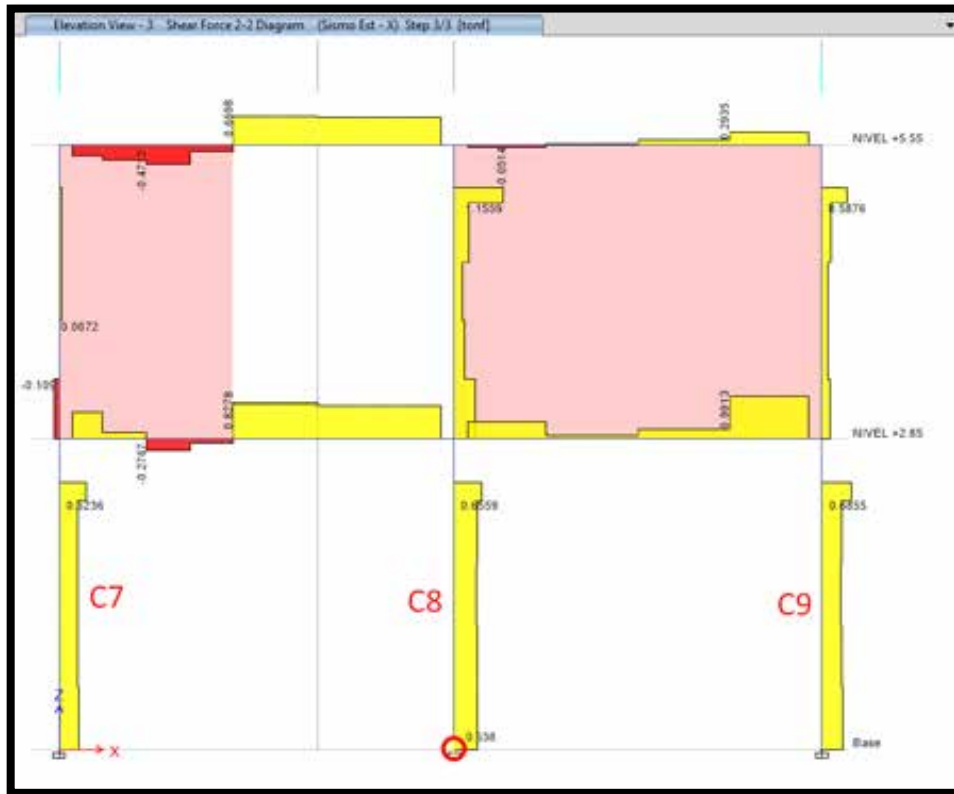
CV: Cargas Vivas

CS: Cargas de Sismo

De acuerdo a las reacciones generadas de la edificación, debido a las combinaciones de carga asumidas según norma; Se consideró los resultados más desfavorables en la dirección corta de la edificación (Eje X), siendo este eje un sistema aporticado, se procederá a evaluar las verificaciones, análisis y diseño de una cimentación conservadora.

Figura 68.

Gráfico de fuerzas internas debido a F. Sísmica X - Pórtico 3, con el programa Etabs V19.



Fuente. Elaboración Propia.

4.1.8. Diseño Geotécnico de Cimentaciones

Diseño por Método de Esfuerzos Permisibles ASD

Se considera una cimentación del tipo “ZAPATA AISLADA” más cargada en función de la carga de servicio actuante y de la condición geotécnica existente.

Tras haber efectuado el análisis estructural de la edificación, se presentan a continuación las solicitaciones obtenidas en los apoyos de la columna central C8 ubicado en el eje 3, siendo el elemento de mayor carga interna.

Donde:

CP: Carga Permanente (Peso Propio + Carga Muerta).

CV: Carga Variable.

S: Carga de Sismo.

Cargas Axiales			Fuerza Horizontal por Sismo	Momentos Flectores		
P_{CP}	P_{CV}	P_S	V_{XS}	M_{CP}	M_{CV}	M_S
(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef·m)	(tonnef·m)	(tonnef·m)
12.7861	3.158	2.2874	0.538	0.0181	0.0041	0.7369

❖ **Capacidad Portante Admisible sin Sismo (Ver anexo N°09)**

Para el predimensionado del área en planta de la zapata, consideraremos sólo las Cargas por servicio, sin considerar efectos de Sismo.

$$P_{SERVICIO} = P_{CM} + P_{CV} = 15.944 \text{ tonnef}$$

$$M_{SERVICIO} = M_{CM} + M_{CV} = 0.022 \text{ tonnef} \cdot m$$

El cálculo de la carga última se realizará según la expresión “general de Meyerhof”:

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Obteniendo como carga última para dimensiones de zapatas de 1.30m x 1.30m:

$$q_u = 11.726 \text{ kgf/cm}^2$$

Conociendo los factores de seguridad en marco de la normativa E.050. permite calcular el factor de seguridad generada comparando la capacidad de carga última sobre a la carga axial actuante.

Capacidad de carga última: $Q_u = q_u \cdot B' \cdot L' = 197.742 \text{ tonnef}$

Carga axial actuante: $Q_{act} = P_{SERVICIO} = 15.944 \text{ tonnef}$

Factor de seguridad calculado: $FS_{cal} = \frac{Q_u}{Q_{act}} = 12.402$

Factor de seguridad mínimo requerido: $FS_{E050} = 3$

De acuerdo al factor de seguridad calculado, nos permite optimizar las dimensiones de la zapata en análisis, ya que aún se encuentra alejado al factor de seguridad mínimo requerido. Para esta investigación se considerará las dimensiones existentes de la zapata ubicada en la columna ocho.

Se determinó la “capacidad portante admisible del sistema suelo – cimentación”, a partir de la división de la “carga última” (Método de Meyerhof) con el factor de seguridad mínima requerida, según norma E.050.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS_{E050}}$$

$$q_{adm} = 3.909 \text{ kgf/cm}^2$$

❖ Capacidad Portante Admisible con Sismo (Ver Anexo N°10)

Para determinar la capacidad portante admisible mediante el método de esfuerzos permisibles, se realizará por medio de combinaciones de carga con sus respectivos factores parciales, para considerar efectos favorables y desfavorables. Las combinaciones de carga para diseño por esfuerzos admisibles varían según el código de referencia, en este caso para nuestro análisis de investigación se considera el código ASCE 7-16, siendo más conservador que nuestro código normativo de cargas E.020.

- $U_1 = CP + 0.75 \cdot CV + 0.525 \cdot CS$
- $U_2 = CP + 0.7 \cdot CS$

Para el predimensionado del área en planta de la zapata, consideraremos el método por esfuerzos permisibles (con sismo).

- $P_{act1} = P_{CM} + 0.75 \cdot P_{CV} + 0.525 \cdot P_{CS} = 16.355 \text{ tonnef}$
- $P_{act2} = P_{CM} + 0.70 \cdot P_{CS} = 14.387 \text{ tonnef}$
- $M_{act1} = M_{CM} + 0.75 \cdot M_{CV} + 0.525 \cdot M_{CS} = 0.408 \text{ tonnef} \cdot m$
- $M_{act2} = M_{CM} + 0.70 \cdot M_{CS} = 0.534 \text{ tonnef} \cdot m$

El cálculo de la carga última se realizará según la expresión “general de Meyerhof”:

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Obteniendo como carga última para dimensiones de zapatas centrales de 1.30m x 1.30m:

$$q_u = 9.458 \text{ kgf/cm}^2$$

Conociendo los factores de seguridad en marco de la normativa E.050. Para ello se determina el “factor de seguridad” generada por la comparación entre la “capacidad de carga última” respecto a la “carga axial actuante”.

- Capacidad de carga última: $Q_u = q_u \cdot B' \cdot L' = 150.711 \text{ tonnef}$
- Carga axial actuante máxima: $Q_{act} = Q_{act2} = 16.355 \text{ tonnef}$
- Factor de seguridad calculado: $FS_{cal} = \frac{Q_u}{Q_{act}} = 9.215$
- Factor de seguridad mínimo requerido: $FS_{E050} = 3$

De acuerdo al factor de seguridad calculado, nos permite optimizar las dimensiones de la zapata en análisis, ya que aún se encuentra alejado al factor de seguridad mínimo requerido. Para esta investigación se considerará las dimensiones existentes de la zapata ubicada en la columna ocho.

Para la obtención de la “capacidad portante admisible del sistema suelo – cimentación”, se determina dividiendo la “carga última” (Método de Meyerhof) con el “factor de seguridad” mínima requerida, según norma E.050.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS_{E050}}$$

$$q_{adm} = 3.153 \text{ kgf/cm}^2$$

Verificación de Capacidad Portante mediante Diseño por Resistencia (Ver Anexo N°11)

Según, el código ASCE 7-16 propone un procedimiento para desarrollar el “diseño geotécnico de cimentación” mediante teoría de capacidad última. Para esto, se deben calcular las diferentes combinaciones de acciones para el “estado límite de agotamiento resistente”.

Con fines de estudio de esta investigación se utilizará las combinaciones de cargas que contemplan la acción sísmica consideradas por el código ACI 318-19, conforme a la norma ASCE7-16.

$$U_1 = 1.4 \cdot CP$$

$$U_3 = 1.2 \cdot CP + CV + CS$$

$$U_2 = 1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CV$$

$$U_4 = 0.9 \cdot CP + CS$$

Conforme a las reacciones de apoyo suministradas del análisis estructural se obtiene como resultado las cargas axiales y momentos flectores.

- $P_{U1} = 1.4 \cdot P_{CM} = 17.901 \text{ tonnef}$
- $P_{U2} = 1.2 \cdot P_{CM} + 1.6 \cdot P_{CV} = 20.396 \text{ tonnef}$
- $P_{U3} = 1.2 \cdot P_{CM} + P_{CV} + P_{CS} = 20.789 \text{ tonnef}$
- $P_{U4} = 0.9 \cdot P_{CM} + P_{CS} = 13.795 \text{ tonnef}$
- $M_{U1} = 1.4 \cdot M_{CM} = 0.025 \text{ tonnef} \cdot m$
- $M_{U2} = 1.2 \cdot M_{CM} + 1.6 \cdot M_{CV} = 0.028 \text{ tonnef} \cdot m$
- $M_{U3} = 1.2 \cdot M_{CM} + M_{CV} + M_{CS} = 0.763 \text{ tonnef} \cdot m$
- $M_{U4} = 0.9 \cdot M_{CM} + M_{CS} = 0.753 \text{ tonnef} \cdot m$

A partir de los resultados obtenidos de cada combinación, se determinará el esfuerzo máximo actuante en condición mayorado o último, sabiendo que la combinación más desfavorable es el combo 4, generando una excentricidad de $e_{U4} = 5.46 \text{ cm}$.

$$q_{max4} = \frac{P_{U4}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{U4}}{L}\right) = 1.511 \text{ kgf/cm}^2$$

Según el “diseño por resistencia”, se considera un factor de resistencia ante la carga vertical (ASCE 7-16) sobre la carga última obtenida según Meyerhof, previamente ya calculada.

- $\phi = 0.45$
- $q_u = 9.458 \text{ kgf/cm}^2$

$$\phi \cdot q_u = 4.256 \text{ kgf/cm}^2$$

Debido a que nuestro esfuerzo máximo actuante generado por la combinación más desfavorable, es menor que nuestra capacidad de esfuerzo admisible. Las dimensiones de la zapata establecida de 1.30m x 1.30m son óptimas para su respectivo diseño.

Verificación de Deslizamiento de la cimentación (Ver Anexo N°12)

Las fuerzas horizontales generadas durante un sismo pueden ocasionar el deslizamiento de la cimentación; Esto dependerá principalmente de la fricción o adhesión existente entre la base de la zapata y el suelo de soporte lateral.

Se determinará la carga última actuante (fuerza cortante de sismo) y la fuerza resistente lateral (Fuerza de rozamiento y el empuje pasivo).

$$V_r = V_{roce} + E_p \cdot B_p = 6.545 \text{ tonnef}$$

$$V_{sismo} = V_{XS} = 0.538 \text{ tonnef}$$

❖ Método de Esfuerzo Permisible

Según la NTP E.020, proporciona un “factor de seguridad” mínima contra la “falla de deslizamiento”.

$$FS_d = 1.25$$

Para verificar el deslizamiento de la cimentación por el método de esfuerzo permisible, determinaremos el factor de seguridad generados por las fuerzas que intervienen, siendo mayores que lo normativo.

$$FS_{d_calculado} = \frac{V_r}{V_{sismo}} = 1.25$$

❖ *Método de Capacidad Última*

Según el código ASCE 7-16, proporciona factores de minoración a las fuerzas resistentes, obteniendo una resistencia lateral factorizada.

$$\phi \cdot V_r = \phi_d \cdot V_{roce} + \phi_{Ep} \cdot E_p \cdot B_p = 5.227 \text{ tonnef}$$

Para verificar el deslizamiento de la cimentación por el método de capacidad última, la fuerza resistente lateral factorizada deberá ser mejor que la fuerza máxima actuante por Sismo.

Estimación de Asentamiento Máximo Probable (Ver Anexo N°13)

Para determinar una estimación de asentamiento probable de la cimentación, se desarrollará a partir de la teoría de Elasticidad, teoría de Schmertmann y el uso del software geotécnico GEO5 (Módulo de Asiento); donde se permitirá comparar y elegir el asentamiento máximo probable.

Para el cálculo de asentamiento, se considerará a la NTP E.050 (Suelos y Cimentaciones):

$$\alpha_{E050} = \frac{1}{150}$$

Para este caso, se consideró el asentamiento cero (0) de la columna adyacente, con fines de evaluar el asentamiento de la columna considerada C8. Obteniendo un asentamiento permisible para nuestra dirección X en estudio.

$$\rho_{E050} = \alpha_{E050} \cdot L_x = 21.667 \text{ mm}$$

❖ *Teoría de Elasticidad*

Al ser un estrato de arena, se utilizará el método basado en la aplicación de la ley de Hooke, para el asentamiento elástico.

$$\rho_{esquina} = I_\rho \cdot \frac{B''}{E_{SGW}} \cdot q_{neta} \cdot (1 - \mu_{GW}^2) = 0.078 \text{ mm}$$

Debido a que se requiere “el asentamiento en el centro de la cimentación”, entonces la cimentación se divide en cuatro partes iguales, y para obtener el asentamiento total de cimentación se obtendrá multiplicando por cuatro (4).

$$\rho_{centro} = 4 \cdot \rho_{esquina} = 0.312 \text{ mm}$$

❖ **Teoría de Schmertmann**

Se requiere estimar el asentamiento elástico esperado mediante el método de Schmertmann y Hartmann (1978) para un periodo de dos años. El asentamiento probable está en función de factores de influencia según Schmertmann, además de los factores de corrección para la profundidad del empotramiento y el flujo plástico del suelo.

$$S_e = C_1 \cdot C_2 \cdot (q_{neta} - q_f) \cdot \sum \frac{I_{zn}}{E_{sn}} \cdot \Delta z = 0.75 \text{ mm}$$

❖ **Módulo Edométrico**

Mediante el software geotécnico GEO5, siendo el método de análisis mediante el módulo edométrico, para las dimensiones de la zapata establecida de 1.30m x 1.30m. El asentamiento obtenido es:

$$S_{E_{oed}} = 0.6 \text{ mm}$$

Estimación de Coeficiente de Balasto más Probable (Ver Anexo N°14)

Se calculó el coeficiente de Balasto para cada asentamiento de diferentes métodos, con la carga de servicio, teniendo el criterio propuesto por Núñez (1999), se muestra los siguientes resultados:

Tabla 15.

Resumen de coeficientes de Balasto.

	Coeficiente de Balasto inicial (kgf/cm³)	Coeficiente de Balasto en Servicio (kgf/cm³)	Coeficiente de Balasto Curva (kgf/cm³)
Teoría Elástica	29.654	30.202	30.248
Schmertmann	12.336	12.565	12.584
Método Edométrico	15.420	15.706	15.729

Fuente. Elaboración Propia

Considerando el más desfavorable, para esta investigación se considera el coeficiente de balasto del método de Schmertmann; para una zapata aislada de dimensiones 1.30m x 1.30m con un desplante de 1.20m.

$$k_s = 12.584 \text{ kgf/cm}^3$$

4.1.9. **Diseño Estructural de Cimentaciones (Ver Anexo N°15)**

Basado en nuestra normativa peruana, E.060 y ACI 318-19, se diseñará una “ZAPATA AISLADA”.

Tras haber efectuado el análisis estructural y geotécnico de la edificación, considerando las mismas solicitaciones obtenidas en los apoyos de la columna central C8 ubicado en el eje 3, se prosigue a realizar las verificaciones normativas para un correcto diseño estructural de una “zapata aislada” de dimensiones 1.30m x 1.30m con una altura de 0.50m.

4.1.9.1. **Verificación del Corte por Punzonado**

El cortante resistente por punzonado de la zapata lo contrarresta el peralte de la cimentación y el perímetro que encierra a la columna a una distancia “d/2”.

Cortante último por punzonado:

$$V_u = P_u - \sigma_u \cdot ((a + d) \cdot (b + d)) = 17.113 \text{ tonnef}$$

Fuerza cortante por punzonado resistente minorada:

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot (v_c \cdot b_0 \cdot d) = 133.867 \text{ tonnef}$$

4.1.9.2. **Verificación del Corte por Viga Ancha**

El cortante de viga ancha resistente de la zapata lo contrarresta la altura del cimientado y la cortante de la zapata a una distancia “d” respecto de la columna.

Cortante último por viga ancha:

$$V_u = \sigma_u \cdot L' \cdot B = 1.904 \text{ tonnef}$$

Fuerza cortante de viga ancha resistente minorada:

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot \left(2.1 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} \right) = 16.179 \text{ tonnef}$$

4.1.9.3. **Verificación de la Longitud de Transferencia**

La “longitud de transferencia” proporcionada en la zapata de fundación debe ser mayor que la mínima requerida por el código ACI 318-19 (L_d) y 30cm.

Longitud de desarrollo proporcionada:

$$L_{d_prop} = \frac{A}{2} - \frac{a}{2} - r = 0.45 \text{ m}$$

Longitud de desarrollo requerido:

$$L_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b = 0.427 \text{ m}$$

4.1.9.4. Verificación del Aplastamiento de la Cimentación

Todas las cargas que llegan a la columna se transfieren a la “zapata” por contacto directo mediante el concreto. Por lo que se debe verificar que el esfuerzo actuante de aplastamiento sea menor que la resistencia nominal al aplastamiento del concreto.

Fuerza actuante mayorada de aplastamiento:

$$B_u = P_u = 23.269 \text{ tonnef}$$

Resistencia al aplastamiento minorada de la columna:

$$\phi_a \cdot B_n = \phi_a \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_p = 72.516 \text{ tonnef}$$

Resistencia al aplastamiento minorada de la zapata:

$$\phi_a \cdot B_n = \phi_a \cdot 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_p = 145.031 \text{ tonnef}$$

4.1.9.5. Diseño del Área de Acero por Flexión de la Zapata

Se determinan los esfuerzos por flexión, con el fin de determinar los refuerzos de acero mínimo requeridos.

Cálculo del Momento último localizado en la cara de la columna:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot L_{flex}^2}{2} = 2.467 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cálculo del Área de acero requerido por flexión:

$$A_{s_flex} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi_b \cdot B \cdot f'_c}}}{\frac{f_y}{0.85 \cdot \phi_b \cdot B \cdot f'_c}} = 1.261 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo mínimo requerido:

$$A_s = 0.0018 \cdot B \cdot h_z = 14.04 \text{ cm}^2$$

4.1.9.6. Diseño del Área de Acero por Flexión de la Zapata

Se consideró 10 varillas de refuerzo de acero de 1/2" de diámetro para dimensiones de 1.30mx 1.30m, con una separación de 10cm en el eje de análisis "x", siendo la dirección más desfavorable de la zapata aislada, también se mantendrá la misma distribución en el eje perpendicular.

4.2. Análisis y Diseño de Cimentaciones mediante el Software Safe 2016.

A partir de los datos obtenidos del análisis geotécnico, nos permite utilizar el software Safe para analizar y diseñar toda la cimentación de la vivienda típica de estudio, en la Asociación de vivienda Sarita Colonia.

Debido a la excentricidad geométrica y por momentos generados por efecto de sismo, las zapatas medianeras y esquineras tienden a levantarse. Donde las dimensiones existentes para este tipo de zapatas, no cumplen, ya que generan presiones mayores que la presión suelo ocupado.

4.2.1. Verificación de Presión Admisible

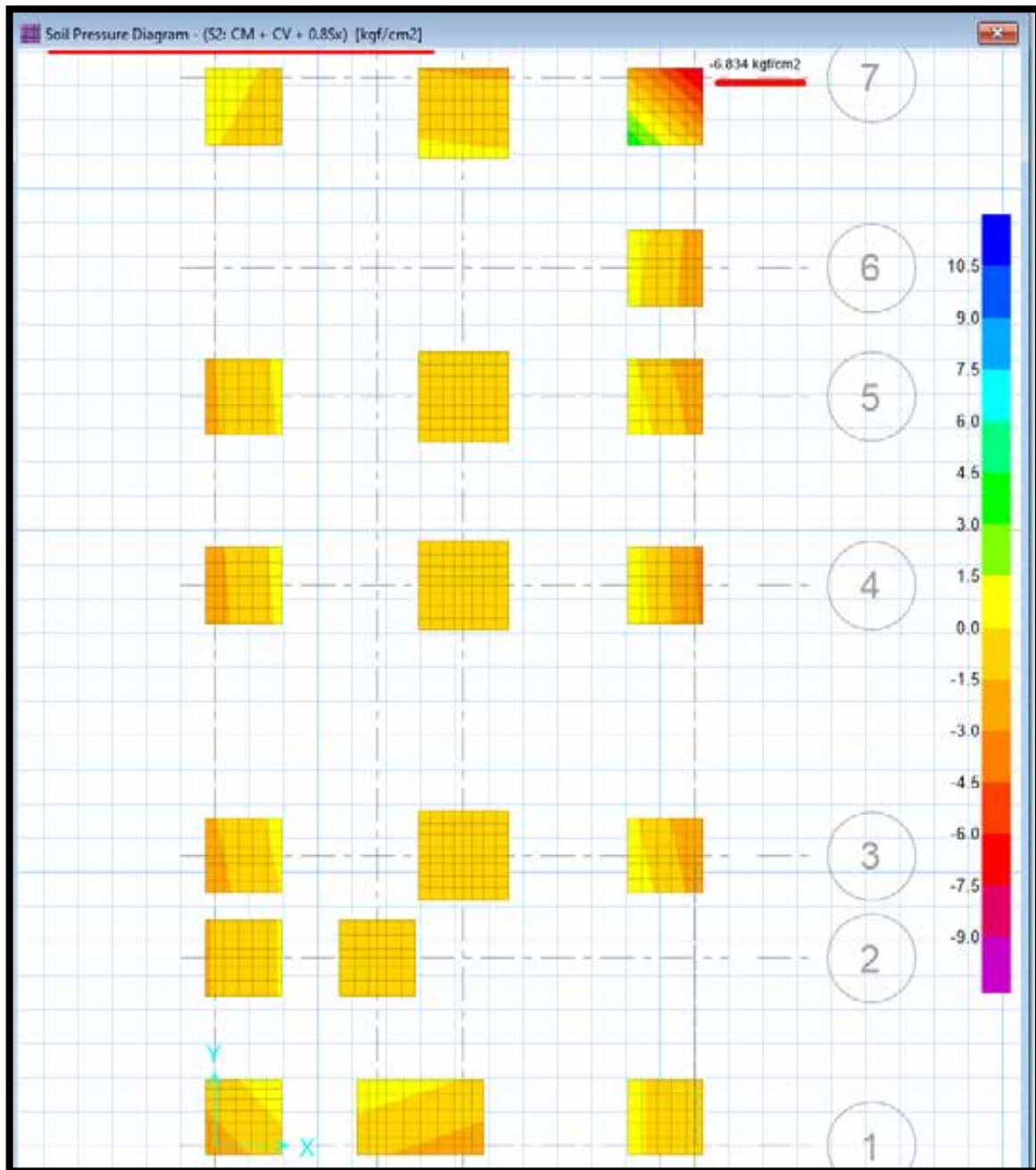
Según la NTP E.060 capítulo 15 "Cimentaciones", nos comenta que "se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga que intervienen, asimismo las acciones sísmicas se reducirán al 80% los valores provenientes del análisis estructural".

- $1.3 \cdot q_{adm} = 3.99 \text{ kgf/cm}^2$
- $U1: CM + CV \pm 0.8CS$

La siguiente figura permite visualizar las presiones admisibles de las zapatas esquineras y medianera mediante espectros de colores; generalmente dichas cimentaciones no cumplen con nuestro valor admisible, por lo cual se busca reducir y mejorar dichas presiones, conectando vigas de cimentación a nivel de la zapata o a nivel de columnas, con las cimentaciones centrales.

Figura 69.

Reacción del suelo mediante Espectros de Colores mediante el software Safe 2016.



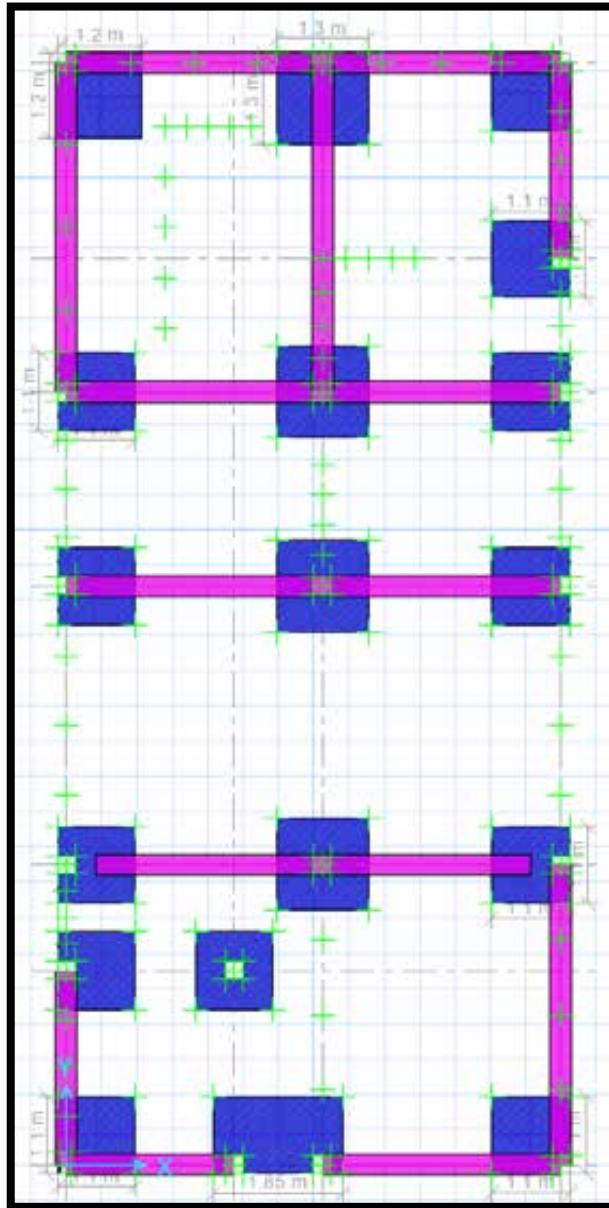
Fuente. Elaboración Propia.

4.2.2. Vigas de Cimentación

Para este proyecto de estudio de investigación se modelará con vigas de cimentación a nivel de zapatas, con dimensión de 0.30m x 0.50m mediante el software Safe 2016, distribuido mediante la siguiente figura.

Figura 70.

Modelado de vigas de cimentación de 0.30m x 0.50m lo mediante el software Safe.



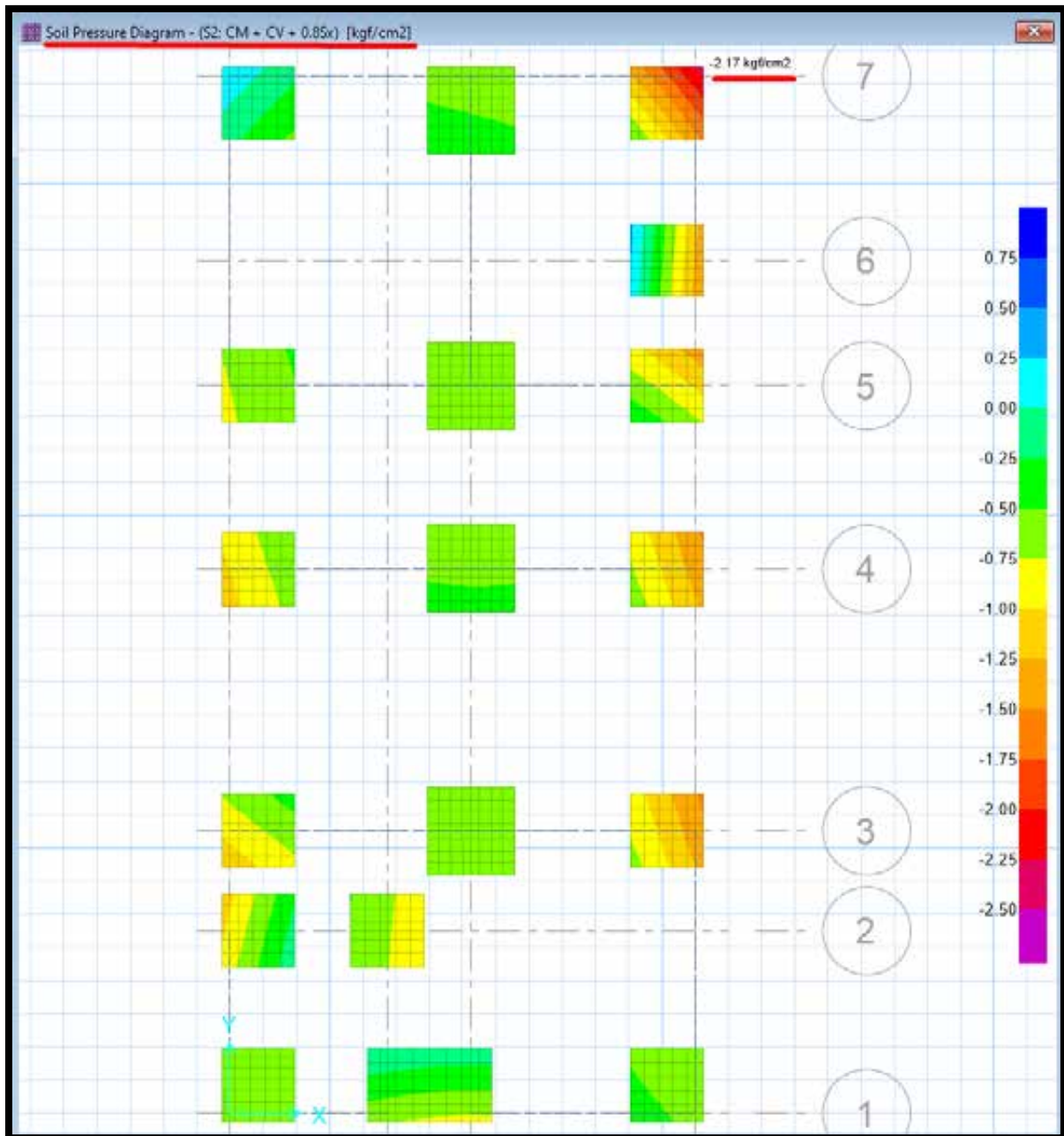
Fuente. Elaboración Propia.

Con el objetivo de mejorar las reacciones del suelo de las zapatas medianeras y esquineras, además de evitar asentamientos independientes, los resultados fueron muy favorables con respecto a nuestra presión admisible. En la siguiente figura se visualiza una escala de espectro de colores representando las reacciones del suelo debajo de cada cimentación, siendo estos valores menores de nuestro valor de análisis de presión admisible con la participación de sismo.

- $1.3 \cdot q_{adm} = 3.99 \text{ kgf/cm}^2$

Figura 71.

Reacciones del suelo mediante Espectros de colores menores a 2.50 kgf/cm^2



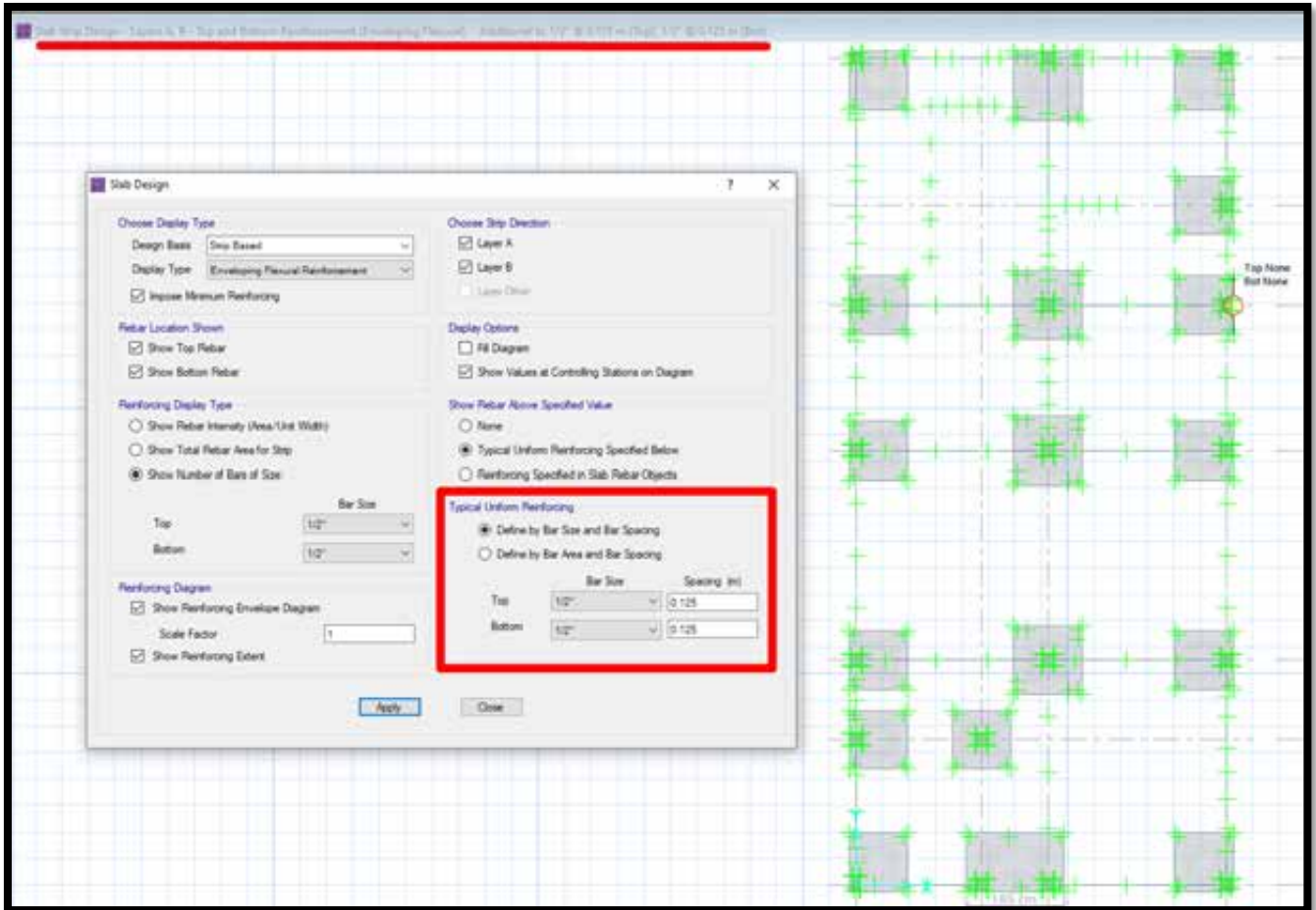
Fuente. Elaboración Propia.

4.2.3. Diseño de Zapatas.

A través del software Safe 2016, nos permite diseñar de manera instantánea todas las cimentaciones de la vivienda (aislada, medianera y esquinera); debido a nuestro proyecto de investigación, el acero que predomina en nuestro análisis, corresponde al acero mínimo determinado por el ancho y peralte de zapata.

En la siguiente figura nos muestra la distribución de acero refuerzo recomendado en ambas direcciones como $\emptyset 1/2'' @ 0.125 m$. Obteniendo el mismo resultado mediante nuestro análisis y diseño manual (sin el software).

Figura 72.
Acero de refuerzo con distribución $\emptyset 1/2'' @ 0.125 m$



Fuente. Elaboración Propia.

4.2.4. Diseño de Viga de cimentación.

La viga de cimentaciones, se realizará para dos eventos diferentes eligiendo para cada situación conveniente; las medidas de la viga de cimentación a diseñar son de 0.30m x 0.50m.

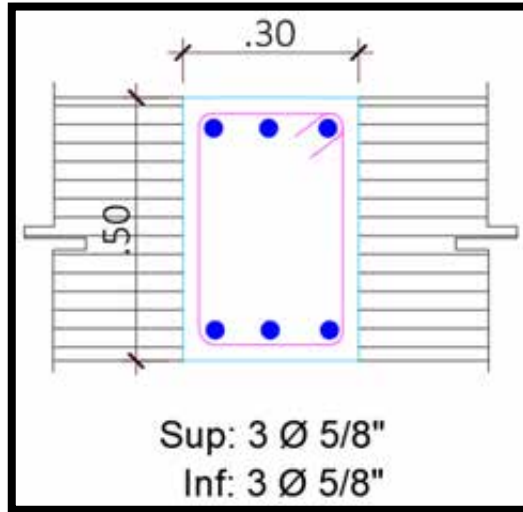
4.2.4.1. Sometido a Momentos Resistentes Especiales (Ver Anexo N° 16)

Para que la viga de cimentación pueda estar sometido a momentos, se considerara que trabaje a flexión producto de un asentamiento o efecto sísmico que generan en la cimentación.

Realizando todas las verificaciones de análisis y diseño resistente a momentos, se obtuvo el siguiente detalle de la viga de cimentación:

Figura 73.

Detalle esquemático de la sección transversal viga de cimentación sometido a momentos



Fuente. Elaboración Propia.

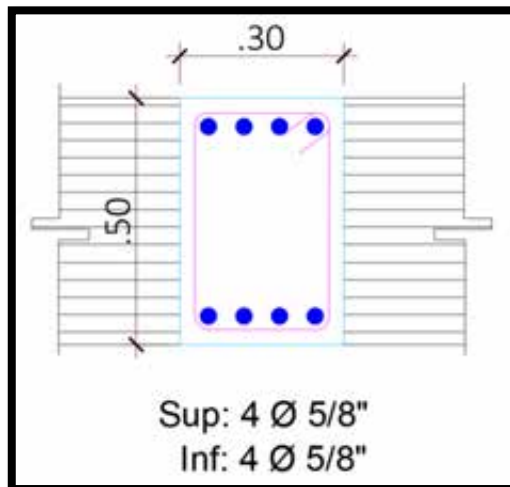
4.2.4.2. Sometido a Tracción axial (Ver anexo N° 17)

Para que la viga de cimentación (Viga de conexión) pueda estar sometido a tracción axial, se debe evaluar conforme a los lineamientos del código ACI 318-19. “Para ello, las medidas de la viga son de dimensiones mayores incluso que la altura de la zapata”, con el fin de evitar asentamientos que produzcan flexiones hacia la viga.

Realizando todas las verificaciones de análisis y diseño resistente a tracción axial, se obtuvo el siguiente detalle de la “viga de conexión”:

Figura 74.

Detalle esquemático de la sección transversal viga de cimentación sometido a tracción.



Fuente. Elaboración Propia.

CAPITULO V

DISCUSIÓN

5.1. Discusión del Diseño Geotécnico

Una investigación realizada por el Instituto Geofísico del Perú (IGP), mediante el proyecto realizado en el año 2014 “Zonificación Sísmica – Geotécnica de la ciudad de Huacho”, permite aproximar parámetros geotécnicos en la Asociación de vivienda Sarita Colonia ubicado en el distrito de Hualmay; para así formular mediante un análisis, las distintas verificaciones de cimentaciones basados en códigos locales como internacionales.

Los análisis realizados basados en la teoría de “mecánica de suelos”, se determinó la “capacidad portante admisible del suelo – cimentación” de 3.153 kgf/cm^2 a una profundidad de desplante de 1.20m a partir del nivel de terreno normal para dimensiones de zapata de 1.30m x 1.30m con un peralte de 0.50m.

Dichos parámetros obtenidos, están considerados para edificaciones del tipo de vivienda considerando dos niveles más una azotea.

5.2. Discusión del Diseño Estructural de Cimentaciones

Se realizó el diseño de las cimentaciones de una vivienda típica en la Asociación de vivienda Sarita Colonia, mediante el software “Safe 2016” y con el “PTC Mathcad Prime 7.0.0.0”. que permite corroborar manualmente los resultados obtenidos.

Para zapatas centrales se consideró dimensiones de 1.30m x 1.30m, y las zapatas esquineras y medianeras de dimensiones de 1.10m x 1.10m, conectados entre sí con viga de cimentaciones de dimensiones 0.30m x 0.50m. para profundidad de 1.20m a partir del nivel de terreno.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- ✓ La capacidad portante admisible del sistema suelo – cimentación para mejorar la construcción de viviendas informales, se determinó un valor de $q_{adm} = 3.153 \text{ kgf/cm}^2$ para nivel de desplantes de 1.20m de profundidad mínima, por lo tanto, no habría inconvenientes las profundidades que proponen en construcciones de viviendas informales de dos niveles más azotea, ya que presenta buena resistencia portante para zapatas de 1.30m x 1.30m la Asociación de vivienda Sarita Colonia.
- ✓ Las propuestas de dimensiones mínimas sobre las zapatas aisladas para mejorar la construcción de viviendas informales, son diferentes para las zapatas medianeras y esquineras, ya que estás teniendo dimensiones de 1.10m x 1.10m, no cumplen los efectos producidos por sismo, generando presiones mayores respecto a las presiones del suelo. Además, que económicamente abusa del cliente al colocar aceros de 5/8" de diámetro en su zapata espaciados a 0.15m.
- ✓ El criterio geotécnico considerado en el eje aperticado para mejorar la construcción de viviendas informales, se encuentra de manera aislada y abandonada por parte de los responsables que participan en las viviendas construidas informalmente, ya que no consideraron vigas de cimentación, ni mucho menos cimientos corridos que aporten estabilidad a las zapatas medianeras al momento de recibir efectos de sismo en la dirección corta de la vivienda.

6.2. Recomendaciones

- ✓ Se recomienda a los propietarios de la Asociación de vivienda Sarita Colonia al momento de construir sin la participación de un profesional responsable (ingeniero civil o arquitecto), considerar la profundidad mínima de las zapatas a 1.20m a partir de del nivel de terreno.
- ✓ Se recomienda usar zapatas aisladas centrales de dimensiones de 1.30m x 1.30m en planta, con una altura de 0.50m para las columnas centrales. La distribución de aceros de refuerzo será de $\emptyset 1/2" @ 0.125 \text{ m}$; siendo esta distribución de refuerzo predominante por el acero mínimo.

- ✓ Se recomienda conectar las zapatas mediante vigas de cimentación de sección transversal de 0.30m x 0.50m, las zapatas aisladas centrales con las medianeras y/o esquineras en la dirección donde tiene comportamiento de pórticos. La distribución de aceros de refuerzo será de 3 $\varnothing 5/8"$ tanto superior como inferior, con estribos de $\varnothing 3/8"@7.5cm$ en zona confinada (doble de la altura 100cm) y $\varnothing 3/8"@15cm$ en zona no confinada (restante).
- ✓ Se recomienda evaluar los estudios de geotécnicos y estructurales a las medidas propuestas, si el tipo de edificación a construir es diferente a una vivienda y que presente mayores niveles de pisos respecto a lo investigado.
- ✓ Se recomienda a la facultad de ingeniería Civil de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión de la mano con la Municipalidad Provincial de Huaura, promover proyectos de zonificación geotécnica. Por medio de ensayos y estudios geotécnicos en diferentes asociaciones de vivienda futuras, con el fin de zonificar mediante mapas de isovalores de capacidad admisible y coeficiente de balasto, para mejorar las construcciones informales, tomando mejores decisiones en la elección de cimentaciones superficiales.

REFERENCIAS

7.1. Fuentes Documentales

Nacionales:

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma E. 020 Cargas*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma E. 030 Diseño Sismorresistente*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma E. 050 Suelos y Cimentaciones*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma E. 060 Concreto Armado*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2020). *Norma E. 070 Albañilería*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informespublicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Internacionales:

Instituto Nacional de Normalización. (2014). *Norma Chilena NCH 1508.c2008, Geotécnica – Estudio de Mecánica de Suelos*. Recuperado de https://www.ingetec.cl/publicaciones/06_NCh1508-2014.pdf

Ministerio de Fomento. (2019). *Documento Básico SE-C Seguridad Estructural Cimientos*. Recuperado de <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-C.pdf>

American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. Recuperado de <https://www.udocz.com/apuntes/53414/aci-318-19-espanol>

7.2. Fuentes Bibliográficas

Alva, J. (2012). *Diseño de cimentaciones*. Lima, Perú: Editorial ICG.

San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de albañilería – comportamiento sísmico y diseño estructural*. Lima, Perú: Primera Edición Fondo editorial PUCP.

Blanco, A (1990). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil.

Braja, D (2012). *Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones*. D.F México, México: Séptima Edición Editorial Cengage Learning Editores S.A.

Bowles, J (1981). *Manual de laboratorio de Suelos en ingeniería civil*. D.F México, México: Primera Edición McGRAW-HILL S.A.

Crespo, C. (2005). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. D.F México, México: Quinta edición Editorial Limusa.

Look, B (2007). *Geotechnical Investigation and Design Tables*. Londres, Reino Unido: Primera Edición Editorial Taylor & Francis Group.

Moya, G. (2015). *Estudio y análisis del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación, según la metodología propuesta por la norma ecuatoriana de la construcción* (Tesis de Pregrado) Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.

Tomlinson, M (2001). *Foundation Design and Construction*. Harlow, Inglaterra: Séptima Edición. Editorial Pearson.

7.3. Fuentes Hemerográficas

Guanchez, E. (Marzo de 2020). Asentamientos En Cimentaciones Superficiales. *Diseño Geotécnico y Estructural de Cimentaciones para Edificaciones y Puentes*. Diplomado llevado a cabo por Sísmica adiestramiento, Barcelona, España.

7.4. Fuentes Electrónicas

Guanchez, E. (2011, octubre). Interacción Suelo-Estructura aplicada al Diseño de Sistemas de Fundación. *Sísmica Magazine*. Recuperado de <https://www.sismica-adiestramiento.com/1ra-edicion-octubre-2011/>

Guanchez, E. (2012, marzo). Diseño estructural de Fundaciones Superficiales. *Sísmica Magazine*. Recuperado de <https://www.sismica-adiestramiento.com/2da-edicion-marzo-2012/>

De Stefani, M., Matheus, G. & Guanchez, E. (2012, octubre). Mejoramiento de la Capacidad Portante en Suelos para Diseño de Fundaciones Superficiales. *Sísmica Magazine*. Recuperado de <https://www.sismica-adiestramiento.com/sismica-magazine-4ta-edicion-octubre-2012/>

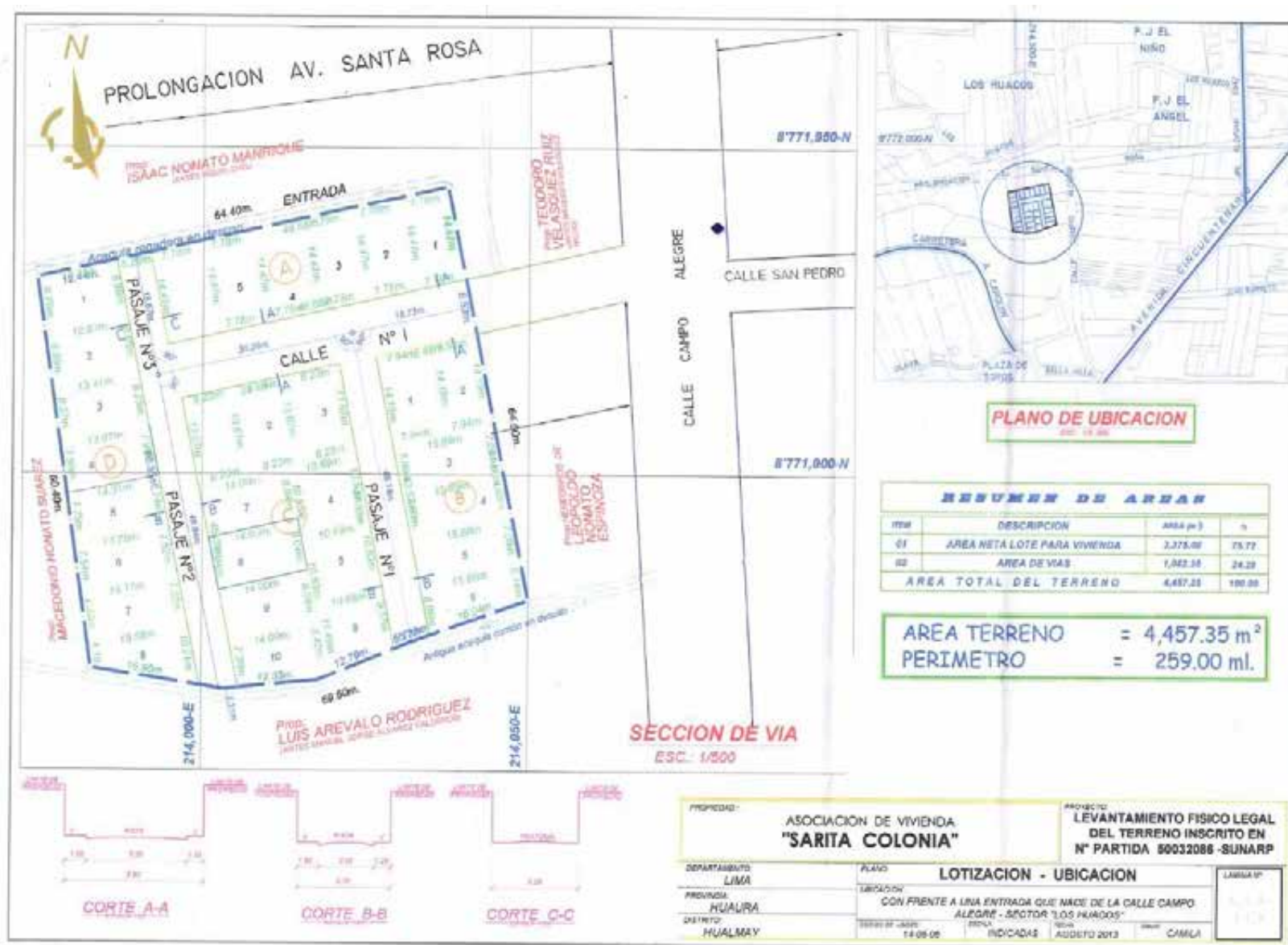
Pardo, M. (Productor). (2021). *Resistencia del suelo para Zapatas - Teoría y Ejemplo* [YouTube]. de <https://www.youtube.com/watch?v=uFIO25g7f3o>

ANEXO

Anexo 01: Matriz de Consistencia

	PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGÍA
PRINCIPAL	¿Se dispone de un diseño geotécnico y estructural de cimentaciones para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia?	Realizar un diseño geotécnico y estructural de cimentaciones para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia – Hualmay, 2020.	El diseño geotécnico y estructural de cimentaciones mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.	VARIABLE 1 DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES	<ul style="list-style-type: none"> * Capacidades admisibles del suelo - cimentación. * Diseño de Zapatas aisladas. * Criterio geotécnico sobre ejes aporticados. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Enfoque de la Investigación: Cuantitativo 2. Tipo de Investigación: Transversal 3. Diseño de Investigación: No experimental 4.0 Nivel de Investigación: Descriptivo 5. Población Distrito Hualmay
ESPECÍFICOS	¿Cuáles son las capacidades admisibles del suelo para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia?	Determinar las capacidades admisibles del suelo para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.	Las capacidades admisibles del suelo mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.	VARIABLE 2 MEJORAMIENTO EN CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS INFORMALES	<ul style="list-style-type: none"> * Características geotécnicas del Suelo. * Selección del sistema de cimentación * Ejecución de las cimentaciones. 	<ol style="list-style-type: none"> Muestra Asociación de Vivienda Sarita Colonia 6. Técnica de recolección de datos. Observación, Recopilación documental
¿Cuáles son las dimensiones seguras de zapatas aisladas para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia?	Obtener las dimensiones seguras de zapatas aisladas para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.	Las dimensiones seguras de zapatas aisladas mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.				
¿Cuál es el criterio geotécnico que se debe considerar en el eje aporticado para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia?	Proponer un criterio geotécnico que se debe considerar en el eje aporticado para el mejoramiento en construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.	El criterio geotécnico que se debe considerar en el eje aporticado mejora en la construcción de viviendas informales en la Asociación Sarita Colonia.				

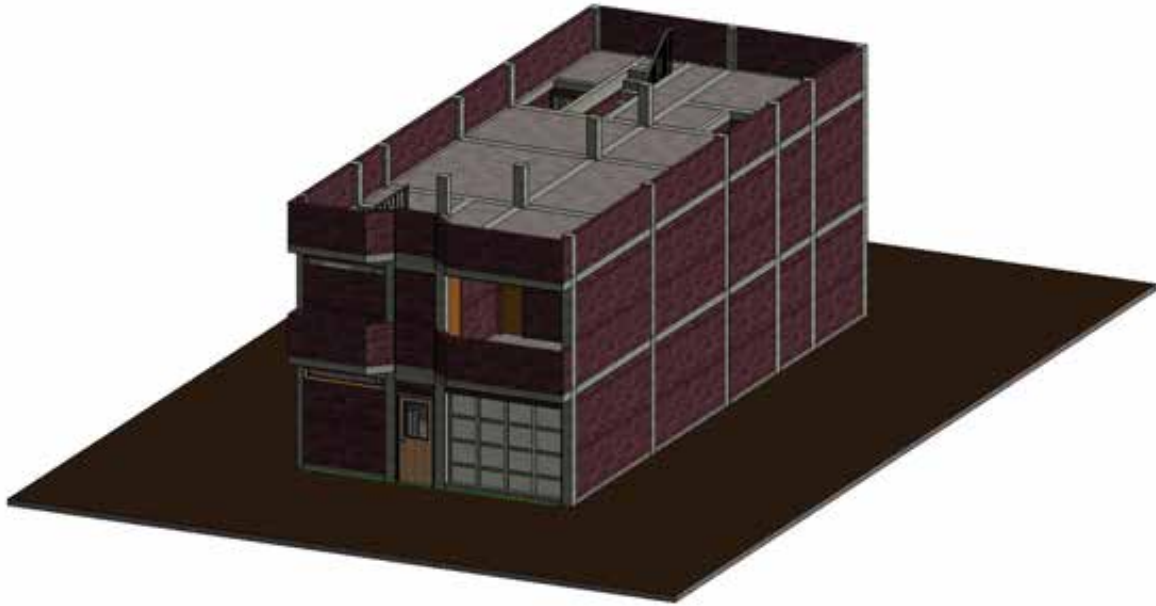
Anexo 02: Plano de Ubicación



Anexo 03: Plano de Distribución – 2D



Anexo 04: Plano de Arquitectura – 3D



Anexo 05: Plano de Arquitectura – Corte 3D



Anexo 06: Fotografía en la Asociación de Vivienda Sarita Colonia.



Anexo 07: Fotografía con el Presidente de la Asociación Sarita Colonia.



Anexo 08: Metrado de Cargas de la Vivienda

1.0 CARGA MUERTA

De acuerdo a la NTP E.020, se consideró el siguiente cuadro de carga de Pesos Unitarios Anexo 1, para el modelado de la edificación de la vivienda investigada.

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Esfuerzo del Peso del ladrillo de Techo:

$$P_{Ladrillo_Techo} := 300 \frac{kgf}{m^2} - 2400 \frac{kgf}{m^2} \cdot \left(\frac{0,05 \cdot 0,40 + 0,15 \cdot 0,10}{0,40} \right) = 90 \frac{kgf}{m^2}$$

Esfuerzo del Peso de Piso Terminado:

$$P_{Piso} := 100 \frac{kgf}{m^2}$$

Esfuerzo del Peso de Tabiquería:

$$P_{Tabiquería} := 100 \frac{kgf}{m^2}$$

Cálculo de la carga muerta, que se asignará en el modelado de la vivienda:

$$CM := P_{Ladrillo_Techo} + P_{Piso} + P_{Tabiquería} = 290 \frac{kgf}{m^2}$$

2.0 CARGA VIVA

De acuerdo a la NTP E.020, se consideró la tabla 1 cargas vivas mínimas repartidas, para el modelado de la edificación de la vivienda investigada.

Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

Esfuerzo de sobrecargas para viviendas, corredores y escaleras:

$$SC := 200 \frac{kgf}{m^2}$$

3.0 CARGA SISMO

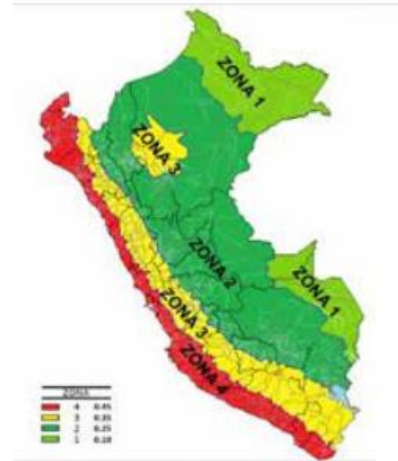
De acuerdo a la NTP E.030, se consideró los cuadros de los parámetros sísmicos, para el modelado de la edificación de la vivienda investigada.

3.1 FACTOR DE ZONA (Z)

Aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

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

$$Z := 0.45 \quad \text{Zona 4.}$$



3.2 FACTOR DE SUELO (S)

De acuerdo el tipo de perfil de suelo, se amplificarán sus valores respectivos.

SUELO	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	1,80	2,00

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

- S := 1.00 Tipo de suelo muy rígido ubicado en la Zona 4.
- T_P := 0.4 s Periodo que define la plataforma del factor C.
- T_L := 2.5 s Periodo que define el inicio de la zona factor C con desplazamiento constante.
- T_x := 0.173 s Periodo de la Edificación.
- T_y := 0.1622 s Periodo de la Edificación.

3.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

De acuerdo las características de sitio:

$$C_x := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T_x < T_P \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T_x}\right) & \text{else if } T_P < T_x < T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T_x^2}\right) & \text{else if } T_x > T_L \end{cases} = 2.5$$

$$C_y := \begin{cases} 2.5 & \text{if } T_y < T_P \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T_y}\right) & \text{else if } T_P < T_y < T_L \\ 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T_y^2}\right) & \text{else if } T_y > T_L \end{cases} = 2.5$$

3.4 FACTOR DE USO (U)

De acuerdo a la tabla N°5, se considera el factor de uso o importancia.

$$U := 1.00 \quad \text{Categoría C - Edificaciones Comunes (Viviendas)}$$

3.5 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R)

De acuerdo a la tabla N°7, se considera el coeficiente básico de reducción de acuerdo al sistema estructural.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_b (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

$$\begin{aligned}
 R_{0,x} &:= 8 && \text{Coeficiente Básico de Reducción - Pórticos.} \\
 I_{a,x} &:= 1 && \text{Factor de Irregularidad en Altura.} \\
 I_{p,x} &:= 0.85 && \text{Factor de Irregularidad en Planta.} \\
 R_x &:= R_{0,x} \cdot I_{a,x} \cdot I_{p,x} = 6.8 && \text{Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{0,y} &:= 3 && \text{Coeficiente Básico de Reducción - Pórticos.} \\
 I_{a,y} &:= 1 && \text{Factor de Irregularidad en Altura.} \\
 I_{p,y} &:= 0.85 && \text{Factor de Irregularidad en Planta.} \\
 R_y &:= R_{0,y} \cdot I_{a,y} \cdot I_{p,y} = 2.55 && \text{Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.}
 \end{aligned}$$

3.6 COEFICIENTE DE FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Se considera el coeficiente de la fuerza cortante, mediante un análisis estático o fuerzas equivalentes .

$$Coef_x := \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} = 0.165$$

$$Coef_y := \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_y} = 0.441$$

$$\frac{C_x}{R_x} = 0.368$$

$$\frac{C_y}{R_y} = 0.98$$

Anexo 09: Capacidad Portante Admisible sin Sismo

1.0 DISEÑO DEFINITIVO

Se estimará la capacidad portante última del sistema suelo-cimentación, con la Expresión General de Meyerhof, para ello se considerará las dimensiones existentes de la zapata aislada de la columna ocho (C8).

$$B := 1.30 \text{ m}$$

Ancho Característico de la zapata.

$$L := 1.30 \text{ m}$$

Largo de la zapata.

1.1 Excentricidad y Área Efectiva

Por estar la zapata sometida a momento, se utilizará el **Método del Área Efectiva**. Este método traduce el efecto del momento en una excentricidad (e), que a su vez provoca una presión de contacto uniformemente variable.

$$e := \frac{M_{SERVICIO}}{P_{SERVICIO}} = 0.001 \text{ m} \quad \text{Excentricidad.}$$

Se verifica que el Método del Área efectiva es aplicada con la siguiente condición:

$$\frac{L}{6} = 21.667 \text{ cm} \quad \text{¿Aplica_M.A.E? := if } \frac{L}{6} > e \text{ = "SI"}$$

$$e = 0.139 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \text{"SI"} \\ \text{else} \\ \text{"NO"} \end{array} \right\}$$

Se calculan las dimensiones efectivas, considerando que el momento va aplicado en la dirección del lado más largo (L), quedando así:

$$L' := L - 2 \cdot e = 1.297 \text{ m} \quad \text{Largo efectivo.}$$

Como es L quien absorbe el momento, el valor B queda igual. Es decir:

$$B' := B = 1.3 \text{ m} \quad \text{Ancho efectivo.}$$

$$b := \min(B', L') = 1.297 \text{ m} \quad \text{Dimensiones para el cálculo de}$$

$$l := \max(B', L') = 1.3 \text{ m} \quad \text{factores de forma}$$

2.0 FACTORES DE CORRECCIÓN

Ahora se proceden a calcular los factores de ajuste de la Ec. General

Recordando que al considerar $c = 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$, los factores asociados a la **Cohesión del Suelo** del terreno de soporte no tendrán mucha influencia en la ecuación.

2.1 Factores de Forma

DeBeer (1970)

$$F_{cs} := 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.616 \quad F_{qs} := 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \cdot \tan(\phi) = 1.584 \quad F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{b}{l}\right) = 0.601$$

2.2 Factores de Profundidad

Hansen (1970).

Para $\frac{D_f}{b} = 0.925 < 1$ y $\phi = 30.32^\circ$

$$F_{cd} := 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D_f}{b}\right) = 1.37 \quad F_{qd} := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 = 1.287 \quad F_{\gamma d} := 1$$

2.3 Factores de Inclinación

Meyerhof (1963); Hanna y Merjof (1981).

Todos son iguales a 1, ya que $\beta := 0^\circ$

$$F_{ci} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1 \quad F_{qi} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1 \quad F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = 1$$

Evaluando finalmente la ecuación general de Meyerhof:

$$q_{u_Meyerhof} := c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

$$q_{u_Meyerhof} = 11.726 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Carga Última por la ecuación General de Meyerhof.}$$

Luego, multiplicando por el Área Efectiva tenemos:

$$Q_u := q_{u_Meyerhof} \cdot B' \cdot L' = 197.742 \text{ tonnef} \quad \text{Capacidad de Carga Última.}$$

$$Q_{act} := P_{SERVICIO} = 15.944 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Axial Actuante.}$$

Calculando el Factor de Seguridad, tenemos:

$$FS_{cal} := \frac{Q_u}{Q_{act}} = 12.402 \quad \text{Factor de seguridad disponible.}$$

$$FS = 3 \quad \text{Factor de seguridad mínimo requerido.}$$

$$\begin{aligned} \text{¿}FS_{requerido}\text{?} &:= \text{if } FS_{cal} > FS \text{ } = \text{"OK"} \\ &\quad \parallel \text{"OK"} \\ &\text{else} \\ &\quad \parallel \text{"NO OK"} \end{aligned}$$

Debido a la excentricidad, el diagrama de presión de contacto no es uniforme, por lo que también se verifica el factor de seguridad contra q_{max} . para dimensiones de zapata $B = 1.3 \text{ m}$, $L = 1.3 \text{ m}$

$$q_{u_Meyerhof} = 11.726 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad Última.}$$

$$q_{max} := \frac{P_{SERVICIO}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 0.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo máximo actuante en condición de servicio.}$$

$$FS_{cal} := \frac{q_{u_Meyerhof}}{q_{max}} = 12.349 \quad \text{Factor de seguridad disponible.}$$

$$\begin{aligned} \text{¿}FS_{requerido}\text{?} &:= \text{if } FS_{cal} > FS \text{ } = \text{"OK"} \\ &\quad \parallel \text{"OK"} \\ &\text{else} \\ &\quad \parallel \text{"NO OK"} \end{aligned}$$

El factor de seguridad resultante es mayor al requerido, sin embargo, se deberán evaluar las condiciones de rigidez y deformaciones con la finalidad de validar el adecuado desempeño del sistema suelo - cimentación.

3.0 DIMENSIONES DE LA ZAPATA

De acuerdo al Factor de Seguridad obtenido $FS_{cal}=12.349$, nos permite optimizar las dimensiones de la zapata obtenido un F.S cercano a 3. Para nuestro caso, se considerará las dimensiones existentes de la zapata cuadrada ubicada en la columna 8.

$$B = 1.3 \text{ m}$$

Ancho de la Zapata.

$$L = 1.3 \text{ m}$$

Largo de la Zapata.

$$q_{max} := \frac{P_{SERVICIO}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 0.95 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Carga máxima Actuante.

$$FS_{cal} := \frac{q_{u_Meyerhof}}{q_{max}} = 12.349$$

Factor de Seguridad Calculado respecto a la carga máxima actuante.

$$FS = 3$$

Factor de seguridad mínimo requerido.

$$\begin{aligned} \text{¿}FS_{requerido}\text{?} &:= \text{if } FS_{cal} > FS \text{ } = \text{“OK”} \\ &\quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“NO OK”} \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$q_{u_Meyerhof} = 11.726 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad Última.

$$q_{adm} := \frac{q_{u_Meyerhof}}{FS} = 3.909 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

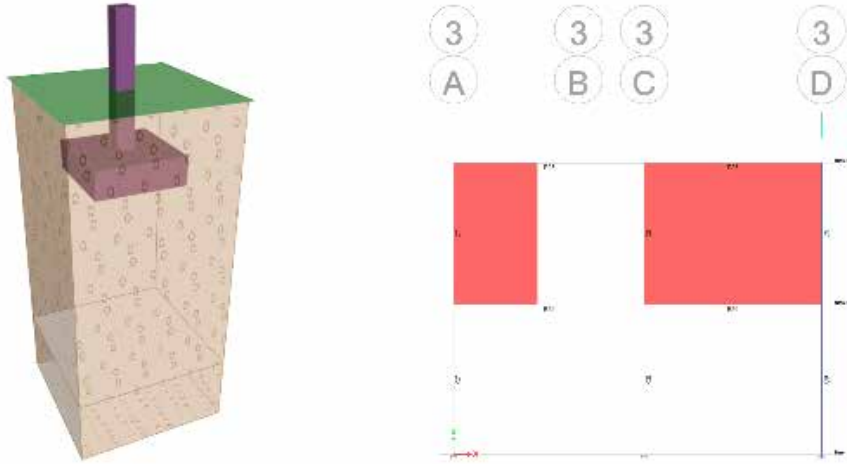
Capacidad Admisible.

NOTA IMPORTANTE

Si el cambio de dimensiones de la cimentación no se considera significativo, se puede omitir el recálculo de los **factores de forma y profundidad** para verificación de q_u con las dimensiones nuevas, ya que la diferencia es usualmente despreciable.

Anexo 10: Capacidad Portante Admisible con Sismo

Se requiere el diseño de una fundación del tipo **ZAPATA AISLADA** para una Estructura Sismorresistente a momento como se muestra en la figura, en un suelo gravoso bien graduado (GW)



1.0 DATOS

1.1 Información de la Carga Actuante

Tras haber efectuado el análisis estructural de la edificación, se presentan a continuación las solicitaciones obtenidas en los apoyos de la columna central C8 ubicado en el eje 3, siendo el elemento de mayor carga interna.

Donde:

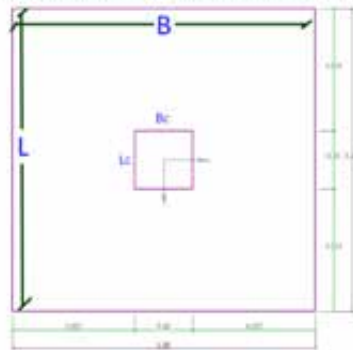
CP: Carga Permanente
CV: Carga Variable
S: Carga Sismo

Cargas Axiales			Fuerza Horizontal por Sismo	Momentos Flectores		
P_{CP}	P_{CV}	P_S	V_{XS}	M_{CP}	M_{CV}	M_S
(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef·m)	(tonnef·m)	(tonnef·m)
12.7861	3.158	2.2874	0.538	0.0181	0.0041	0.7369

1.2 Información sobre la cimentación

Tras aplicar el procedimiento de predimensionado, las dimensiones de la zapata a utilizarse serán las siguientes:

$B := 1.30 \text{ m}$ Ancho de la Zapata.
 $L := 1.30 \text{ m}$ Largo de la Zapata.
 $B_p := 0.25 \text{ m}$ Ancho de la Columna.
 $L_p := 0.25 \text{ m}$ Largo de la Columna.



En vista de que la zapata está sometida a momento, se utilizará el **MÉTODO DEL ÁREA EFECTIVA**. Este método traduce el efecto del momento en una excentricidad (e), que a su vez provoca una presión de contacto uniformemente variable.

$$B' = B - 2 \cdot e \text{ y } L' = L \quad (\text{Si la dirección B absorbe el momento})$$

$$L' = L - 2 \cdot e \text{ y } B' = B \quad (\text{Si la dirección L absorbe el momento})$$

Dimensiones del Área Efectiva.

$$q_{max} = \frac{Q_{act}}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

Esfuerzo máximo actuante en condición de servicio.

Con el valor máximo de dicha presión de contacto variable q_{max} y la capacidad portante última q_u se calcula y chequea nuevamente el factor de seguridad FS.

$$FS = \frac{q_{max}}{q_u}$$

Para la verificación del factor de seguridad (FS) en ambos casos, la capacidad portante (q_u) se determina mediante la Expresión General de Meyerhof..

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde:

c	Cohesión del suelo de soporte.
γ	Peso específico del suelo de soporte.
q	Esfuerzo efectivo al nivel de desplante.
B	Ancho de la cimentación.
N_c, N_q, N_γ	Factores de Capacidad de Carga.
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Factores de Forma.
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Factores de Profundidad.
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	Factores de Inclinación.

Se presentan las combinaciones de carga mas desfavorables para el diseño de la cimentación.

Nota: En este caso se desea ilustrar el efecto de la acción sísmica y como manejar el cambio de excentricidades en un diseño sísmico, sin embargo, en cualquier caso siempre se debe verificar la condición de servicio (CP+CV) contra q_{adm} (Esfuerzos Permisibles).

La combinación de carga (con sus respectivos factores parciales para considerar efectos favorables y desfavorables) varían según el código de referencia. En este caso se reflejan las combinaciones de carga según ASCE7-16 e IBC-2018.

$$U_1 = CP + 0.75 \cdot CV + 0.525 \cdot CS$$

$$U_2 = CP + 0.7 \cdot CS$$

2.1 Cálculo de Combinaciones de Carga más Desfavorables

$$Q_{act1} := P_{CP} + 0.75 \cdot P_{CV} + 0.525 \cdot P_S = 16.355 \text{ tonnef}$$

$$Q_{act2} := P_{CP} + 0.7 \cdot P_S = 14.387 \text{ tonnef}$$

$$M_{act1} := M_{CP} + 0.75 \cdot M_{CV} + 0.525 \cdot M_S = 0.408 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{act2} := M_{CP} + 0.7 \cdot M_S = 0.534 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.4.5 Basic Combinations with Seismic Load Effects. When a structure is subject to seismic load effects, the following load combinations shall be considered in addition to the basic combinations and associated Exceptions in Section 2.4.1.

Where the prescribed seismic load effect, $E = f(E_v, E_h)$ (defined in Section 12.4.2) is combined with the effects of other loads, the following seismic load combinations shall be used:

8. $1.0D + 0.7E_v + 0.7E_h$
9. $1.0D + 0.525E_v + 0.525E_h + 0.75L + 0.75S$
10. $0.6D - 0.7E_v + 0.7E_h$

Artículo 19.- COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑOS POR ESFUERZOS ADMISIBLES

Excepto en los casos indicados en las normas propias de los diversos materiales estructurales, todas las cargas consideradas en la presente Norma se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, indicadas en el Artículo 10.

- (1) D
- (2) D + L
- (3) D + (W ó 0,70 E)
- (4) D + T
- (5) $\alpha [D + L + (W ó 0,70 E)]$
- (6) $\alpha [D + L + T]$
- (7) $\alpha [D + (W ó 0,70 E) + T]$
- (8) $\alpha [D + L + (W ó 0,70 E) + T]$

Donde:

D = Carga muerta, según Capítulo 2
 L = Carga viva, Capítulo 3
 W = Carga de viento, según Artículo 12
 E = Carga de sismo, según NTE E.030 Diseño Sismo-resistente
 T = Acciones por cambios de temperatura, contracciones y/o deformaciones diferidas en los materiales componentes, asentamientos de apoyos o combinaciones de ellos.

2.2 Excentricidad y Área Efectiva

A continuación se calcula la excentricidad y máximo valor de la presión de contacto para cada combinación de carga.

$$e_1 := \frac{M_{act1}}{Q_{act1}} = 2.495 \text{ cm}$$

$$e_2 := \frac{M_{act2}}{Q_{act2}} = 3.711 \text{ cm}$$

$$e := \max(e_1, e_2) = 3.711 \text{ cm}$$

Máxima excentricidad probable según las combinaciones de carga.

Se verifica que el Método del Área Efectiva es aplicable con la siguiente condición:

$$\frac{L}{6} = 21.667 \text{ cm} \quad \text{¿Aplica M.A.E?} := \text{if } \frac{L}{6} > e \quad \left| \begin{array}{l} \text{"SI"} \\ \text{"SI"} \\ \text{else} \\ \text{"NO"} \end{array} \right.$$

$$e = 3.711 \text{ cm}$$

Se calculan las dimensiones efectivas, colocando el momento en dirección del lado más largo (L), quedando así:

$$L' := L - 2 \cdot e = 1.226 \text{ m}$$

Largo efectivo.

Como es L quien absorbe el momento, el valor B queda igual. Es decir:

$$B' := B = 1.3 \text{ m}$$

Ancho efectivo.

$$b := \min(B', L') = 1.226 \text{ m}$$

$$l := \max(B', L') = 1.3 \text{ m}$$

Dimensiones para el cálculo de factores de forma.

2.3 FACTORES DE CORRECCIÓN

A continuación se presenta el cálculo de los factores contemplados en la expresión de capacidad portante última:

2.3.1 Factores de Capacidad de Carga

$$N_q := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 19.083$$

$$N_c := \begin{cases} \text{if } \phi = 0^\circ & = 30.921 \\ \left\| \frac{2 + \pi}{\tan(\phi)} \right\| & \\ \text{else} & \\ \left\| \frac{(N_q - 1)}{\tan(\phi)} \right\| & \end{cases}$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) = 23.49$$

2.3.2 Factores de Forma

DeBeer (1970).

$$F_{cs} := 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1.582 \quad F_{qs} := 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \cdot \tan(\phi) = 1.551 \quad F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{b}{l}\right) = 0.623$$

2.3.3 Factores de Profundidad

Hansen (1970).

Para $\frac{D_f}{b} = 0.979 < 1$ y $\phi = 30.32^\circ$

$$F_{qd} := 1 \quad F_{cd} := F_{qd} + \left(\frac{1 - F_{qd}}{N_c \cdot \tan(\phi)}\right) = 1 \quad F_{\gamma d} := 1$$

2.3.4 Factores de Inclinación

Meyerhof (1963); Hanna y Merjof (1981).

Todos son iguales a 1, ya que $\beta := 0$

Inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

$$F_{ci} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1 \quad F_{qi} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1 \quad F_{\gamma i} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = 1$$

2.4 Esfuerzo Efectivo al Nivel de Desplante

$$q := D_f \cdot \gamma = 2.52 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

2.5 Peso Especifico del Suelo de Soporte

$$\gamma = 2.1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

Una vez obtenidos todos los valores se sustituyen en la Expresión General de Meyerhof se determina la **Capacidad Portante Última**:

$$q_u := c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

$$q_u = 9.458 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2.6 Esfuerzo Máximo

A continuación se obtienen los esfuerzos máximos para cada combinación de carga y excentricidad correspondiente:

$$q_{max1} := \frac{Q_{act1}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 1.134 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{max2} := \frac{Q_{act2}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 0.997 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2.7 Resumen del Cálculo de Excentricidades y Esfuerzos Máximos

e	q_{max}
$e_1 = 2.495 \text{ cm}$	$q_{max1} = 1.134 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$e_2 = 3.711 \text{ cm}$	$q_{max2} = 0.997 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

NOTA: Observe que **para este caso en particular** la máxima excentricidad genera el menor esfuerzo sobre el terreno, no necesariamente siempre sea así. Por esta razón, siempre se deben verificar las presiones de contacto para las diferentes combinaciones de acciones.

Luego, multiplicando por el Área Efectiva tenemos:

$$Q_u := q_u \cdot B' \cdot L' = 150.711 \text{ tonnef} \quad \text{Capacidad de carga última.}$$

$$Q_{act} := \max(Q_{act1}, Q_{act2}) = 16.355 \text{ tonnef} \quad \text{Carga axial actuante.}$$

Calculando el factor de seguridad, tenemos:

$$FS_{cal} := \frac{Q_u}{Q_{act}} = 9.215 \quad \text{Factor de seguridad disponible.}$$

$$FS_{min} := 2 \quad \text{Factor de seguridad mínimo requerido.}$$

$$FS_{max} := 4 \quad \text{Factor de seguridad máximo recomendado.}$$

$$\delta FS_{requerido?} := \text{if } FS_{min} < FS_{cal} < FS_{max} \mid = \text{"NO OK"}$$

$$\quad \quad \quad \parallel \text{"OK"}$$

$$\quad \quad \quad \text{else}$$

$$\quad \quad \quad \parallel \text{"NO OK"}$$

Debido a la excentricidad, el diagrama de presión de contacto no es uniforme, por lo que también se verifica el factor de seguridad por capacidad de esfuerzo:

$$q_u = 9.458 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max} := \max(q_{max1}, q_{max2}) = 1.134 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$FS_{cal} := \frac{q_u}{q_{max}} = 8.344$$

$$\delta FS_{requerido?} := \text{if } FS_{min} < FS_{cal} < FS_{max} \mid = \text{"NO OK"}$$

$$\quad \quad \quad \parallel \text{"OK"}$$

$$\quad \quad \quad \text{else}$$

$$\quad \quad \quad \parallel \text{"NO OK"}$$

Anexo 11: Capacidad Portante mediante Diseño por Resistencia.

3.0 DISEÑO GEOTÉCNICO MEDIANTE TEORÍA DE CAPACIDAD ÚLTIMA

La ASCE7-16 propone un procedimiento para efectuar el diseño geotécnico de la cimentación mediante teoría de capacidad última. Para esto, se deben calcular las diferentes combinaciones de acciones para el **Estado Límite de Agotamiento Resistente**.

En nuestro caso utilizaremos las combinaciones de acciones que contemplan la acción sísmica consideradas por el Código ACI-318 conforme a norma ASCE7-16:

$$\begin{aligned} U_1 &= 1.4 \cdot CP & U_3 &= 1.2 \cdot CP + CV + S \\ U_2 &= 1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CV & U_4 &= 0.9 \cdot CP + S \end{aligned}$$

Conforme a reacciones de apoyo suministradas del análisis estructural se obtiene:

Cargas Axiales

$$\begin{aligned} Q_{u1} &:= 1.4 \cdot P_{CP} = 17.901 \text{ tonnef} & + & & \text{Combinación U1.} \\ Q_{u2} &:= 1.2 \cdot P_{CP} + 1.6 \cdot P_{CV} = 20.396 \text{ tonnef} & & & \text{Combinación U2.} \\ Q_{u3} &:= 1.2 \cdot P_{CP} + P_{CV} + P_S = 20.789 \text{ tonnef} & & & \text{Combinación U3.} \\ Q_{u4} &:= 0.9 \cdot P_{CP} + P_S = 13.795 \text{ tonnef} & & & \text{Combinación U4.} \end{aligned}$$

Momentos flectores

$$\begin{aligned} M_{u1} &:= 1.4 \cdot M_{CP} = 0.025 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & & & \text{Combinación U1.} \\ M_{u2} &:= 1.2 \cdot M_{CP} + 1.6 \cdot M_{CV} = 0.028 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & & & \text{Combinación U2.} \\ M_{u3} &:= 1.2 \cdot M_{CP} + M_{CV} + M_S = 0.763 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & & & \text{Combinación U3.} \\ M_{u4} &:= 0.9 \cdot M_{CP} + M_S = 0.753 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & & & \text{Combinación U4.} \end{aligned}$$

3.1 Excentricidad y Esfuerzo Máximo

Se utilizan las dimensiones de la zapata propuestas originalmente en el método de esfuerzos permisibles: $B = 1.3 \text{ m}$ y $L = 1.3 \text{ m}$.

$$e_1 := \frac{M_{u1}}{Q_{u1}} = 0.142 \text{ cm} \quad e_2 := \frac{M_{u2}}{Q_{u2}} = 0.139 \text{ cm} \quad e_3 := \frac{M_{u3}}{Q_{u3}} = 3.669 \text{ cm} \quad e_4 := \frac{M_{u4}}{Q_{u4}} = 5.46 \text{ cm}$$

$$e_{max} := \max(e_1, e_2, e_3, e_4) = 5.46 \text{ cm} \quad \text{Máxima excentricidad probable según las combinaciones de carga.}$$

$$q_{max1} := \frac{Q_{u1}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_1}{L}\right) = 1.066 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{max3} := \frac{Q_{u3}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_3}{L}\right) = 1.239 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max2} := \frac{Q_{u2}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_2}{L}\right) = 1.215 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{max4} := \frac{Q_{u4}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_4}{L}\right) = 1.511 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3.2 Cálculo de Excentricidades y esfuerzos Máximos

e	q	e	q
$e_1 = 0.142 \text{ cm}$	$q_{max1} = 1.066 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$e_3 = 3.669 \text{ cm}$	$q_{max3} = 1.239 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$e_2 = 0.139 \text{ cm}$	$q_{max2} = 1.215 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$e_4 = 5.46 \text{ cm}$	$q_{max4} = 1.511 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$q_{max} := \max(q_{max1}, q_{max2}, q_{max3}, q_{max4}) = 1.511 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo actuante en condición mayorado o último.

3.3 Método de Capacidad Última Resistente

Para este método, se debe verificar que $q_{max} < \phi \cdot q_u$. Donde:

$$\phi := 0.45 \quad \text{Factor de Resistencia ante carga vertical (ASCE7-16).}$$

La capacidad de carga última (q_u) de Meyerhof ya previamente calculada:

$$q_u = 9.458 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad de esfuerzo último.}$$

$$\phi \cdot q_u = 4.256 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad de esfuerzo minorado o admisible.}$$

$$q_{max} = 1.511 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo máximo actuante en condición mayorada o último.}$$

$$\text{Verificación_Capacidad_Última} := \text{if } q_{max} < \phi \cdot q_u \text{ then "OK" else "NO OK"}$$

Comentarios:

- El cálculo de **Asentamientos esperados** será el que fije la dimensión definitiva de la cimentación.
- El **Diseño mediante Esfuerzos Admisibles** y el **Diseño mediante Teoría de Capacidad Última** contemplan el diseño geotécnico de la cimentación desde el punto de vista de resistencia. Mientras que, los criterios del **Diseño por Rigidez** están referidos a las deformaciones o asentamientos esperados. Siendo estos últimos en condición de servicio o para acciones excepcionales debidas a sismo o viento.

Anexo 12: Deslizamiento de Cimentación.

4.0 VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

Las fuerzas horizontales generadas durante un sismo pueden ocasionar el deslizamiento de la cimentación. Esto dependerá principalmente de la fricción o adhesión existente entre la base de la zapata y el suelo de soporte lateral.

La verificación de deslizamiento de la cimentación consiste en garantizar que:

$$V_u < \phi \cdot V_r$$

Donde:

V_u	Carga horizontal actuante última o mayorada.
V_r	Fuerza horizontal última resistente.
$\phi_d := 0.85$	Factor de resistencia Deslizamiento (ASCE 7-16).
$\phi_{Ep} := 0.50$	Factor de resistencia contra Ep (ASCE 7-16).

La fuerza total resistente (V_r) se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_r = V_{roce} + E_p \cdot B_{pedestal}$$

La fuerza de roce (V_r) se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_{roce} = (P_{min} + A \cdot D_f \cdot \gamma) \cdot \tan(\delta)$$

Donde:

P_{min}	Carga axial mínima sobre la zapata.
$A := B \cdot L = 1.69 \text{ m}^2$	Área de la zapata.
$D_f = 1.2 \text{ m}$	Profundidad de desplante.
$\gamma = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del suelo ubicado por encima de la zapata.
$\delta := \frac{2}{3} \cdot \phi = 17.189^\circ$	Coefficiente de fricción suelo - zapata.

El empuje pasivo (E_p) se calculará mediante la siguiente expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot D_f^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \cdot D_f$$

Donde:

$$K_p := \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = 2.54 \quad \text{Coeficiente de Empuje Pasivo.}$$

4.1 Fuerza de Roce Resistente

Se determina la carga axial mínima (P_{min}) que actúa sobre la zapata, la cual para nuestro caso será la correspondiente a:

$$P_{min} := Q_{u4} = 13.795 \text{ tonnef}$$

Luego el valor de la fuerza de roce (V_{roce}) será igual a:

$$V_{roce} := (P_{min} + A \cdot D_f \cdot \gamma) \cdot \tan(\delta) = 5.585 \text{ tonnef}$$

4.2 Empuje Lateral Resistente (Ep)

$$E_p := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot D_f^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \cdot D_f = 3.84 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

4.3 METODO DE ESFUERZO PERMISIBLE

$$V_r := V_{roce} + E_p \cdot B_p = 6.545 \text{ tonnef}$$

Resistencia Lateral.

$$V_{sismo} := V_{XS} = 0.538 \text{ tonnef}$$

Fuerza máxima actuante por Sismo.

$$FS_{d.cal} := \frac{V_r}{V_{sismo}} = 12.165$$

Factor de seguridad disponible.

$$FS_d := 1.25$$

Factor de seguridad mínima contra la falla deslizamiento (NTP. E020 Cap 6, Art 22).

$$\begin{aligned} \text{¿FS_requerido?} &:= \text{if } FS_{d.cal} > FS_d \text{ = "OK"} \\ &\quad \parallel \text{"OK"} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \parallel \text{"NO OK"} \end{aligned}$$

4.4 METODO DE CAPACIDAD ÚLTIMA

$$\phi V_r := \phi_d \cdot V_{roce} + \phi_{Ep} \cdot E_p \cdot B_p = 5.227 \text{ tonnef}$$

Resistencia Lateral Factorizada (ASCE 7-16).

$$V_u := V_{XS} = 0.538 \text{ tonnef}$$

Fuerza máxima actuante por Sismo.

$$\begin{aligned} \text{Verificación_deslizamiento} &:= \text{if } \phi V_r > V_u \text{ = "OK"} \\ &\quad \parallel \text{"OK"} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \parallel \text{"NO OK"} \end{aligned}$$

Comentarios:

- La zapata diseñada con las nuevas dimensiones no manifiesta problemas de deslizamiento.
- Obsérvese que en este caso, de forma conservadora, se desprecia la porción de presión resistente del suelo E_p que se da en el área lateral de la zapata. Solo se ha considerado el empuje contra el pedestal.
- El diseño definitivo de la cimentación se podrá completar tras la verificación de los asentamientos esperados ante cargas de servicio y cargas excepcionales.

Anexo 13: Estimación de Asentamiento

Se requiere la estimación de asientos de tipo elásticos, por la Teoría de Elasticidad y Teoría de Schmertmann. Complementando con el uso del Software GEO5

1.0 DATOS

1.1 Información de la Cimentación

$$D_f := 1.20 \text{ m}$$

Profundidad de desplante.

$$L := 1.30 \text{ m}$$

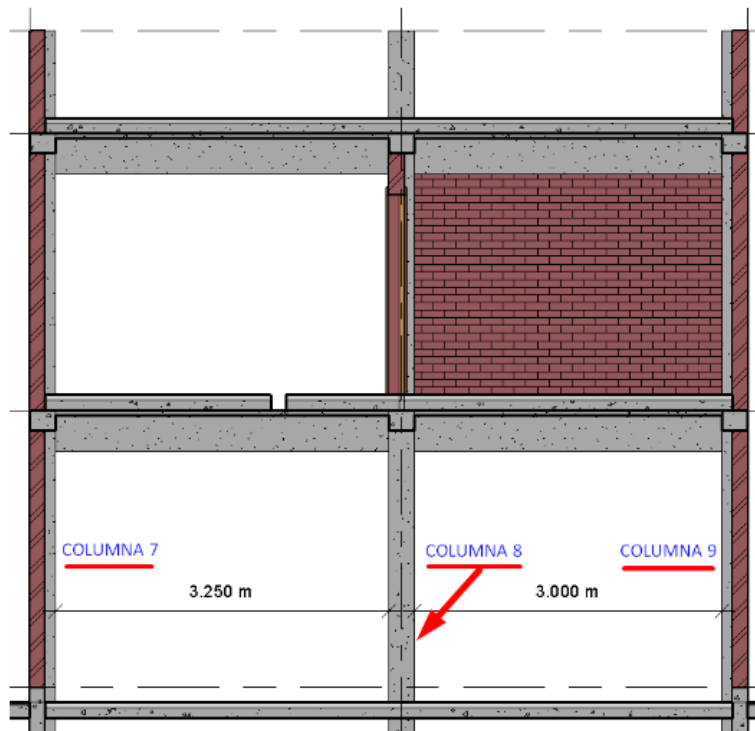
Largo de la Cimentación.

$$B := 1.30 \text{ m}$$

Base de la Cimentación.

$$l_x := 3.25 \text{ m}$$

Luz entre Columnas existentes en la dirección X.



Para el cálculo de asentamiento, se considerará a la Norma Técnica Peruana E.050 - Suelos y Cimentaciones. Los asentamientos se estiman utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos; además el asentamiento diferencial no debe ocasionar una distorsión mayor que la indicada en la tabla 8.

TABLA 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

$$\alpha_{E.050} := \frac{1}{150}$$

Distorsión Angular, (Ver: Tabla 8, NTP E0 50)

Para fines de esta investigación, se considera el asentamiento generado por la columna 8, siendo la columna con mayor soporte de carga.

Nota:

Para este caso, se consideró el asentamiento 0 de la columna adyacente, con fines de evaluar el asentamiento de la columna considerada C8.

$$\rho_{max,x} := l_x \cdot \alpha_{E_{0.50}} = 21.667 \text{ mm}$$

Asentamiento Permisible, respecto en la dirección X.

1.2 Información del Suelo

Es practica habitual, a falta de información de laboratorio mas detallada, utilizar correlaciones que se ajusten al tipo de suelo encontrado en las excavaciones.

Suelo	$Prof_{inicial}$ (m)	$Prof_{final}$ (m)	γ_i $\left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}\right)$	E_s (MPa)	μ	S.U.C.S	Características
S2	0	0.5	2.1	320	0.20	GW (Grava bien Graduada)	Fuente GEO5.
	0.5	1	2.1	320	0.20		
	1	1.5	2.1	320	0.20		
	1.5	2.0	2.1	320	0.20		
	2.0	3.0	2.1	320	0.20		
	3.0	4.0	2.1	320	0.20		

2.0 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO POR TEORÍA ELÁSTICA

2.1 Cálculos Previos

$$q_u := 11.172 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Carga Última por la ecuación General de Meyerhof.

$$P := 15.944 \text{ tonnef}$$

Carga por Servicio Actuante (Item 2).

$$h_{sótano} := 0 \text{ m}$$

Profundidad del Sótano.

$$\gamma_{suelo_excavado} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$D := \min(Prof_{final_4}, 4 \cdot B) = 3 \text{ m}$$

Profundidad mínima para determinar los factores F1 y F2.

$$B'' := \frac{B}{2} = 0.65 \text{ m}$$

Ancho de la sección en estudio.

$$L'' := \frac{L}{2} = 0.65 \text{ m}$$

Largo de la sección en estudio.

$$\mu_{GW} := 0.20$$

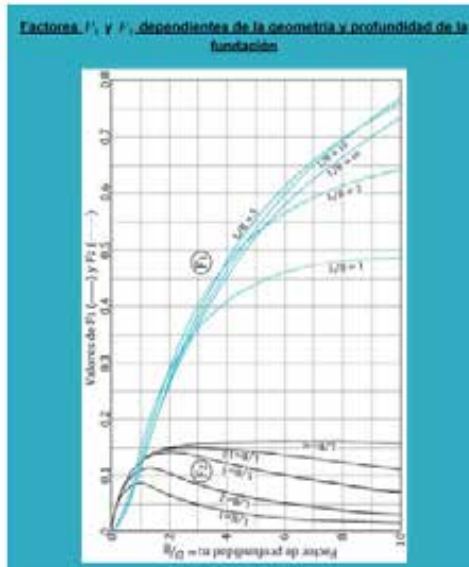
Se asumirá el coeficiente de Poisson de GW (Grava bien graduada).

$$E_{s_GW} := 350 \text{ MPa}$$

Módulo de Deformación de GW (Grava bien graduada).

$$F_1 := 0.45$$

$$F_2 := 0.03$$



Gráfica para determinar Factor de Forma

$$\frac{D}{B''} = 4.615$$

$$\frac{L''}{B''} = 1$$

Al ser un estrato de arena, se utilizará el método basado en la aplicación de **La ley de Hooke**, para asentamiento elástico.

$$\rho_{esquina} = I_p \cdot \frac{B''}{E} \cdot q_{neta} \cdot (1 - \mu^2)$$

Asentamiento elástico en una esquina de una cimentación rectangular uniformemente cargada

Debido a que se requiere el asentamiento en el centro de la cimentación, **entonces la cimentación se divide en cuatro partes iguales**, y se aplica la ecuación sobre una de estas partes.

Y para obtener el asentamiento total de cimentación, el resultado obtenido se multiplicará por 4, es decir:

$$\rho_{centro} = 4 \cdot \rho_{esquina}$$

$$I_p := F_1 + \left(\frac{1 - 2 \cdot \mu_{GW}}{1 - \mu_{GW}} \right) \cdot F_2 = 0.473$$

Factor de Influencia

$$B'' = 0.65 \text{ m}$$

Ancho de la sección en estudio.

$$q_{neta} := \frac{P}{B \cdot L} - (h_{sótano} \cdot \gamma_{suelo_excavado}) = 9.434 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Carga neta producida por la cimentación.

$$\mu_{GW} = 0.2$$

Relación de Poisson.

$$\rho_{esquina} := I_p \cdot \frac{B''}{E_{s_GW}} \cdot q_{neta} \cdot (1 - \mu_{GW}^2) = 0.078 \text{ mm}$$

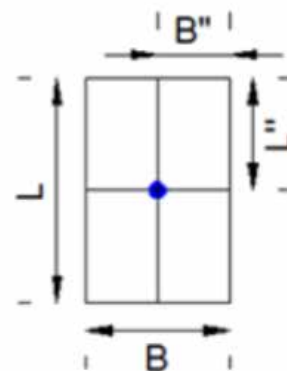
$$\rho_{centro} := 4 \cdot \rho_{esquina} = 0.312 \text{ mm}$$

Verificación del Asentamiento Esperado en la dirección X:

$$\rho_{centro} = 0.312 \text{ mm}$$

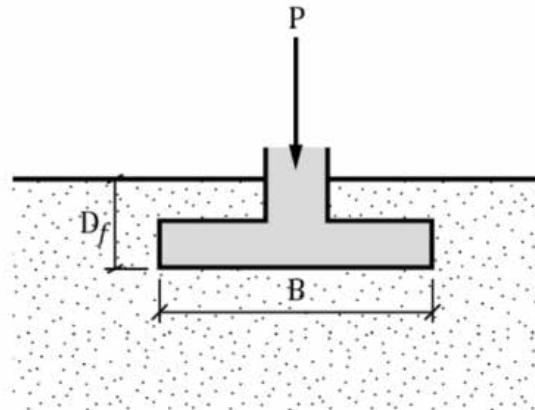
$$\rho_{max_x} = 21.667 \text{ mm}$$

$$\rho_{Asentamiento_esperado_x} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \rho_{centro} < \rho_{max_x} \\ \text{"NO OK"} & \text{else} \end{cases} = \text{"OK"}$$



3.0 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO SEGÚN SCHMERTMANN

Se tiene una cimentación cuadrada de dimensión B con una profundidad de desplante de D_f . Se encuentra en un perfil de arena, tal como se muestra en la figura abajo, cuyas propiedades se indican a continuación.



$D_f := 1.20 \text{ m}$	Profundidad de desplante.
$L = 1.3 \text{ m}$	Largo de la Cimentación.
$B = 1.3 \text{ m}$	Base de la Cimentación.
$P = 15.944 \text{ tonnef}$	Carga por Servicio Actuante.
$\gamma := 2.1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico del suelo.

Se requiere estimar el asentamiento elástico esperado mediante el método de Schmertmann y Hartmann (1978) para un periodo de $t_{\text{años}} := 2$.

3.1 Cálculos Previos

$q_{\text{neto}} = 9.434 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Carga neta actuante.
$q_f := \gamma \cdot D_f = 2.52 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Esfuerzo al nivel del fondo de la cimentación.
$C_1 := 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{q_f}{q_{\text{neto}} - q_f} \right) = 0.818$	Factor de corrección para la profundidad del empotramiento.
$C_2 := 1 + 0.2 \cdot \log \left(\frac{t_{\text{años}}}{0.1} \right) = 1.26$	Factor de corrección que toma en cuenta el flujo plástico del suelo.
E_s	Módulo de Elasticidad del Suelo. (Ver: Nota Estudio Geotécnico)
I_z	Factor de influencia para fundaciones cuadradas.

$$I_{z0} = 0.1 \quad \text{para } z = 0$$

Factor de influencia al nivel de desplante.

$$I_{z1} = 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{q_{neta} - q}{q'_{z1}}} \quad \text{para } z = 0.5 \cdot B$$

Factor de influencia al nivel de $D_f + 0.5B$.

$$I_{z2} = 0 \quad \text{para } z = 2 \cdot B$$

Factor de influencia al nivel de $D_f + 2B$.

$$\Delta z := 0.2 \text{ m}$$

Espesor del estrato de estudio (definido según criterio).

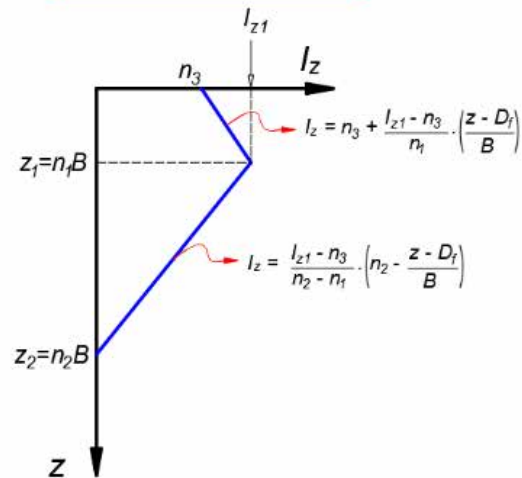
3.2 Factor de Influencia según Schmertmann

$$n_1 := \begin{cases} \text{if } 0.5 + 0.0555 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1 & = 0.5 \\ 0.5 + 0.0555 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right) \\ \text{else} \\ 1 \end{cases}$$

$$n_2 := \begin{cases} \text{if } 2 + 0.222 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4 & = 2 \\ 2 + 0.222 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right) \\ \text{else} \\ 4 \end{cases}$$

$$n_3 := \begin{cases} \text{if } 0.1 + 0.0111 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2 & = 0.1 \\ 0.1 + 0.0111 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1\right) \\ \text{else} \\ 0.2 \end{cases}$$

$$I_{z1} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{neta} - q}{q'_{z1}}}$$



Nota:

n_1, n_2, n_3 ; son coeficientes como se muestra en el gráfico.

$$q_{neta} = 9.434 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Carga neta actuante.

$$q_f := \gamma \cdot D_f = 2.52 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo al nivel del fondo de la cimentación.

$$D_f + n_1 \cdot B = 1.85 \text{ m}$$

Profundidad de Influencia máxima.

$$q'_{z1} := \gamma \cdot (D_f + n_1 \cdot B) = 3.885 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo efectivo a una profundidad de Influencia máxima.

$$I_{z1} := 0.5 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{q_{neta} - q_f}{q'_{z1}}} = 0.633$$

Influencia máxima a una profundidad $D_f + 0.5B$.

3.3 Estudio de los Estratos

0	320	2.1	0	0	0	0
0.05	320	2.1	0.105	0	0	0
0.1	320	2.1	0.21	0	0	0
0.15	320	2.1	0.315	0	0	0
0.2	320	2.1	0.42	0	0	0
0.25	320	2.1	0.525	0	0	0
0.3	320	2.1	0.63	0	0	0
0.35	320	2.1	0.735	0	0	0
0.4	320	2.1	0.84	0	0	0
0.45	320	2.1	0.945	0	0	0
0.5	320	2.1	1.05	0	0	0
0.55	320	2.1	1.155	0	0	0
0.6	320	2.1	1.26	0	0	0
0.65	320	2.1	1.365	0	0	0
0.7	320	2.1	1.47	0	0	0
0.75	320	2.1	1.575	0	0	0
0.8	320	2.1	1.68	0	0	0
0.85	320	2.1	1.785	0	0	0
0.9	320	2.1	1.89	0	0	0
0.95	320	2.1	1.995	0	0	0
1	320	2.1	2.1	0	0	0
1.05	320	2.1	2.205	0	0	0
1.1	320	2.1	2.31	0	0	6.25 · 10 ⁻⁸
1.15	320	2.1	2.415	0	0	8.814 · 10 ⁻⁸
1.2	320	2.1	2.52	0.1	0	1.138 · 10 ⁻⁷
1.25	320	2.1	2.625	0.141	0	1.394 · 10 ⁻⁷
1.3	320	2.1	2.73	0.182	0	1.651 · 10 ⁻⁷
1.35	320	2.1	2.835	0.223	0	1.907 · 10 ⁻⁷
1.4	320	2.1	2.94	0.264	0	2.164 · 10 ⁻⁷
1.45	320	2.1	3.045	0.305	0	2.42 · 10 ⁻⁷
1.5	320	2.1	3.15	0.346	0	2.677 · 10 ⁻⁷
1.55	320	2.1	3.255	0.387	0	2.933 · 10 ⁻⁷
1.6	320	2.1	3.36	0.428	0	3.189 · 10 ⁻⁷
1.65	320	2.1	3.465	0.469	0	3.446 · 10 ⁻⁷
1.7	320	2.1	3.57	0.51	0	3.702 · 10 ⁻⁷
1.75	320	2.1	3.675	0.551	0	3.959 · 10 ⁻⁷
1.8	320	2.1	3.78	0.592	0	3.857 · 10 ⁻⁷
1.85	320	2.1	3.885	0.633	0	3.756 · 10 ⁻⁷
1.9	320	2.1	3.99	0.617	0	3.654 · 10 ⁻⁷
1.95	320	2.1	4.095	0.601	0	3.553 · 10 ⁻⁷
2	320	2.1	4.2	0.585	0	3.451 · 10 ⁻⁷
2.05	320	2.1	4.305	0.568	0	3.35 · 10 ⁻⁷
2.1	320	2.1	4.41	0.552	0	3.248 · 10 ⁻⁷
2.15	320	2.1	4.515	0.536	0	3.147 · 10 ⁻⁷
2.2	320	2.1	4.62	0.52	0	3.045 · 10 ⁻⁷
2.25	320	2.1	4.725	0.503	0	2.944 · 10 ⁻⁷
2.3	320	2.1	4.83	0.487	0	2.842 · 10 ⁻⁷
2.35	320	2.1	4.935	0.471	0	2.741 · 10 ⁻⁷
2.4	320	2.1	5.04	0.455	0	2.639 · 10 ⁻⁷
2.45	320	2.1	5.145	0.439	0	2.538 · 10 ⁻⁷
2.5	320	2.1	5.25	0.422	0	2.436 · 10 ⁻⁷
2.55	320	2.1	5.355	0.406	0	2.335 · 10 ⁻⁷
2.6	320	2.1	5.46	0.39	0	2.233 · 10 ⁻⁷
2.65	320	2.1	5.565	0.374	0	2.132 · 10 ⁻⁷
2.7	320	2.1	5.67	0.357	0	2.03 · 10 ⁻⁷
2.75	320	2.1	5.775	0.341	0	1.929 · 10 ⁻⁷
2.8	320	2.1	5.88	0.325	0	1.827 · 10 ⁻⁷
2.85	320	2.1	5.985	0.309	0	1.726 · 10 ⁻⁷
2.9	320	2.1	6.09	0.292	0	1.624 · 10 ⁻⁷
2.95	320	2.1	6.195	0.276	0	1.523 · 10 ⁻⁷
3	320	2.1	6.3	0.26	0	1.421 · 10 ⁻⁷
3.05	320	2.1	6.405	0.244	0	1.32 · 10 ⁻⁷
3.1	320	2.1	6.51	0.227	0	1.218 · 10 ⁻⁷
3.15	320	2.1	6.615	0.211	0	1.117 · 10 ⁻⁷
3.2	320	2.1	6.72	0.195	0	1.015 · 10 ⁻⁷
3.25	320	2.1	6.825	0.179	0	9.136 · 10 ⁻⁸
3.3	320	2.1	6.93	0.162	0	8.121 · 10 ⁻⁸
3.35	320	2.1	7.035	0.146	0	7.106 · 10 ⁻⁸
3.4	320	2.1	7.14	0.13	0	6.09 · 10 ⁻⁸
3.45	320	2.1	7.245	0.114	0	5.075 · 10 ⁻⁸
3.5	320	2.1	7.35	0.097	0	4.06 · 10 ⁻⁸
3.55	320	2.1	7.455	0.081	0	3.045 · 10 ⁻⁸
3.6	320	2.1	7.56	0.065	0	2.03 · 10 ⁻⁸
3.65	320	2.1	7.665	0.049	0	1.015 · 10 ⁻⁸
3.7	320	2.1	7.77	0.032	0	1.172 · 10 ⁻²²
3.75	320	2.1	7.875	0.016	0	0
3.8	320	2.1	7.98	0	1.875 · 10 ⁻¹⁶	0
3.85	320	2.1	8.085	0	0	0
3.9	320	2.1	8.19	0	0	0
3.95	320	2.1	8.295	0	0	0
4	320	2.1	8.4	0	0	0

Al realizar los procedimientos respectivos, se tiene como factor el siguiente valor:

$$\sum_{n=1}^{\text{length}(z)} \frac{I_{z_n}}{E_{s_n}} \cdot \Delta z = 0.00001073 \frac{m^3}{kN}$$

Estudio de los Estratos:

$$S_e := C_1 \cdot C_2 \cdot (q_{\text{neto}} - q_f) \cdot \sum \frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z = 0.75 \text{ mm} \qquad q_{\text{neto}} = 0.943 \frac{kgf}{cm^2}$$

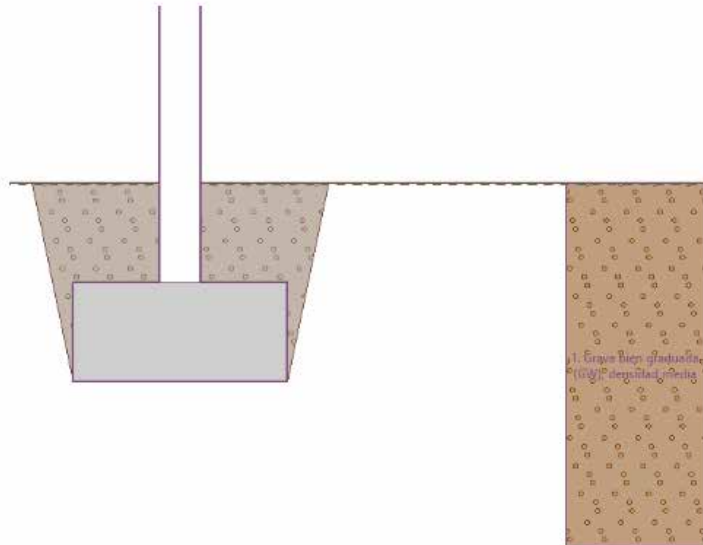
El asentamiento probable para la carga de servicio actuante ($P = 15.944 \text{ tonnef}$) es de $S_e = 0.075 \text{ cm}$

Verificación del Asentamiento Esperado en la dirección X:

$$S_e = 0.075 \text{ cm} \qquad \rho_{\text{max}_x} = 2.167 \text{ cm} \qquad \begin{cases} \text{¿Asentamiento_esperado_x?} := \text{if } \rho_{\text{centro}} < \rho_{\text{max}_x} & = \text{"OK"} \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"NO OK"} \end{cases}$$

4.0 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO MEDIANTE GEO5

A continuación se determina el asentamiento esperado de una zapata aislada mediante el siguiente método:



4.1 Información de la Carga Actuante

$$P = 156.357 \text{ kN}$$

Carga Axial Actuante por Servicio.

4.2 Información de la Cimentación

$$D_f = 1.2 \text{ m}$$

$$L = 1.3 \text{ m}$$

$$B = 1.3 \text{ m}$$

$$\gamma_c := 2400 \frac{kgf}{m^3}$$

$$t := 0.50 \text{ m}$$

$$C_x := 0.25 \text{ m}$$

$$C_y := 0.25 \text{ m}$$

Profundidad de desplante.

Largo de la Cimentación.

Base de la Cimentación.

Peso específico del Concreto.

Espesor de la Cimentación.

Ancho de la Columna o Pedestal.

Largo de la Columna o Pedestal.

Definimos el tipo de suelo de cada estrato: Se ingresará los valores ponderados del cálculo de asentamiento por el método elástico a todas las capas a ingresar, $E_s := 320 \text{ MPa}$ y $\mu := 0.20$. Con el objetivo de comparar dichos resultados.

Estrato GW:

Nro.	Nombre	Grava bien graduada (GW), densidad media
1	Grava bien graduada (GW), densidad me	<p>Grava bien graduada (GW), densidad media</p> <p>Peso unitario: $\gamma = 20.59 \text{ kN/m}^3$</p> <p>Ángulo de fricción interna: $\phi_{ef} = 30.32^\circ$</p> <p>Cohesión de suelo: $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$</p> <p>Módulo de deformación: $E_{def} = 320.00 \text{ MPa}$</p> <p>Coefficiente de Poisson: $\nu = 0.20$</p> <p>Peso unitario de suelo saturado: $\gamma_{sat} = 20.59 \text{ kN/m}^3$</p>

Definimos la carga actuante por servicio :

$$P = 156.357 \text{ kN}$$

4.3 Método Edométrico

Se selecciona el Método Edométrico en las configuraciones del proyecto.

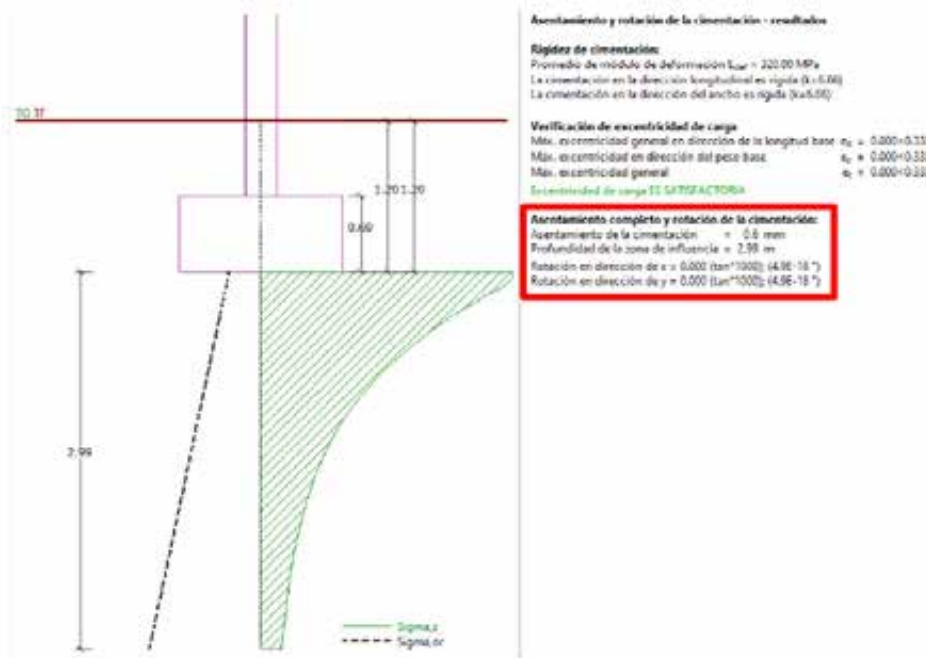
Para lo cual se debe ir a la herramienta **Configuración** en el panel derecho, y hacemos clic en el botón **Editar** de la configuración que aparece en la pantalla.

En la pantalla emergente se debe: Ubicar la pestaña de **Asiento**, elegir el método deseado, y calibrar el porcentaje de restricción de la zona de influencia hasta obtener la profundidad de influencia establecida en nuestro proyecto (con la finalidad de comparar con los métodos realizados con anterioridad).

En este caso: para la profundidad más cercana a $D=3\text{ m}$, el porcentaje de restricción que se obtuvo aproximado es 18.0%.

Materiales y estándares		Asiento	Zapata
Método de análisis:	Módulo edométrico		
Restricción de la zona de influencia:	Por porcentaje de Sigma, Or		
Coef. de restricción para zona de influencia:	18.0 [%]		

Obteniendo un asentamiento de: $S_{E_{red}} = 0.6\text{ mm}$



5.0 RESUMEN DE RESULTADOS

$$\rho_{\text{centro}} = 0.312\text{ mm}$$

$$S_e = 0.75\text{ mm}$$

$$S_{E_{red}} = 0.6\text{ mm}$$

Teoría Elástica
Teoría de Schmertmann.
Método Edométrico.

Anexo 14: Estimación de Coeficiente de Balasto

Luego se estima el coeficiente de balasto (k_s) como la relación entre la tensión actuante y la deformación esperada en la cimentación.

Datos de la Cimentación		
Carga de Servicio (A Corto Plazo) (kN) =	156.357	
Ancho (B) (m) =	1.3	
Largo (L) (m) =	1.3	
Tensión de Servicio Actuante (σ_{ser}) (kN/m ²) =	92.52	Teoría Elástica
Asiento Elástico (ρ_s) (cm) =	0.0312	
COEFICIENTE DE BALASTO ESTIMADO INICIALMENTE		
Coeficiente de Balasto Inicial Estimado (Ks) (σ_{ser} / ρ_s) (kN/m ³) =	296535.05	
Coeficiente de Balasto Inicial Estimado (Ks) (σ_{ser} / ρ_s) (kgf/cm ³) =	29.65350	

Otra forma de validar el Coeficiente de Balasto es mediante las expresiones propuestas por E. Nuñez (SAIG, 1999).

Se requiere el valor de capacidad portante última ($q_u = \sigma_u$) estimado originalmente y el FS disponible en la cimentación para estimar el K_s en condición de tensiones de trabajo.

$$E_s = 320000 \frac{kN}{m^2} \quad q_u = 1095.599 \frac{kN}{m^2} \quad q_u = 11.172 \frac{kgf}{cm^2}$$

DATOS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN		
Capacidad Portante última σ_u de la Cimentación (kN/m ²) =	1095.599	Meyerhoff
Capacidad de Rotura σ_r Estimado del Ensayo de Plato (kN/m ²) =	876.4792	
Factor de Seguridad de la Cimentación (FS) =	11.84	

Luego, para estimar la rigidez inicial (K_i) del sistema suelo-cimentación se requiere el valor del Módulo de Elasticidad (E) el cual puede ser estimado originalmente mediante correlaciones y partiendo de dicho valor inicial es posible ajustarlo en función de la deformación esperada.

Se valida el coeficiente de balasto estimado originalmente ($K_{s, inicial}$) se encuentre cercano a la condición de trabajo (K_{serv}) y se verifica la posición de dicho balasto respecto a la condición de falla (K_{falla}).

MÓDULO DE ELASTICIDAD		
Módulo de Elasticidad obtenido mediante correlaciones (Ecorr) (kN/m ²) =	320000.00	Tablas o Correlaciones
Módulo de Elasticidad Definitivo para obtener K (Edef) (kN/m ²) =	323900.00	INDICAR DEFINITIVO

CONSTRUCCIÓN DE CURVA (TENSIÓN-DEFORMACIÓN)	
Rigidez Inicial (Ki) (1.3 E/B) (Nuñez) (kN/m ³) (Zapata Cuadrada) =	323900
$dR = \sigma_r / \sigma_u$	0.8
Coeficiente de Balasto en la falla (Kfalla) = (Ki(1-dR)) (kN/m ³) =	64780.0000
Coeficiente de Balasto en la falla (Kfalla) = (Ki(1-dR)) (kgf/cm ³) =	6.4780
Coeficiente de Balasto en Servicio (Kser) = (Ki(1-dR/FS)) (kN/m ³) =	302018.3568
Coeficiente de Balasto en Servicio (Kser) = (Ki(1-dR/FS)) (kgf/cm ³) =	30.20184

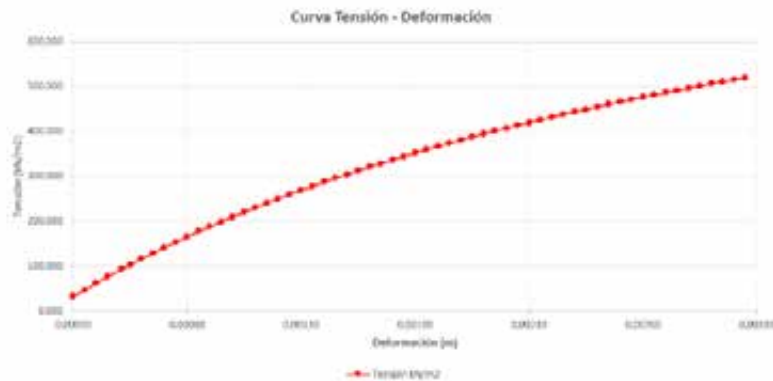
Ya con esta información es posible construir la curva Tensión-Deformación y validar que la relación entre la tensión actuante sobre la zapata y la deformación esperada sean cónsonos con la magnitud del balasto en condiciones de trabajo.

Para ello empleamos las expresiones propuestas por Nuñez (1999)

$$\sigma = \frac{1}{\frac{1}{\delta \cdot k_i} + \frac{dR}{\sigma_R}} \quad \delta = \frac{1}{k_i \cdot \left(\frac{1}{\sigma} - \frac{dR}{\sigma_R} \right)}$$

Luego, la Curva Tensión-Deformación se ha construido cuidando de que el valor de Módulo de Elasticidad utilizada sea cónsono con los niveles de deformación esperado según las tensiones actuantes.

MÓDULO DE ELASTICIDAD		
Módulo de Elasticidad obtenido mediante correlaciones (Ecorr) (kN/m ²) =	320000.00	Tablas o Correlaciones
Módulo de Elasticidad Definitivo para obtener K (Edef) (kN/m ²) =	323900.00	INDICAR DEFINITIVO



Deformación (m)	Tensión (kN/m2)	Balasto Asociado (Ks) (kN/m3)	Balasto Asociado (Ks) (kgf/cm3)
0.00010	31.460	314599.270	32.089
0.00015	46.522	310146.372	31.635
0.00020	61.164	305817.768	31.193
0.00025	75.402	301608.327	30.764
0.00031	92.523	296546.857	30.248
0.00035	102.735	293527.778	29.940
0.00040	115.859	289647.724	29.544
0.00045	128.641	285868.911	29.159
0.00050	141.094	282187.427	28.783
0.00055	153.230	278599.559	28.417
0.00060	165.061	275101.781	28.060
0.00065	176.599	271690.742	27.712
0.00070	187.854	268363.256	27.373
0.00075	198.837	265116.289	27.042
0.00080	209.558	261946.954	26.719
0.00085	220.025	258852.500	26.403
0.00090	230.247	255830.303	26.095
0.00095	240.234	252877.863	25.794
0.00100	249.993	249992.790	25.499
0.00105	259.531	247172.807	25.212
0.00110	268.857	244415.734	24.930
0.00115	277.977	241719.490	24.655
0.00120	286.899	239082.084	24.386
0.00125	295.627	236501.610	24.123
0.00130	304.169	233976.244	23.866
0.00135	312.531	231504.240	23.613
0.00140	320.717	229083.925	23.367
0.00145	328.735	226713.694	23.125
0.00150	336.588	224392.008	22.888
0.00155	344.282	222117.390	22.656
0.00160	351.821	219888.425	22.429

Y finalmente podemos ubicar el coeficiente de balasto que utilizaremos en este proyecto en la curva tensión deformación.

$$k_s := 30.248 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$



1.0 RESUMEN DEL COEFICIENTE DE BALASTO CALIBRADO

Considerando que el tipo de suelo tiene un comportamiento de naturaleza pseudo Elástica, se cálculo los asentamientos con diferentes métodos.

$$\rho_{centro} = 0.312 \text{ mm}$$

$$S_e = 0.75 \text{ mm}$$

$$S_{E_{oed}} = 0.6 \text{ mm}$$

Teoría Elástica.
Teoría de Schmertmann.
Método Edométrico.

Se calculó el coeficiente de Balasto para cada asentamiento de diferentes métodos, con la carga de servicio $P = 156.357 \text{ kN}$, realizando el mismo procedimiento líneas arriba teniendo el criterio propuesto por Núñez (1999), se muestra los siguientes resultados:

	Coeficiente de Balasto inicial (kgf/cm ³)	Coeficiente de Balasto en Servicio (kgf/cm ³)	Coeficiente de Balasto Curva (kgf/cm ³)
Teoria Elastica	29.654	30.202	30.248
Shmertmann	12.336	12.565	12.584
Método Edométrico	15.420	15.706	15.729

considerando el más desfavorable, tomaríamos el coeficiente de balasto del método de Schmertmann:

$$k_s := 12.584 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

Coeficiente de Balasto.

Anexo 15: Diseño Estructural de Zapata Aislada

1.0 DATOS PRELIMINARES

Se requiere el diseño estructural de una fundación superficial del tipo zapata aislada de concreto reforzado.

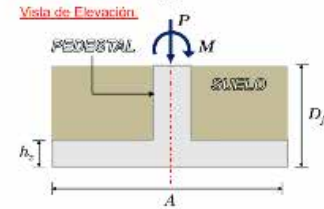
1.1 Dimensiones de la Zapata Aislada

$A := 1.30 \text{ m}$	Ancho de la Zapata.
$B := 1.30 \text{ m}$	Largo de la Zapata.
$h_z := 0.50 \text{ m}$	Altura de la zapata.
$A_f := A \cdot B = 1.69 \text{ m}^2$	Área en planta de la zapata.
$D_f := 1.20 \text{ m}$	Profundidad de desplante de la cimentación.



1.2 Dimensiones del Pedestal

$a := 0.25 \text{ m}$	Ancho del Pedestal.
$b := 0.25 \text{ m}$	Largo del Pedestal.
$h_p := D_f - h_z = 0.7 \text{ m}$	Altura del Pedestal.
$u_p := \text{"interior"}$	Ubicación del Pedestal con respecto a la cimentación (se debe colocar "interior", "borde", "esquina").



1.3 Propiedades de los materiales de la zapata de fundación

$f'_{c_z} := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión del concreto.	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo cedente del acero de refuerzo longitudinal.
$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso específico del concreto reforzado.	$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

1.4 Propiedades de los materiales de la columna

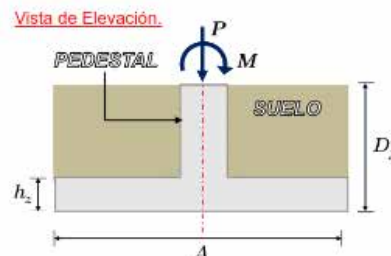
$f'_{c_c} := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a compresión del concreto.	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo cedente del acero de refuerzo longitudinal.
--	--	--	--

1.5 Propiedades del material de relleno de suelo por encima de la cimentación

$\gamma_s := 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del relleno de suelo.
--	-------------------------------------

1.6 Propiedades del material de suelo de soporte de la cimentación

$\sigma_u := 9.458 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo último del suelo de fundación..
$F.S := 3.0$	Factor de Seguridad Para Sismo 2.5 Fuente: NTP. E0.50
$\sigma_{adm} := \frac{\sigma_u}{F.S} = 3.153 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo admisible del suelo de fundación..



1.7 Carga sobre la zapata de cimentación

Tras haber efectuado el análisis estructural de la edificación, se presentan a continuación las solicitaciones obtenidas en los apoyos.

Donde:

CP: Carga Permanente

CV: Carga Variable

S: Carga Sismo

Cargas Axiales			Fuerza Horizontal por Sismo	Momentos Flectores		
P_{CP}	P_{CV}	P_S	V_{XS}	M_{CP}	M_{CV}	M_S
(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef·m)	(tonnef·m)	(tonnef·m)
12.7861	3.158	2.2874	0.538	0.0181	0.0041	0.7369

1.8 Datos para el diseño a flexión, corte y aplastamiento

$\phi_b := 0.90$	Factor por minoración de resistencia a flexión
$\phi_v := 0.75$	Factor de minoración de resistencia a corte.
$\phi_a := 0.65$	Factor de minoración al aplastamiento.
$\varepsilon_{cu} := 0.003$	Deformación unitaria última del concreto.

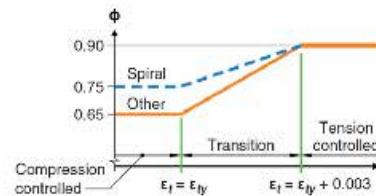


Fig. 11.21.2.2(b). Variación ϕ con la deformación unitaria neta a tracción. ACI 318-19.

Deformación unitaria cedente del refuerzo a flexión

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

Deformación unitaria neta a tracción mínima

$$\varepsilon_{tmin} := \varepsilon_{ty} + \varepsilon_{cu} = 0.005$$

β_1 : Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje Neutro.

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
(a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b) Cortante	0.75	Se prescriben requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.

Tabla 21.2.1. Factores de reducción de resistencia. ACI 318-19.

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 170 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \text{else if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < f'_c < 550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2})}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ \text{else} & 0.65 \end{cases}$$

f'_c (kgf/cm ²)	β_1
$170 \leq f'_c \leq 280$	0.85
$280 < f'_c < 550$	$0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 280)}{70}$
$f'_c \geq 550$	0.65

Tabla 22.2.2.4.3. Valores de β_1 para distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto. ACI 318-19.

Recubrimiento de protección

$$rec := 7.5 \text{ cm}$$

Diámetro de barras longitudinales a tracción

$$\phi_{bAs} := \frac{4}{8} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$

Recubrimiento de diseño

$$rec_d := rec + \frac{\phi_{bAs}}{2} = 8.135 \text{ cm}$$

Altura útil de la zapata

$$d := h_z - rec_d = 0.419 \text{ m}$$

Factor de modificación según el peso de concreto (liviano o normal)

$$\lambda := 1.00$$

Factor de modificación según el grado del refuerzo

$$\psi_g := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento epóxico

$$\psi_e := 1.00$$

Factor de modificación según el tamaño de la barra

$$\psi_s := 0.8$$

Factor de modificación según la ubicación del refuerzo

$$\psi_l := 1.00$$

Índice del acero de refuerzo transversal

$$K_{tr} := 0$$

Tabla 25.4.2.5 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 ó Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 690	1.3
Epóxico ^[1] ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño ψ_s	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación ^[1] ψ_l	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

^[1] El producto (ψ_l/ψ_e) no hay necesidad de que exceda 1.7.

Tabla 25.4.2.5. Factores de modificación para el desarrollo de las barras corrugadas y alambres corrugados. ACI 318-19.

2.0 VERIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES EN PLANTA AISLADA DE FUNDACIÓN

Se presentan las combinaciones de carga mas desfavorables para el diseño de la cimentación.

Nota: En este caso se desea ilustrar el efecto de la acción sísmica y como manejar el cambio de excentricidades en un diseño sísmico, sin embargo, en cualquier caso siempre se debe verificar la condición de servicio (CP+CV) contra q_{adm} (Esfuerzos Permisibles).

Cuando actúan cargas sísmicas, las normas permiten incrementar la resistencia del suelo q_{adm} en un 30%. (NTP E.060)

$$1.30 \cdot \sigma_{adm} = 4.098 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad U_1 = CP + CV + CS \quad U_2 = 0.9 \cdot CP + CS$$

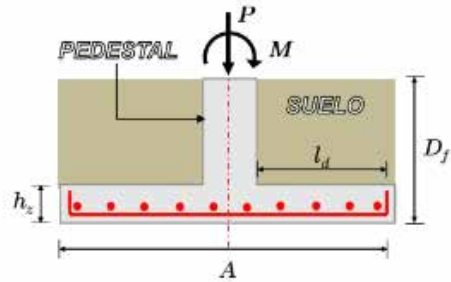
2.1 Cálculo de Combinaciones de Carga más Desfavorables

$$Q_{act1} := P_{CP} + P_{CV} + P_S = 18.232 \text{ tonnef}$$

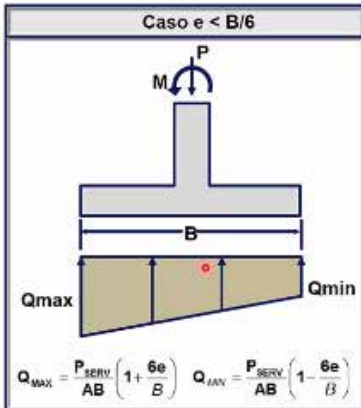
$$Q_{act2} := 0.9 \cdot P_{CP} + P_S = 13.795 \text{ tonnef}$$

$$M_{act1} := 1 \cdot M_{CP} + 1 \cdot M_{CV} + 1 \cdot M_S = 0.759 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{act2} := 0.9 \cdot M_{CP} + M_S = 0.753 \text{ tonnef} \cdot m$$



Excentricidades:



$$e_1 := \frac{M_{act1}}{Q_{act1}} = 4.164 \text{ cm}$$

$$e_2 := \frac{M_{act2}}{Q_{act2}} = 5.46 \text{ cm}$$

$$\delta e_{pertenece_al_tercio_central} := \text{if } \frac{A}{6} > \max(e_1, e_2) \text{ then "SI" else "NO"}$$

Esfuerzo Máximo:

A continuación se obtienen los esfuerzos máximos para cada combinación de carga y excentricidad correspondiente:

$$q_{max1} := \frac{Q_{act1}}{B \cdot A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_1}{A} \right) = 1.286 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max2} := \frac{Q_{act2}}{B \cdot A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_2}{A} \right) = 1.022 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min1} := \frac{Q_{act1}}{B \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_1}{A} \right) = 0.871 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min2} := \frac{Q_{act2}}{B \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_2}{A} \right) = 0.611 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo Neto:

$$\sigma_{NETO} := 1.3 \sigma_{adm} - \gamma_s \cdot (D_f - h_z) - \gamma_c \cdot h_z = 3.831 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\delta FS_{requerido} := \text{if } \max(q_{max1}, q_{max2}) < \sigma_{NETO} \text{ then "OK" else "NO OK"}$$

3.0 CALCULAR LA PRESIÓN DE CONTACTO MAYORADA

Luego de definir y verificar el área en planta de la zapata aislada, se procederá a verificar el espesor de la fundación y a definir su área de acero, aplicando las teorías de diseño de miembros estructurales de concreto armado, para ello debemos trabajar con la presión de contacto mayorada para así, obtener las sollicitaciones en estado último de agotamiento resistente.

$$P_{u1} := 1.4 \cdot P_{CP} = 17900.54 \text{ kgf}$$

$$P_{u2} := 1.4 \cdot P_{CP} + 1.7 P_{CV} = 23269.14 \text{ kgf}$$

$$P_{u3} := 1.25 \cdot (P_{CP} + P_{CV}) + P_S = 22217.525 \text{ kgf}$$

$$P_{u4} := 0.9 \cdot P_{CP} + P_S = 13794.89 \text{ kgf}$$

$$M_{u1} := 1.4 \cdot M_{CP} = 25.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2} := 1.4 \cdot M_{CP} + 1.7 M_{CV} = 32.31 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u3} := 1.25 \cdot (M_{CP} + M_{CV}) + M_S = 764.65 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4} := 0.9 \cdot M_{CP} + M_S = 753.19 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L, \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L, \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L, \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L, \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Excentricidades:

$$e_{u1} := \frac{M_{u1}}{P_{u1}} = 0.142 \text{ cm}$$

$$e_{u2} := \frac{M_{u2}}{P_{u2}} = 0.139 \text{ cm}$$

$$e_{u3} := \frac{M_{u3}}{P_{u3}} = 3.442 \text{ cm}$$

$$e_{u4} := \frac{M_{u4}}{P_{u4}} = 5.46 \text{ cm}$$

$$\delta e_{\text{pertenece_al_tercio_central}} := \text{if } \frac{A}{6} > \max(e_{u1}, e_{u2}) = \text{"SI"} \\ \parallel \\ \text{"SI"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"NO"}$$

Cálculo de Esfuerzos actuantes

$$q_{max1} := \frac{P_{u1}}{B \cdot A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{u1}}{A}\right) = 1.066 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min1} := \frac{P_{u1}}{B \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{u1}}{A}\right) = 1.052 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max2} := \frac{P_{u2}}{B \cdot A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{u2}}{A}\right) = 1.386 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min2} := \frac{P_{u2}}{B \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{u2}}{A}\right) = 1.368 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max3} := \frac{P_{u3}}{B \cdot A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{u3}}{A}\right) = 1.523 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min3} := \frac{P_{u3}}{B \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{u3}}{A}\right) = 1.106 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max4} := \frac{P_{u4}}{B \cdot A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{u4}}{A}\right) = 1.022 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min4} := \frac{P_{u4}}{B \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{u4}}{A}\right) = 0.611 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo, se considera a criterio el promedio del esfuerzo máximo y mínimo de la combinación mayorada 2.

$$\sigma_u := \frac{q_{max2} + q_{min2}}{2} = 1.377 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Carga Axial última, se considera el máximo de la combinación mayorada 2.

$$P_u := P_{u2} = 23269.14 \text{ kgf}$$

4.0 DISEÑO DEL ÁREA DE ACERO POR FLEXIÓN DE LA ZAPATA

Si la cantidad de área de acero que asegure que la resistencia nominal a la flexión de la zapata sea mayor que el momento último actuante en la cara del pedestal.

Longitud para determinar el momento flector:

$$L_{flex} := \frac{A}{2} - \frac{a}{2} = 0.525 \text{ m}$$

Momento último en la cara de la columna:

$$M_u := \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (L_{flex})^2}{2} = 2466.753 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo requerido:

$$A_{s, req} := \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi_b \cdot B \cdot f'c}}}{\frac{f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot B}} = 1.564 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, min} := 0.0018 \cdot B \cdot h_z = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s, req}, A_{s, min}) = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$\phi_b A_s = 1.27 \text{ cm} \quad A_b := \frac{\pi \cdot (\phi_b A_s)^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

Número de barras requeridas y separación del acero de refuerzo a tracción:

$$\#barras := \text{ceil} \left(\frac{A_s}{A_b} \right) = 10 \quad sep := \frac{B - 2 \cdot rec}{\#barras - 1} = 12.778 \text{ cm} \quad s := \text{Floor}(sep, 2.5 \text{ cm}) = 12.5 \text{ cm}$$

Área de acero de refuerzo real a tracción:

$$A_{s, real} := \#barras \cdot A_b = 12.668 \text{ cm}^2$$

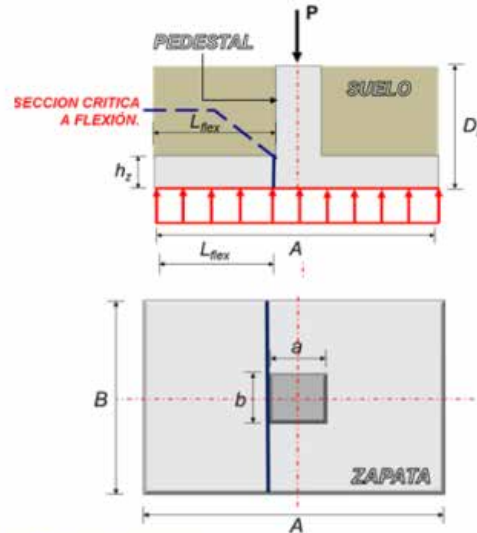
Cuantía balanceada:

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \right) = 0.022$$

Área de acero de refuerzo a tracción máxima permitida:

$$A_{s, max} := \rho_{max} \cdot B \cdot d = 73.728 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{if } A_{s, min} \leq A_{s, real} \leq A_{s, max} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$



Área de acero mínimo

Área de diseño de acero de refuerzo

Diámetro y área de las barras longitudinales a tracción.

Cuantía del acero de refuerzo a tracción:

$$\rho_{real} := \frac{A_{s, real}}{B \cdot d} = 0.0023$$

Cuantía máxima:

$$\rho_{max} := \begin{cases} \text{if } f_y = 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.014 \\ \quad \parallel 0.591 \cdot \rho_b \\ \text{else if } f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \quad \parallel 0.625 \cdot \rho_b \\ \text{else if } f_y = 5500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \quad \parallel 0.652 \cdot \rho_b \\ \text{else} & \\ \quad \parallel 0.677 \cdot \rho_b \end{cases}$$

5.0 VERIFICACIÓN DEL CORTE POR PUNZONADO

El cortante resistente por punzonado de la zapata lo proporciona únicamente el concreto y tendrá que ser mayor al cortante último actuante en la sección crítica que se localiza a una distancia "d/2" de la cara del pedestal.

Cortante último por punzonado:

$$V_u := P_u - \sigma_u \cdot ((a+d) \cdot (b+d)) = 17113.243 \text{ kgf}$$

Perímetro del punzonado:

$$b_0 := 2 \cdot (a+d) + 2 \cdot (b+d) = 267.46 \text{ cm}$$

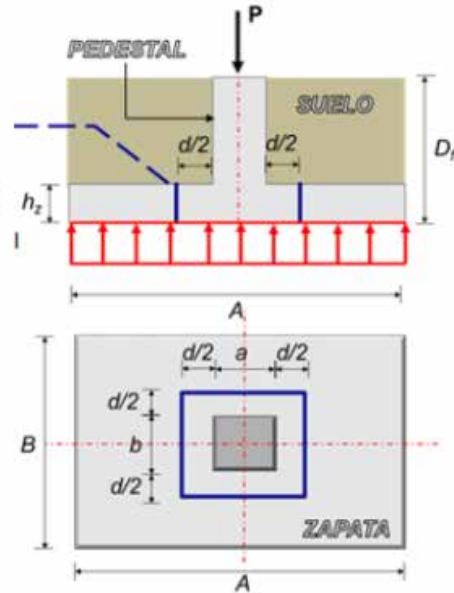
Relación de las dimensiones en planta de la columna o pedestal

$$\beta := \frac{\max(a, b)}{\min(a, b)} = 1$$

Factor de ubicación de columna o pedestal:

$$\begin{aligned} a_{sI} &:= 40 && \text{Columnas interiores.} \\ a_{sB} &:= 30 && \text{Columnas de borde} \\ a_{sE} &:= 20 && \text{Columnas de esquinas} \end{aligned}$$

$$\alpha_s := \begin{cases} \text{if } u_p = \text{"interior"} & = 40 \\ \parallel & a_{sI} \\ \text{else if } u_p = \text{"borde"} & \\ \parallel & a_{sB} \\ \text{else} & \\ \parallel & a_{sE} \end{cases}$$



Esfuerzo de corte por punzonado resistente del concreto

$$v_{c1} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 15.941 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{c2} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 23.041 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{c3} := 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 32.323 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c := \min(v_{c1}, v_{c2}, v_{c3}) = 15.941 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Fuerza cortante por punzonado resistente del concreto

$$V_c := v_c \cdot b_0 \cdot d = 178489.334 \text{ kgf}$$

Tabla 22.6.5.2 — v_c para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante

	v_c	
El menor de (a), (b) y (c):	$v_c = 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$	(a)
	$v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$	(b)
	$v_c = 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$	(c)

Notas:

[i] λ_s es el factor de efectos de tamaño dado en 22.5.5.1.3.

[ii] β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, carga concentrada o área de reacción.

[iii] α_s está dada en 22.6.5.3.

Tabla 22.6.5.2. v_c para miembros en dos direcciones sin refuerzo para cortante. ACI 318-19.

Fuerza cortante por punzonado resistente minorada

$$\phi_v V_c := \phi_v \cdot V_c = 133867 \text{ kgf}$$

$$\begin{aligned} \text{if } V_u \leq \phi_v V_c & \\ \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \parallel & \text{"No Cumple"} \end{aligned} = \text{"Cumple"}$$

6.0 VERIFICACIÓN DEL CORTE POR VIGA ANCHA

El cortante de viga ancha resistente de la zapata lo proporciona únicamente el concreto y tendrá que ser mayor al cortante último actuante en la sección crítica que se localiza a una distancia "d" de la cara de la columna.

Sección crítica al corte: $L' := \frac{A}{2} - \frac{a}{2} - d = 0.106 \text{ m}$

Cortante último por viga ancha: $V_u := \sigma_u \cdot L' \cdot B = 1903.595 \text{ kgf}$

Cuantía del acero de refuerzo a tracción: $\rho_w := \rho_{real} = 0.0023$

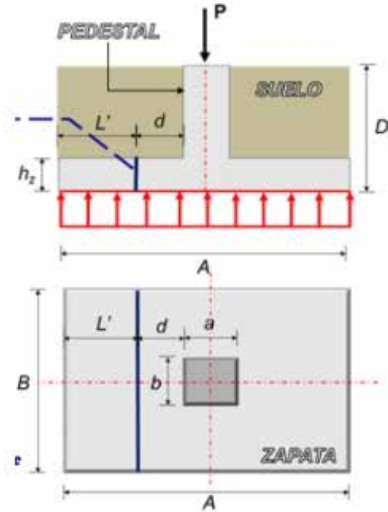
Fuerza cortante de viga ancha resistente del concreto:

$$V_c := \left(2.1 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \cdot B \cdot d = 21949.486 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante de viga ancha resistente minorada:

$$\phi_v V_c := \phi_v \cdot V_c = 16462.114 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_v V_c \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"}$$



7.0 VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE TRANSFERENCIA REQUERIDA POR EL CÓDIGO ACI318-19

La longitud de transferencia proporcionada en la zapata de fundación debe ser mayor que la mínima requerida por el código ACI 318-19 (l_d) y 30cm.

Longitud de desarrollo proporcionada: $l_{d,prop} := \frac{A}{2} - \frac{a}{2} - rec = 45 \text{ cm}$

Distancia medida del centro de una barra a la superficie más cercana de concreto:

$$c_{b1} := rec_d = 8.135 \text{ cm}$$

Mitad de la separación centro a centro de las barras que se desarrollan:

$$c_{b2} := \frac{s}{2} = 6.25 \text{ cm}$$

$$c_b := \min(c_{b1}, c_{b2}) = 6.25 \text{ cm}$$

Diámetro de la barra

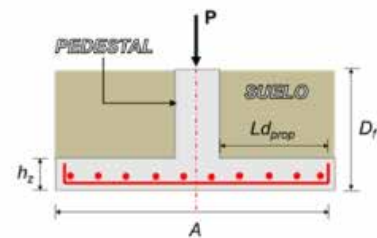
$$d_b := \phi_{bAs} = 1.27 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} c_b := \text{if } \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \\ \quad \parallel c_b \\ \text{else} \\ \quad \parallel 2.5 \end{array} \quad \Bigg| = 2.5 \text{ cm}$$

$$l_d := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b = 42.739 \text{ cm}$$

$$l_d := \max(l_d, 30 \text{ cm}) = 42.739 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } l_{d,prop} \geq l_d \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"}$$



8.0 VERIFICACIÓN DEL APLASTAMIENTO DEL CONCRETO EN LA BASE DEL PEDESTAL

Todas las cargas de la columna o pedestal se transferirán a la zapata por contacto directo con el concreto. Por lo que se debe verificar que el esfuerzo actuante de aplastamiento sea menor que la resistencia al aplastamiento del concreto.

Aplastamiento en el pedestal

Área del pedestal

$$A_{ped} := a \cdot b = 625 \text{ cm}^2$$

Fuerza actuante mayorada de aplastamiento

$$B_u := P_u = 23269.14 \text{ kgf}$$

Resistencia al aplastamiento de la columna

$$B_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{ped} = 111562.5 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } B_u \leq \phi_a B_n \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Cumple"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

Aplastamiento en la zapata

A_1 Es el área de la zona cargada

$$A_1 := A_{ped} = 625 \text{ cm}^2$$

A_2 Es el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o de cono recto contenida completamente dentro del apoyo, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales con relación de 1 vertical y 2 horizontal.

$$A_2 := A_f = 16900 \text{ cm}^2$$

Resistencia al aplastamiento de la columna

$$B_{n1} := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{ped} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 580125 \text{ kgf}$$

$$B_n := \min(B_{n1}, B_{n2}) = 223125 \text{ kgf}$$

Fuerza actuante mayorada de aplastamiento

$$\frac{B_u}{\phi_a B_n} = 0.16$$

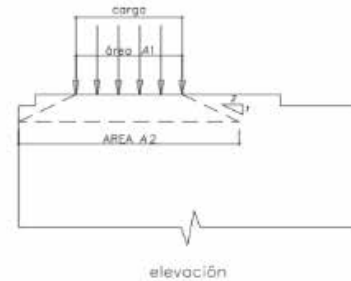
Tabla 22.8.3.2 — Resistencia nominal al aplastamiento

Geometría del área de apoyo	B_n	
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor de (a) y (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_1)$ (a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$ (b)
Otros casos		$0.85 f'_c A_1$ (c)

Tabla 22.8.3.2. Resistencia nominal al aplastamiento ACI 318-19.

Resistencia al aplastamiento minorada

$$\phi_a B_n := \phi_a \cdot B_n = 72515.625 \text{ kgf}$$



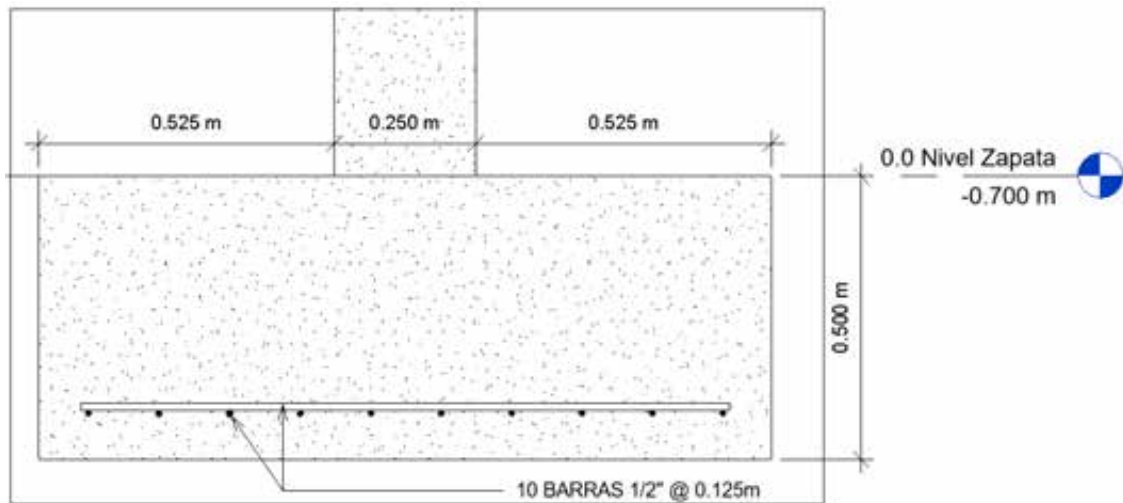
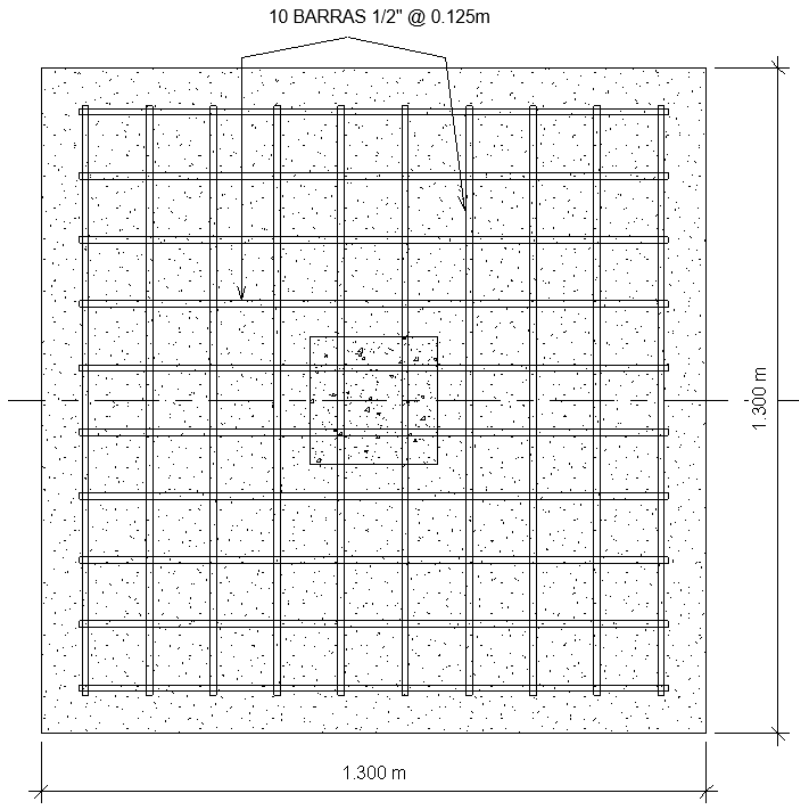
$$B_{n2} := 2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{ped} = 223125 \text{ kgf}$$

$$\phi_a B_n := \phi_a \cdot B_n = 145031.25 \text{ kgf}$$

$B_u := P_u = 23269.14 \text{ kgf}$

$$\begin{array}{l} \text{if } B_u \leq \phi_a B_n \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Cumple"} \end{array} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

9.0 DESPIECE DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZAPATA



Anexo 16: Diseño Estructural de Viga de Cimentación – Sometido a Momentos

1.0 DATOS PRELIMINARES

Se requiere el diseño estructural de una viga de cimentación de concreto reforzado sometido a momentos resistentes especiales.

1.1 Carga sobre la zapata de cimentación

Tras haber efectuado el análisis estructural de la edificación, se presentan a continuación las solicitaciones obtenidas en los apoyos.

Donde:

- CP: Carga Permanente
- CV: Carga Variable
- S: Carga Sismo

Cargas Axiales			Fuerza Horizontal por Sismo	Momentos Flectores		
P_{CP}	P_{CV}	P_S	V_{XS}	M_{CP}	M_{CV}	M_S
(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef·m)	(tonnef·m)	(tonnef·m)
12.7861	3.158	2.2874	0.538	0.0181	0.0041	0.7369

1.2 Propiedades de los materiales de la Viga de Cimentación

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a compresión del concreto.

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo cedente del acero de refuerzo longitudinal.

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto reforzado.

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

$$r_{vc} := 2.5 \text{ cm}$$

Recubrimiento de la sección transversal de la viga de cimentación.

1.3 Datos para el diseño a Flexión, Corte

$$\phi_b := 0.90$$

Factor por minoración de resistencia a flexión

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de minoración de resistencia a corte.

$$\epsilon_{cu} := 0.003$$

Deformación unitaria última del concreto.

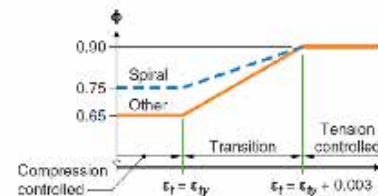


Fig. R9.1.2.2(b). Tensión σ con la deformación unitaria ϵ en la tracción. ACI 318-19.

1.4 Dimensiones del Pedestal

$$a_{ped} := 1.10 \text{ m}$$

Ancho del Pedestal.

$$b_{ped} := 1.10 \text{ m}$$

Largo del Pedestal.

$$r_{ped} := 5.0 \text{ cm}$$

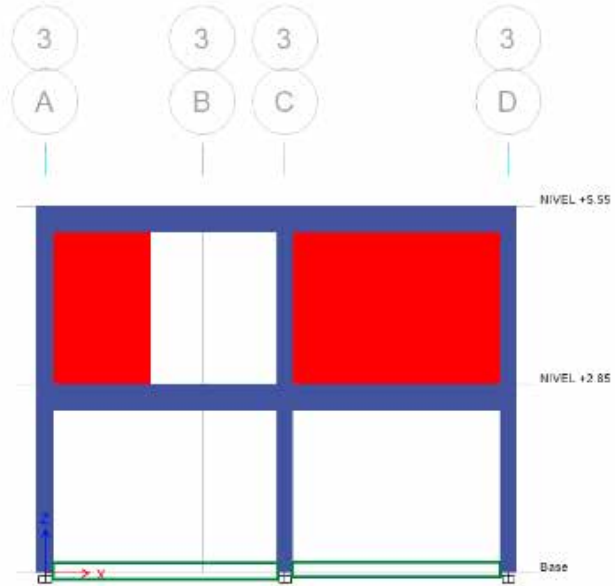
Recubrimiento de la sección transversal del pedestal.

2.0 PREDIMENSIONADO

$L_{vc} := 3.125 \text{ m}$ Longitud libre de la viga de cimentación.

$h_{vc} := 0.5 \text{ m}$ Altura de la viga de cimentación.

$b_{vc} := 0.30 \text{ m}$ Base de la viga de cimentación.



3.0 CHEQUEO DE DIMENSIONES

$\frac{L_{vc}}{h_{vc}} = 6.25$ Relación de la longitud con la altura de la viga de cimentación.

$Chequeo_altura :=$ if $\frac{L_{vc}}{h_{vc}} \leq 10$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Aumentar altura"

$b_{vc} = 0.3 \text{ m}$ Base de la viga de cimentación.

$\frac{b_{vc}}{L_{vc}} = 0.096$ Relación de la base con la longitud de la viga de cimentación.

$Chequeo_base :=$ if $\frac{b_{vc}}{L_{vc}} \geq 0.05 \wedge b_{vc} \geq 30 \text{ cm}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Aumentar base"

4.0 DISEÑO A FLEXO-TRACCIÓN

4.1 ANÁLISIS DE CARGAS

4.1.1 Combinaciones de Diseño

Combinación de mayoración Cargas Axiales

$$\begin{aligned}P_{u1} &:= 1.4 \cdot P_{CP} = 17900.54 \text{ kgf} \\P_{u2} &:= 1.4 \cdot P_{CP} + 1.7 P_{CV} = 23269.14 \text{ kgf} \\P_{u3} &:= 1.25 \cdot (P_{CP} + P_{CV}) + P_S = 22217.525 \text{ kgf} \\P_{u4} &:= 0.9 \cdot P_{CP} + P_S = 13794.89 \text{ kgf}\end{aligned}$$

$$P_u := \max(P_{u1}, P_{u2}, P_{u3}, P_{u4}) = 23269.14 \text{ kgf}$$

Combinación de mayoración Momentos flectores

$$\begin{aligned}M_{u1} &:= 1.4 \cdot M_{CP} = 25.34 \text{ kgf} \cdot \text{m} \\M_{u2} &:= 1.4 \cdot M_{CP} + 1.7 M_{CV} = 32.31 \text{ kgf} \cdot \text{m} \\M_{u3} &:= 1.25 \cdot (M_{CP} + M_{CV}) + M_S = 764.65 \text{ kgf} \cdot \text{m} \\M_{u4} &:= 0.9 \cdot M_{CP} + M_S = 753.19 \text{ kgf} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

4.1.2 Solicitaciones Mayorada

$$N_u := 0.15 \cdot P_u = 3490.371 \text{ kgf}$$

$$M_u := \frac{\max(M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4})}{2} = 382.325 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{considerando que el momento se reparte entre 2 vigas adyacentes})$$

4.2 ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

$$d_{vc} := h_{vc} - r_{vc} = 0.475 \text{ m}$$

Peralte de la viga de cimentación.

$$A_{s_{flex}} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{vc}}{f_y} \cdot \left(d_{vc} - \sqrt{d_{vc}^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi_b \cdot b_{vc} \cdot f'_c}} \right) = 0.213 \text{ cm}^2$$

Acero requerido a flexión de la viga de cimentación.

$$A_{s_{axial}} := \frac{N_u}{\phi_b \cdot f_y} = 0.923 \text{ cm}^2$$

Acero requerido a carga axial de la sección.

$$A_{s_{req}} := A_{s_{flex}} + \frac{A_{s_{axial}}}{2} = 0.675 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal requerido.

4.2.1 Refuerzo Superior (Momento Negativo)

Propuesta

$$\phi_{b_sup} := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$$

Diámetro de barra superior colocada.

$$\#barras_sup := 3$$

Número de barras colocadas.

$$A_b := \frac{\pi \cdot (\phi_{b_sup})^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

Área de las barras longitudinales a tracción.

$$A_{s_{sup}} := \#barras_sup \cdot A_b = 5.938 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal superior colocado.

Chequeo de Acero Mínimo Longitudinal

$$As_{sup} \geq As_{min}$$

Condición para el acero requerido.

$$As_{min1} := \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b_{vc} \cdot d_{vc} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Área mínima de acero requerido caso 1.

$$As_{min2} := \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c \cdot MPa}}{f_y} \cdot b_{vc} \cdot d_{vc} = 3.925 \text{ cm}^2$$

Área mínima de acero requerido caso 2.

$$As_{min} := \max(As_{min1}, As_{min2}) = 4.75 \text{ cm}^2$$

Área mínima de acero requerido.

$$Chequeo_condición_1 := \begin{cases} \text{if } As_{sup} \geq As_{min} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

$$As_{sup} \geq \frac{1}{4} \cdot As_{cara}$$

En este caso, el acero colocado en la cara será el mismo acero continuo superior.

$$As_{cara} := As_{sup} = 5.938 \text{ cm}^2$$

$$Chequeo_condición_2 := \begin{cases} \text{if } As_{sup} \geq \frac{1}{4} \cdot As_{cara} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

4.2.2 Refuerzo Inferior (Momento Positivo)

Propuesta

$$\phi_{b_inf} := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$$

Diámetro de barra inferior colocada.

$$\#barras_inf := 3$$

Número de barras colocadas.

$$A_b := \frac{\pi \cdot (\phi_{b_inf})^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

Área de las barras longitudinales a tracción.

$$As_{inf} := \#barras_inf \cdot A_b = 5.938 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal inferior colocado.

Chequeo de Acero Mínimo Longitudinal

$$As_{inf} \geq As_{min}$$

Condición para el acero requerido.

$$As_{min1} := \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b_{vc} \cdot d_{vc} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Área mínima de acero requerido caso 1.

$$A_{s_{min2}} := \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot MPa}{f_y} \cdot b_{vc} \cdot d_{vc} = 3.925 \text{ cm}^2$$

Área mínima de acero requerido caso 2.

$$A_{s_{min}} := \max(A_{s_{min1}}, A_{s_{min2}}) = 4.75 \text{ cm}^2$$

Área mínima de acero requerido.

$$\text{Chequeo_condición_1} := \begin{cases} \text{if } A_{s_{inf}} \geq A_{s_{min}} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

$$A_{s_{inf}} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{s_{cara}}$$

En este caso, el acero colocado en la cara será el mismo acero continuo inferior.

$$A_{s_{cara}} := A_{s_{inf}} = 5.938 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chequeo_condición_2} := \begin{cases} \text{if } A_{s_{inf}} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{s_{cara}} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

$$A_{s_{cara_pos}} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{s_{cara_neg}}$$

En este caso, el acero positivo y negativo colocado en la cara será el mismo acero continuo superior e inferior.

$$A_{s_{cara_pos}} := A_{s_{inf}} = 5.938 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{cara_neg}} := A_{s_{sup}} = 5.938 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chequeo_condición_3} := \begin{cases} \text{if } A_{s_{cara_pos}} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{s_{cara_neg}} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

4.2.3 Desarrollo del Refuerzo Longitudinal

Longitud de desarrollo para el gancho estándar de la barra de refuerzo l_{dh}

$$l_{d_prop} := b_{ped} - r_{ped} = 105 \text{ cm}$$

Factor de modificación según el peso de concreto (liviano o normal).

$$\lambda := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento epóxico.

$$\psi_e := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento.

$$\psi_c := 1.00$$

Factor de modificación según el confinamiento.

$$\psi_r := 1.00$$

$$l_{dh_req} := \max \left(\frac{0.24 \cdot f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_c \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa}} \cdot \phi_{b_sup}, 15 \text{ cm}, 8 \cdot \phi_{b_sup} \right) = 34.58 \text{ cm}$$

$$\text{Chequeo_gancho_estándar} := \begin{cases} \text{if } l_{d_prop} \geq l_{dh_req} & = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

Longitud de desarrollo de la barra de refuerzo l_d

Factor de modificación según el peso de concreto (liviano o normal).

$$\lambda := 1.00$$

Factor de modificación según la ubicación.

$$\psi_{t_sup} := 1.30$$

$$\psi_{t_inf} := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento epóxico.

$$\psi_e := 1.00$$

Factor de modificación según el tamaño.

$$\psi_s := 0.80$$

TABLA 12.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

Factor	Condiciones	Valor
Ubicación ψ_t	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Epóxico ψ_e	Barras o alambres con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc con recubrimiento menor de 3 db o espaciamiento libre menor que 6 db.	1,5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones.	1,2
Tamaño ψ_s	Barras sin tratamiento superficial	1,0
	Barras de 3/4" y menores.	0,8
Concreto de peso liviano λ	Barras mayores de 3/4".	1,0
	Concreto de peso liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\psi_t \psi_e$ no necesita considerarse mayor que 1,7

* Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300 mm o más de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal

$$\phi_{b_v} := \frac{3}{8} \text{ in} = 9.525 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de estribo colocada.

$$r_{lat_sup} := 4 \text{ cm} + \phi_{b_v} + \frac{\phi_{b_sup}}{2} = 5.746 \text{ cm}$$

$$r_{lat_inf} := 4 \text{ cm} + \phi_{b_v} + \frac{\phi_{b_inf}}{2} = 5.746 \text{ cm}$$

$$s_{lat_sup} := \frac{b_{vc} - 2 \cdot r_{lat_sup}}{\#barras_sup - 1} = 9.254 \text{ cm}$$

$$s_{lat_inf} := \frac{b_{vc} - 2 \cdot r_{lat_inf}}{\#barras_inf - 1} = 9.254 \text{ cm}$$

$$C_{b_sup} := \min \left(r_{lat_sup}, \frac{s_{lat_sup}}{2} \right) = 4.627 \text{ cm}$$

$$C_{b_inf} := \min \left(r_{lat_inf}, \frac{s_{lat_inf}}{2} \right) = 4.627 \text{ cm}$$

$$K_{tr} := 0$$

$$\frac{C_{b_sup} + K_{tr}}{\phi_{b_sup}} = 2.915$$

$$l_{d_req_sup} := \max \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} \cdot \frac{\psi_{t_sup} \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_{b_sup} + K_{tr}}{\phi_{b_sup}} \right)} \cdot \phi_{b_sup}, 30 \text{ cm} \right) = 46.739 \text{ cm}$$

$$\frac{C_{b_inf} + K_{tr}}{\phi_{b_inf}} = 2.915$$

$$l_{d_req_inf} := \max \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} \cdot \frac{\psi_{t_inf} \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_{b_inf} + K_{tr}}{\phi_{b_inf}} \right)} \cdot \phi_{b_inf}, 30 \text{ cm} \right) = 35.953 \text{ cm}$$

4.3 ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

$$A_s := A_{s_sup} = 5.938 \text{ cm}^2 \quad (\text{El acero superior es igual al inferior})$$

$$a := \frac{A_s \cdot 1.25 \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{vc}} = 5.822 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} := A_s \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot \left(d_{vc} - \frac{a}{2} \right) = 13.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} := M_{pr1} = 13.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{El acero en ambos extremos es el mismo})$$

$$A = 2.5 \text{ m}$$

Ancho tributario aproximado de la viga de cimentación.

$$D := 10 \text{ cm} \cdot \gamma_c \cdot A = 0.6 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad (\text{Para una losa de piso de 10cm de espesor})$$

$$L := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot A = 0.75 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad (\text{Para una losa de piso de sobrecarga 300kgf/m}^2)$$

$$S := 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

12.2.3 Para barras corrugadas y alambres corrugados, f_d debe ser:

$$\left(\frac{f_y}{1.1 \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) db \quad (12-1)$$

El término $\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s \cdot n} \quad (12-2)$$

en donde:

- n es el número de barras o alambres que se desarrollan dentro del plano de hendimiento (splitting).
 - cb es la menor distancia entre:
 - (a) La distancia del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto.
 - (b) La mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan.
- Se permite usar $K_{tr} = 0$, como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal presente.

Se permite usar cero como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal

$$S_{DS} := 0.4$$

$$W_u := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot D + L + 0.2 \cdot S = 1.518 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad \text{Carga distribuida sobre la viga de cimentación}$$

$$V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_{vc}} + \frac{W_u \cdot L_{vc}}{2} = 11.268 \text{ tonnef}$$

En vigas de pórticos especiales resistentes a momento, cuando se cumple con las condiciones descritas en 18.6.5.2 (ACI 318-19) la resistencia a cortante del concreto deberá tomarse como $V_c := 0 \text{ kN}$, siendo esto último lo que ocurre usualmente en el diseño.

Separación de estribos en Zona de Confinamiento

$$ZC := 2 \cdot h_{vc} = 1 \text{ m}$$

$$\#_{ramas} := 2$$

$$A_{b,v} := \frac{\pi \cdot (\phi_{b,v})^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$Sep_{req} := \frac{\#_{ramas} \cdot A_{b,v} \cdot f_y \cdot d_{vc}}{\frac{V_e}{\phi_v} - V_c} = 18.924 \text{ cm}$$

$$Sep_{min_ZC} := \min\left(\frac{d_{vc}}{4}, 6 \cdot \min(\phi_{b_sup}, \phi_{b_inf}), 15 \text{ cm}\right) = 9.525 \text{ cm}$$

$$Sep_{prop_ZC} := 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Chequeo_separación_ZC} := \text{if } Sep_{prop_ZC} < Sep_{req} \wedge Sep_{prop_ZC} < Sep_{min_ZC} \text{ then "Cumple" else "No Cumple"}$$

Separación de estribos No Confinados

$$Sep_{min_ZNC} := \frac{d_{vc}}{2} = 23.75 \text{ cm}$$

$$Sep_{prop_ZNC} := 15 \text{ cm}$$

$$\text{Chequeo_separación_ZNC} := \text{if } Sep_{prop_ZNC} < Sep_{min_ZNC} \wedge Sep_{prop_ZNC} < Sep_{req} \text{ then "Cumple" else "No Cumple"}$$

5.0 RESUMEN DEL DISEÑO Y DETALLE ESQUEMÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

Dimensiones

$$b_{vc} = 30 \text{ cm}$$

$$h_{vc} = 50 \text{ cm}$$

Acero Longitudinal

$$\#_{barras_sup} = 3 \quad barra\# := \frac{\phi_{b_sup} \cdot 8}{in} = 5$$

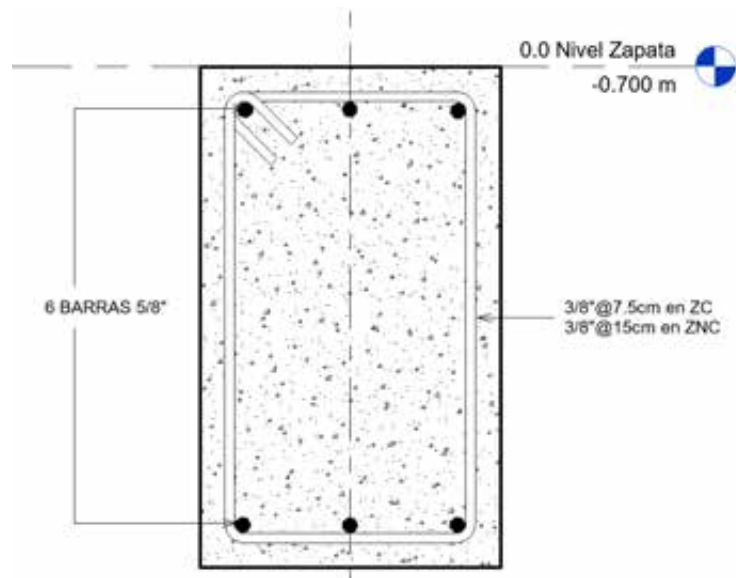
$$\#_{barras_inf} = 3 \quad barra\# := \frac{\phi_{b_inf} \cdot 8}{in} = 5$$

Acero Transversal

$$\#_{ramas} = 2 \quad barra\# := \frac{\phi_{b_v} \cdot 8}{in} = 3$$

$$Sep_{prop_ZC} = 7.5 \text{ cm} \quad ZC = 100 \text{ cm}$$

$$Sep_{prop_ZNC} = 15 \text{ cm} \quad L_{vc} - 2 \cdot ZC = 112.5 \text{ cm}$$



Anexo 17: Diseño Estructural de Viga de Conexión – Sometido a Tracción Axial

1.0 DATOS PRELIMINARES

Se requiere el diseño estructural de una viga de conexión de concreto reforzado sometido a tracción axial, según los lineamientos del ACI 318-19.

1.1 Carga sobre la zapata de cimentación

Tras haber efectuado el análisis estructural de la edificación, se presentan a continuación las solicitaciones obtenidas en los apoyos.

Donde:

- CP: Carga Permanente
- CV: Carga Variable
- S: Carga Sismo

Cargas Axiales			Fuerza Horizontal por Sismo	Momentos Flectores		
P_{CP}	P_{CV}	P_S	V_{XS}	M_{CP}	M_{CV}	M_S
(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef)	(tonnef·m)	(tonnef·m)	(tonnef·m)
12.7861	3.158	2.2874	0.538	0.0181	0.0041	0.7369

1.2 Propiedades de los materiales de la Viga de Conexión

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a compresión del concreto.

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo cedente del acero de refuerzo longitudinal.

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto reforzado.

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

$$f_{ct} := 0.10 \cdot f'_c = 21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 218819.789 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del concreto.

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 9.597$$

Relación modular.

$$r_{vc} := 7.5 \text{ cm}$$

Recubrimiento de la viga de conexión.

1.3 Datos para el diseño a Tracción y Corte

$$\phi_t := 0.90$$

Factor por minoración de resistencia a Tracción

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de minoración de resistencia a corte.

$$\varepsilon_{cu} := 0.003$$

Deformación unitaria última del concreto.

1.4 Propiedades Geométricas de la viga de conexión:

$$h_{vc} := 0.50 \text{ m}$$

Altura de la viga de cimentación.

$$b_{vc} := 0.30 \text{ m}$$

Base de la viga de cimentación.

$$L_{vc} := 3.625 \text{ m}$$

Longitud de la viga (entre ejes de columnas).

$$A_g := b_{vc} \cdot h_{vc} = 1500 \text{ cm}^2$$

Área gruesa de la sección

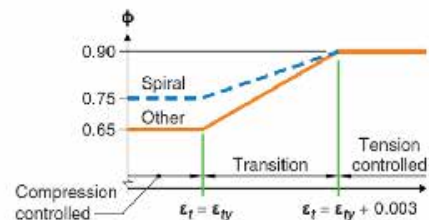


Fig. R21.2.2(b). Variación ϕ con la deformación unitaria neta a tracción. ACI 318-19.

1.5 Dimensiones del Pedestal

Dimensiones del Pedestal A:

$$a_a := 0.25 \text{ m} \quad \text{Ancho del Pedestal.}$$

$$b_a := 0.25 \text{ m} \quad \text{Largo del Pedestal.}$$

Dimensiones del Pedestal B:

$$a_b := 0.25 \text{ m} \quad \text{Ancho del Pedestal.}$$

$$b_b := 0.25 \text{ m} \quad \text{Largo del Pedestal.}$$

$$r_{ped} := 5.0 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento de la sección transversal del pedestal.}$$

$$L_n := L_{vc} - \frac{a_a}{2} - \frac{a_b}{2} = 3.375 \text{ m} \quad \text{Longitud libre de la viga de cimentación.}$$

Tabla 21.2.1 — Factores de reducción de resistencia, ϕ

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
(a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b) Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.



1.6 Configuración del acero de refuerzo longitudinal de la viga

Acero inferior:

$$\phi_{b_inf} := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$\#barras_inf := 4$$

$$A_{b_inf} := \frac{\pi \cdot (\phi_{b_inf})^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_inf} := \#barras_inf \cdot A_{b_inf} = 7.917 \text{ cm}^2$$

Acero de reforzamiento de la sección

$$A_{s_total} := A_{s_inf} + A_{s_sup} = 15.835 \text{ cm}^2$$

$$r_{vc} = 7.5 \text{ cm}$$

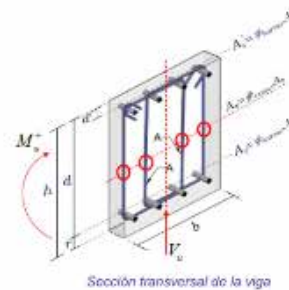
Acero superior:

$$\phi_{b_sup} := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$\#barras_sup := 4$$

$$A_{b_sup} := \frac{\pi \cdot (\phi_{b_sup})^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sup} := \#barras_sup \cdot A_{b_sup} = 7.917 \text{ cm}^2$$



Sección transversal de la viga

Separación mínima del refuerzo longitudinal

$$sep_{min_1} := 2.5 \text{ cm}$$

$$sep_{min_2} := \phi_{b_inf} = 1.588 \text{ cm}$$

$$sep_{min} := \max(sep_{min_1}, sep_{min_2}) = 2.5 \text{ cm}$$

Ancho requerido de la sección para la configuración de barras longitudinales propuestas

$$b_{req} := 2 \cdot r_{vc} + \#_{barras_inf} \cdot \phi_{b_inf} + (\#_{barras_inf} - 1) \cdot sep_{min} = 28.85 \text{ cm}$$

$$Chequeo_base := \begin{cases} \text{if } b_{vc} \geq b_{req} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar base" } \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

1.7 Configuración del acero de refuerzo transversal de la viga

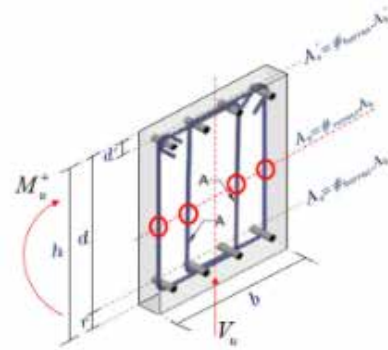
$$\phi_{b_Av} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$$

$$\#_{rAv} := 2$$

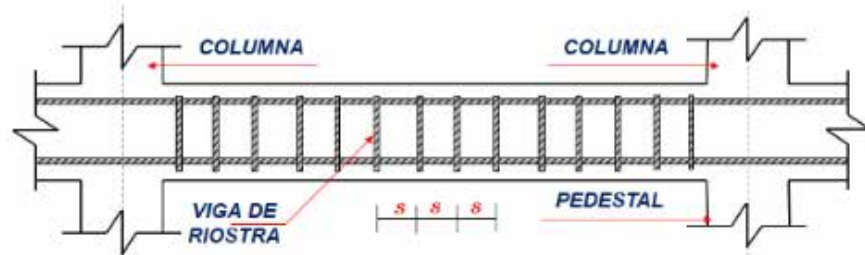
$$A_{b_Av} := \frac{\pi \cdot (\phi_{b_Av})^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{ve}} := \#_{rAv} \cdot A_{b_Av} = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$sep_{Av} := 15 \text{ cm}$$



Sección transversal de la viga



2.0 DISEÑO A TRACCIÓN

2.1 ANÁLISIS DE CARGAS

2.1.1 Combinaciones de Diseño

Combinación de mayoración Cargas Axiales

$$P_{u1} := 1.4 \cdot P_{CP} = 17900.54 \text{ kgf}$$

Combinación 1.

$$P_{u2} := 1.4 \cdot P_{CP} + 1.7 P_{CV} = 23269.14 \text{ kgf}$$

Combinación 2.

$$P_{u3} := 1.25 \cdot (P_{CP} + P_{CV}) + P_S = 22217.525 \text{ kgf}$$

Combinación 3.

$$P_{u4} := 0.9 \cdot P_{CP} + P_S = 13794.89 \text{ kgf}$$

Combinación 4.

$$P_{u_max} := \max(P_{u1}, P_{u2}, P_{u3}, P_{u4}) = 23269.14 \text{ kgf}$$

Máxima carga axial última sobre la columna.

Se escoge la combinación que desea revisar en el estado límite de resistencia (se debe escribir "1", "2", "3", "4").

$$Comb_{ult} := 2$$

$$P_u := \text{if}(Comb_{ult} = 1, P_{u1}, \text{if}(Comb_{ult} = 2, P_{u2}, \text{if}(Comb_{ult} = 3, P_{u3}, P_{u4}))) = 23269.14 \text{ kgf}$$

2.2 REQUISITOS DIMENSIONALES

El lado menor de la viga de riostra debe ser $\geq 5\%$ de la luz libre L_n entre los miembros conectados, pero menor de 30cm.

$$b_{min.1} := \frac{L_n}{20} = 12.125 \text{ cm} \qquad b_{min.2} := 30 \text{ cm}$$

$$b_{min} := \max(b_{min.1}, b_{min.2}) = 30 \text{ cm}$$

$$Chequeo_base := \begin{array}{l} \text{if } b_{vc} \geq b_{min} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar base" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

Las vigas de conexión que actúan como vínculo horizontal entre cabezales o fundaciones se dimensionarán para que se cumpla que la relación entre la luz libre y la altura de la viga sea $\frac{L_n}{h} \leq 10$, preferiblemente 7.

$$h_{min} := \frac{L_n}{10} = 24.25 \text{ cm} \qquad \text{Altura mínima de la viga de riostra.}$$

$$Chequeo_altura := \begin{array}{l} \text{if } h_{vc} \geq h_{min} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar base" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

2.3 REQUISITOS DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

En el caso en que resistan solo cargas axiales de tracción, las vigas de conexión se diseñarán como un tensor, donde el acero de refuerzo absorbe todos los esfuerzos impuestos, mientras que el concreto solo cumple una función de recubrimiento para proteger las barras de la oxidación y deterioro.

$$As_{min.1} := 0.01 \cdot b_{vc} \cdot h_{vc} = 15 \text{ cm}^2 \qquad \text{Acero de refuerzo mínimo (fórmula \#1)}$$

$$As_{min.2} := \frac{0.15 \cdot A_g \cdot f'_c}{f_y} = 11.25 \text{ cm}^2 \qquad \text{Acero de refuerzo mínimo (fórmula \#2)}$$

$$As_{min} := \max(As_{min.1}, As_{min.2}) = 15 \text{ cm}^2 \qquad \text{Acero de refuerzo mínimo que se debe colocar en la viga.}$$

$$Chequeo_Acero := \begin{array}{l} \text{if } As_{total} \geq As_{min} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Aumentar acero" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL A TRACCIÓN DE LA VIGA DE CONEXIÓN

La viga de riostra/amarre/atado/conexión se diseña con una contribución del 10% al 25% (dependiendo del código) de la carga axial que proviene de la columna más cargada como resultado de la combinación de cargas. En el caso en que resistan solo cargas axiales de tracción, las riostras se diseñaran como un tensor, donde el acero de refuerzo absorbe todos los esfuerzos impuestos, mientras que el concreto solo cumple una función de recubrimiento para proteger las barras de la oxidación y del deterioro.

$T_{u1} := 0.10 \cdot P_u = 2326.914 \text{ kgf}$	Contribución del 10% de la carga axial
$T_{u2} := 0.15 \cdot P_u = 3490.371 \text{ kgf}$	Contribución del 15% de la carga axial
$T_{u3} := 0.20 \cdot P_u = 4653.828 \text{ kgf}$	Contribución del 20% de la carga axial
$T_{u4} := 0.25 \cdot P_u = 5817.285 \text{ kgf}$	Contribución del 25% de la carga axial

$T_{u_max} := \max(T_{u1}, T_{u2}, T_{u3}, T_{u4}) = 5817.285 \text{ kgf}$	Máxima carga axial última sobre la viga.
---	--

Se escoge la combinación de tracción axial que se desea utilizar para el diseño estructural de la viga de conexión (se debe escribir "1", "2", "3", "4").

$$T_u := 2$$

$$T_u := \text{if}(T_u = 1, T_{u1}, \text{if}(T_u = 2, T_{u2}, \text{if}(T_u = 3, T_{u3}, T_{u4}))) = 3490.371 \text{ kgf}$$



$$A_{s_axial} := \frac{T_u}{\phi_t \cdot f_y} = 0.923 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo requerida a tracción.

$$A_s := \text{if}(A_{s_axial} \geq A_{s_min}, A_{s_axial}, A_{s_min}) = 15 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo a colocar en la sección.

$$\text{Chequeo_Acero} := \text{if } A_{s_total} \geq A_s \quad \Bigg| \quad = \text{"Cumple"}$$

$$\quad \Bigg| \quad \text{"Cumple"}$$

$$\quad \text{else}$$

$$\quad \Bigg| \quad \text{"Aumentar acero"}$$

2.5 ÁREA DE CONCRETO REQUERIDA A TRACCIÓN DE LA VIGA DE CONEXIÓN

En una viga de conexión el agrietamiento del concreto no debería ocurrir, para así proteger el refuerzo y evitar que se atacado por agentes agresivos que rodean a la viga, ya que generalmente las vigas de riostras son subterráneas.

$$A_c := \frac{T_u}{f_{ct}} - (n-1) \cdot \frac{T_u}{\phi_t \cdot f_y} = 158.27 \text{ cm}^2$$

Área de concreto requerida a tracción.

$$\text{Chequeo_Concreto} := \text{if } A_g \geq A_c \quad \Bigg| \quad = \text{"Cumple"}$$

$$\quad \Bigg| \quad \text{"Cumple"}$$

$$\quad \text{else}$$

$$\quad \Bigg| \quad \text{"Aumentar acero"}$$

2.6 ÁREA DE ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMA $A_{v_mín}$

Tipo de viga	$A_{v_mín}/s$		
No preesforzada	El mayor de	$A_{v_mín} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$	(a)
		$A_{v_mín} \geq 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$	(b)

Tabla 9.6.3.4. $A_{v_mín}$ requerido para vigas no preesforzadas .
ACI 318-19

El área de acero de refuerzo transversal mínimo será la mayor entre las ecuaciones (a) y (b).

$$A_{v_mín_1} := 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \frac{b_{vc} \cdot sep_{Av}}{f_y} = 0.311 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima según la fórmula (a).

$$A_{v_mín_2} := 3.5 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \frac{b_{vc} \cdot sep_{Av}}{f_y} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima según la fórmula (b).

$$A_{v_mín} := \max(A_{v_mín_1}, A_{v_mín_2}) = 0.375 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo transversal mínima.

$$\begin{aligned} \text{Chequeo_acero_transversal} &:= \text{if } A_{s_{vc}} \geq A_{v_mín} &&= \text{"Cumple"} \\ &\quad \parallel \text{"Cumple"} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \parallel \text{"Cambiar Av y Separación propuesta"} \end{aligned}$$

2.7 SEPARACIÓN MÁXIMA NORMATIVA PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL

Se deben colocar estribos cerrados a una separación que no exceda el menor valor entre la mitad de la menor dimensión ortogonal de la sección transversal ó 30cm (12 pulg).

$$s_{max_1} := \frac{b_{vc}}{2} = 15 \text{ cm}$$

Separación máxima (fórmula 1).

$$s_{max_2} := 30 \text{ cm}$$

Separación máxima (fórmula 2).

$$sep_{max} := \min(s_{max_1}, s_{max_2}) = 15 \text{ cm}$$

Separación máxima del refuerzo transversal que se debe colocar en la viga de conexión.

$$\begin{aligned} \text{Chequeo_Separación} &:= \text{if } sep_{Av} \geq sep_{max} &&= \text{"Cumple"} \\ &\quad \parallel \text{"Cumple"} \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{aligned}$$

2.8 DESARROLLO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

Longitud de desarrollo para el gancho estándar de la barra de refuerzo l_{dh}

$$l_{d_prop} := b_a - r_{ped} = 105 \text{ cm}$$

Factor de modificación según el peso de concreto (liviano o normal).

$$\lambda := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento epóxico.

$$\psi_e := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento.

$$\psi_c := 1.00$$

Factor de modificación según el confinamiento.

$$\psi_r := 1.00$$

$$l_{dh,req} := \max \left(\frac{0.24 \cdot f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_c \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot MPa} \cdot \phi_{b,sup}, 15 \text{ cm}, 8 \cdot \phi_{b,sup} \right) = 34.58 \text{ cm}$$

$$Chequeo_gancho_estandar := \begin{cases} \text{if } l_{d,prop} \geq l_{dh,req} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Longitud de desarrollo de la barra de refuerzo l_d

Factor de modificación según el peso de concreto (liviano o normal).

$$\lambda := 1.00$$

Factor de modificación según la ubicación.

$$\psi_{t,sup} := 1.30$$

$$\psi_{t,inf} := 1.00$$

Factor de modificación según el recubrimiento epóxico.

$$\psi_e := 1.00$$

Factor de modificación según el tamaño.

$$\psi_s := 0.80$$

TABLA 12.2
FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LAS LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

Factor	Condiciones	Valor
Ubicación ψ_t	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
Epóxico ψ_e	Barras o alambres con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc con recubrimiento menor de 3 db o espaciamiento libre menor que 6 db.	1,5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones.	1,2
Tamaño ψ_s	Barras sin tratamiento superficial	1,0
	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

El producto: $\psi_t \psi_e$ no necesita considerarse mayor que 1,7

* Se consideran barras superiores aquellas que tienen 300 mm o más de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal

$$\phi_{b,v} := \frac{3}{8} \text{ in} = 9.525 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de estribo colocada.

$$r_{lat,sup} := 4 \text{ cm} + \phi_{b,v} + \frac{\phi_{b,sup}}{2} = 5.746 \text{ cm}$$

$$r_{lat,inf} := 4 \text{ cm} + \phi_{b,v} + \frac{\phi_{b,inf}}{2} = 5.746 \text{ cm}$$

$$s_{lat,sup} := \frac{b_{vc} - 2 \cdot r_{lat,sup}}{\#barras_{sup} - 1} = 6.169 \text{ cm}$$

$$s_{lat,inf} := \frac{b_{vc} - 2 \cdot r_{lat,inf}}{\#barras_{inf} - 1} = 6.169 \text{ cm}$$

$$C_{b_sup} := \min \left(r_{lat_sup}, \frac{s_{lat_sup}}{2} \right) = 3.085 \text{ cm}$$

$$C_{b_inf} := \min \left(r_{lat_inf}, \frac{s_{lat_inf}}{2} \right) = 3.085 \text{ cm}$$

$$K_{tr} := 0$$

Se permite usar cero como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal

$$\frac{C_{b_sup} + K_{tr}}{\phi_{b_sup}} = 1.943$$

$$l_{d_req_sup} := \max \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa}} \cdot \frac{\psi_{t_sup} \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_{b_sup} + K_{tr}}{\phi_{b_sup}} \right)} \cdot \phi_{b_sup}, 30 \text{ cm} \right) = 70.109 \text{ cm}$$

$$\frac{C_{b_inf} + K_{tr}}{\phi_{b_inf}} = 1.943$$

$$l_{d_req_inf} := \max \left(\frac{f_y}{1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa}} \cdot \frac{\psi_{t_inf} \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_{b_inf} + K_{tr}}{\phi_{b_inf}} \right)} \cdot \phi_{b_inf}, 30 \text{ cm} \right) = 53.93 \text{ cm}$$

3.0 RESUMEN DEL DISEÑO Y DETALLE ESQUEMÁTICO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA DE CONEXIÓN

Dimensiones

$$b_{vc} = 30 \text{ cm}$$

$$h_{vc} = 50 \text{ cm}$$

Acero Longitudinal

$$\#_{barras_sup} = 4$$

$$\text{barra \#} := \frac{\phi_{b_sup} \cdot 8}{\text{in}} = 5$$

$$\#_{barras_inf} = 4$$

$$\text{barra \#} := \frac{\phi_{b_inf} \cdot 8}{\text{in}} = 5$$

Acero Transversal

$$\#_{rAv} = 2$$

$$\text{barra \#} := \frac{\phi_{b_v} \cdot 8}{\text{in}} = 3$$

$$\text{sep}_{Av} = 15 \text{ cm}$$

